



République Algérienne Démocratique et
Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil, Mécanique et Transport

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme

de Master académique en Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Thème :

**Étude d'un Bâtiment en RDC+4 Etages en Béton
Armé Selon le Règlement Parasismique Algérien
RPA 2024**

Présenté par :

SAHOUANE Farouk

BELKACEMI Mahmoud Abdelkrime

Encadré par :

M. ABDELHAMID Abdelmalek

Soutenu le, **08-07-2026**

Devant le Jury :

M. BOUBEKEUR Toufik

Président

Prof

Univ-Tissemsilt

M. ABDELHAMID Abdelmalek

Encadrant

M.C.B

Univ-Tissemsilt

M. BOUZID Haytham

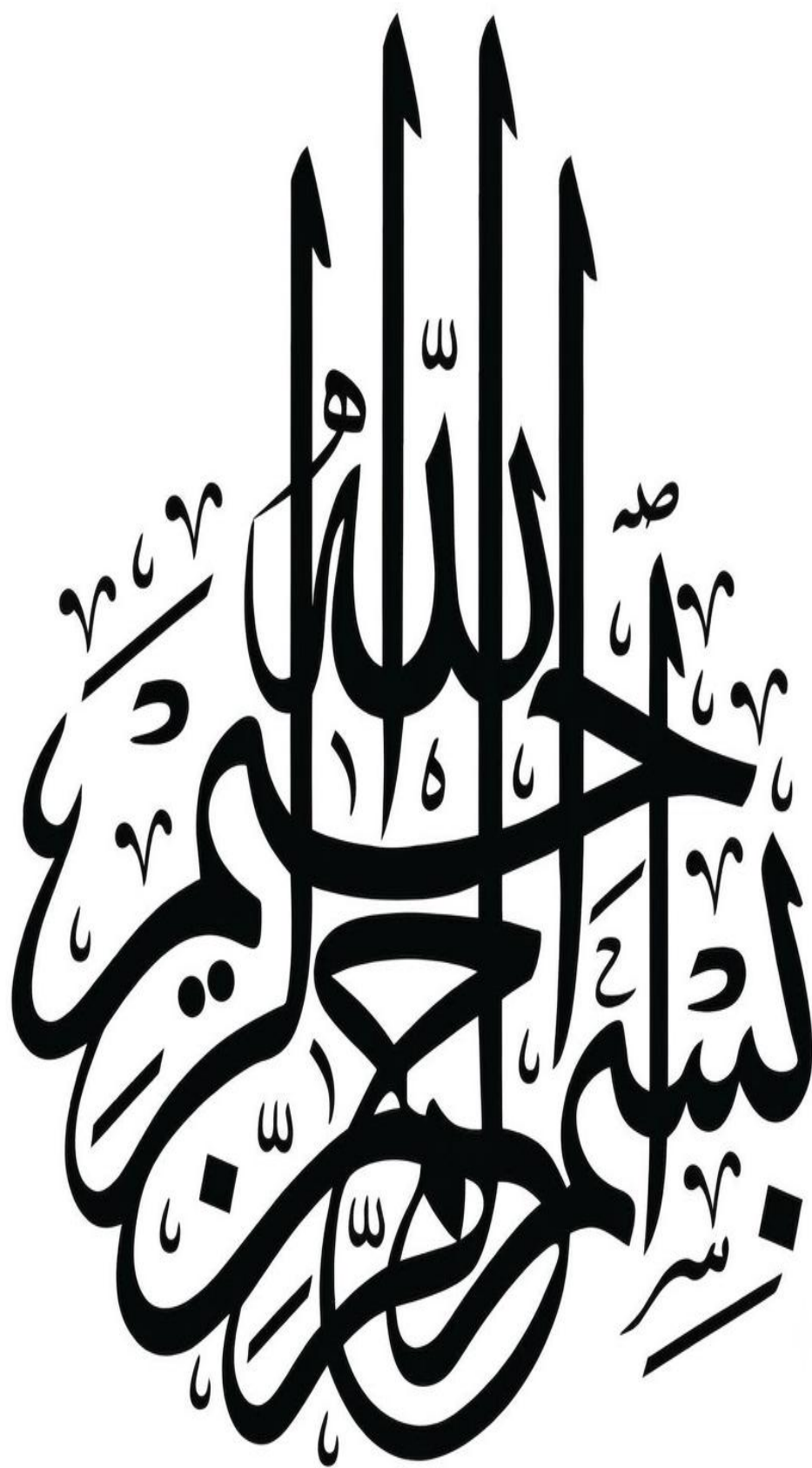
Examineur

M.C. A

Univ-Tissemsilt

Année universitaire

2025-2026



Remerciement

Tout d'abord, louange à Allah, grâce à qui les bonnes actions s'accomplissent. Louange à Allah qui nous a aidés à mener à bien cette étude, qui nous a facilité les moyens de réussir, et sans Son aide, nous n'aurions pas pu réussir. Nous implorons Allah de faire de ce travail une science utile et bénéfique.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur Mr ABDELHAMID Abdelmalek pour ses conseils, sa compétence et ses orientations durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions tous les enseignants de département GENIE CIVIL, MECANIQUE ET TRANSPORT pour leurs rôles importants dans notre formation.

Ainsi, nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres du jury, en particulier **Mr BOUBEKEUR Toufik** et **Mr BOUZID Haythem**, d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Nous adressons également nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à nos familles, qui ont été un soutien indéfectible à chaque instant, ainsi qu'à nos chers amis.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Résumé

Ce mémoire de fin d'études porte sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment d'habitation collective de **100 logements publics**, d'une hauteur de **15,96 m**, implanté dans la wilaya de **Tissemsilt**. L'étude est menée conformément aux recommandations du **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)** applicables à la **Zone II**.

Elle comprend le prédimensionnement et le calcul des principaux éléments structuraux ainsi que des éléments secondaires (escaliers et planchers à corps creux), selon le **BAEL** et le **RPA 2024**, en mettant en évidence les nouvelles exigences de confinement et de ductilité pour améliorer la performance sismique de l'ouvrage.

Le contreventement est assuré par un système portiques voiles en béton armé garantissant une rigidité suffisante face aux actions sismiques. En raison des charges de l'ouvrage et de la capacité portante faible du sol (**S3**), un radier général a été retenu afin d'assurer une répartition uniforme des contraintes et de limiter les tassements différentiels.

Mots clés : Bâtiment ; Dimensionnement ; RPA 2024 ; Contreventement ; Radier.

ملخص

تتناول هذه المذكرة تصميم وحساب مبنى سكني جماعي يضم 100 سكن عمومي، بارتفاع إجمالي قدره 15.96 م، يقع بولاية تيسمسيلت. وقد أنجزت هذه الدراسة وفقاً لمعايير (النظام الجزائري المضاد للزلازل RPA 2024 المطبقة في المنطقة الزلزالية الثانية). (Zone II)

تشمل الدراسة التقدير الأولي للأبعاد وحساب العناصر الإنشائية الرئيسية، والمتمثلة في الأعمدة والعوارض (الكمرات) والجدران القصية، بالإضافة إلى العناصر الثانوية مثل السلالم والبلاطات الهوردي، وذلك وفقاً لمعايير RPA 2024 وBAEL، مع إبراز المتطلبات الجديدة المتعلقة بالحصر والدونة بهدف تحسين الأداء الزلزالي للمنشأ.

يعتمد نظام مقاومة الأحمال الأفقية على الجدران القصية الخرسانية المسلحة، التي توفر الصلابة اللازمة لمقاومة القوى الزلزالية. ونظراً لأحمال المبنى الكبيرة وضعف قدرة تحمل التربة المصنفة S3، تم اعتماد لبشة خرسانية عامة لضمان توزيع منتظم للإجهادات والحد من الهبوطات التفاضلية.

الكلمات المفتاحية: المبنى؛ التصميم الإنشائي؛ RPA 2024؛ الجدران القصية؛ اللبشة الخرسانية.

Abstract

This final-year project focuses on the design and structural dimensioning of a **100-unit public residential building**, with a total height of **15.96 m**, located in the **Tissemsilt Province**. The study was carried out in accordance with the provisions of the **Algerian Seismic Code (RPA 2024)** applicable to **Seismic Zone II**.

It includes the preliminary sizing and structural design of the main structural elements (columns, beams, and shear walls), as well as the secondary elements (staircases and hollow-block slabs), in accordance with the **BAEL** and **RPA 2024** codes, highlighting the new confinement and ductility requirements aimed at improving the seismic performance of the structure.

The lateral load-resisting system consists of reinforced concrete shear walls, providing sufficient stiffness to withstand seismic actions. Owing to the building loads and the low bearing capacity of the **S3 soil**, a raft foundation was adopted to ensure a uniform distribution of stresses and to limit differential settlements.

Keywords: Building; Structural Design; RPA 2024; Shear Wall System; Raft Foundation.

Table de matières

Remercîment

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux IX

Liste des figures XIII

Liste des abréviations XVI

Introduction Générale 1

Chapitre I: présentation de projet et hypothèse calcul

1.1. Introduction 3

1.2. Présentation du projet..... 3

1.2.1 Caractéristiques Architecturales..... 3

1.2.2 Contexte Géographique et Maîtrise d'Ouvrage..... 3

1.2.3 Classification Sismique et Règlementaire..... 3

1.2.4. Caractéristiques géotechniques 4

1.2.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment 4

1.3. Système de contreventement et système constructif adoptés..... 8

1.3.1. Système de contreventement..... 8

1.3.2. Conception et ossature structurale 8

1.4. Matériaux utilisés 9

1.4.1. Béton 9

1.4.1.1. Résistance du béton 9

1.4.1.2. Déformation du béton 10

1.4.1.3. Contraintes limite ultime de compression 10

1.4.1.4. Contrainte ultime de cisaillement 11

1.4.1.5. Contrainte admissible de compression 11

1.4.1.6. Contrainte tangente conventionnel 11

1.4.1.7. Coefficient de poisson..... 11

1.4.2. Aciers : 11

1.4.2.1. Types d'aciers 12

1.4.2.2. Contrainte limite ultime..... 12

1.4.2.3. Contrainte limite de service 12

1.4.3. Caractéristiques des matériaux utilisés	13
1.4.3.1. Caractéristiques de béton	13
1.4.3.2. Caractéristiques d'acier	13
1.5. Les intervenants.....	Erreur ! Signet non défini.
1.6.1. Conséquences des hypothèses de calcul à l'ELU	14
1.6.3. Combinaisons d'actions	15
1.7. Règlements utilisés dans la conception	16
1.8. Conclusion	16

Chapitre II: le pré dimensionnement des éléments

2.1. Introduction	18
2.2. Pré dimensionnement des poutres	18
2.2.1. Vérifications selon RPA2024	19
2.3. Pré dimensionnement des planchers.....	20
2.3.1. Plancher en corps creux.....	20
2.3.1.1 Conception des poutrelles	21
2.4. Pré dimensionnement des escaliers	22
2.5. Pré dimensionnement d'acrotère	24
2.6. Évaluation des charges (Descente des charges)	25
2.6.1. Plancher terrasse	25
2.6.2. Plancher étage courant.....	26
2.6.3. Murs extérieurs.....	26
2.6.4. Murs intérieurs	26
2.7. La loi de dégression	26
2.8. Pré dimensionnement des poteaux.....	27
2.8.1. Détermination du poteau le plus sollicité	28
2.8.2. Calcul de l'effort normal ultime N_u	28
2.8.3. Détermination de « a » et « b » :.....	30
2.9. Pré dimensionnement des voiles.....	32
2.10. Conclusion	33

Chapitre III: analyse dynamique de la structure

3.1. Introduction	35
3.2. Choix de la méthode du calcul.....	35
3.2.1. Principe de l'analyse modale spectrale.....	35
3.3. Modélisation de la structure	36

3.3.1. Présentation de modèle numérique :	36
3.3.2. Disposition des voiles	37
3.4. Spectre de réponse (la composante horizontale)	38
3.4.1. Paramètres du spectre de réponse	38
3.4.2. Représentation graphique de spectre de réponse	39
3.5. Spectre de réponse vertical	39
3.6. La période fondamentale	39
3.6.1. Evaluation de la période numérique (Logiciel)	39
3.6.2. Estimation de la période à partir de formule empirique	39
3.7. Détermination du poids total de la structure	40
3.8. Calcul de la force sismique totale par MSE « Vs »	41
3.9. Vérification des exigences du RPA2024	41
3.9.1. Vérification de la condition de la période	42
3.9.2. Vérification des modes et le pourcentage de la participation massique	42
3.9.3. Vérification l'excentricité	45
3.9.4. Vérification l'effort tranchant à la base	46
3.9.5. Vérification de système de contreventement	48
3.9.6. Vérification des efforts normaux réduits	52
3.9.7. Vérification des déplacements inter-étage	53
3.9.8 Vérification de moment de renversement	56
3.9.9. Vérification de l'effet P- Δ	57
3.10. Conclusion	59
Chapitre IV: Calcul des éléments secondaires	
4.1. Introduction	61
4.2. Calcul des planchers	61
4.2.1. Calcul des poutrelles	61
4.2.1.1. Méthodes de calcul des poutrelles	61
4.2.2. Calcul de la dalle de compression	78
4.3. Calcul d'acrotère	79
4.3.1 Descente de charge de l'Acrotère	79
4.3.2. Les sollicitations	80
4.3.3. Calcul de la section des armatures	81
4.3.4. Les vérifications	83
4.3.5. Schéma de ferrailage	84

4.4. Calcul de ferrailage des escaliers	85
4.4.1. Descente des charges d'escaliers	85
4.4.2. Les sollicitations.....	86
4.4.3. Calcul de la section des armatures	90
4.5.3. Poutre palière.....	94
4.5.4. Schéma de ferrailage	100
4.6. Conclusion	101

Chapitre V: étude des éléments structuraux

5.1. Introduction	103
5.2. Calcul des poutres.....	103
5.2.1. Représentation des poutres.....	103
5.2.2. Sollicitations	104
5.2.3. Calcul de la section des armatures longitudinales.....	105
5.2.4. Section des armatures transversales	114
5.2.5. Schéma de ferrailage	116
5.3. Calcul des poteaux.....	117
5.3.1. Représentation des poteaux	117
5.3.2. Sollicitations	118
5.3.3. Calcul de la section des armatures longitudinales.....	120
5.3.4. Calcul de la section des armatures transversales	125
5.3.5. Schéma de ferrailage	128
5.4. Calcul des voiles	129
5.4.1. Représentation des voiles	129
5.4.2. Sollicitations	129
5.4.3. Calcul de la section des armatures longitudinales.....	134
5.4.4. Calcul de la section des armatures horizontales	136
5.4.5. Calcul de section des armatures de confinement.....	137
5.4.6. Recouvrement des armatures longitudinales	138
5.4.7. Vérifications	138
5.4.8. Schéma de ferrailage	144
5.5. Conclusion	145

Chapitre VI: étude de l'infrastructure

6.1. Introduction	147
6.2.1. Pré dimensionnement du voile périphérique	148

6.2.2. Sollicitations	148
6.2.3. Ferrailage du voile périphérique.....	149
6.2.4. Schéma de ferrailage	152
6.3. Étude et dimensionnement des infrastructures de fondation.....	153
6.3.2. Critères de sélection du système de fondation	153
6.3.3. Vérification des types de fondations	153
6.3.4. Définition du radier	155
6.3.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	159
6.3.6. Évaluation des charges pour le calcul du radier.....	160
6.3.7. Ferrailage du radier	160
6.3.8. Ferrailage des poutres de libages	163
6.3.9. Schéma de ferrailage	168
6.4. Conclusion	169
Conclusion Générale	171
Références Bibliographiques	173

Liste des tableaux

Tableau 1. 1 : Caractéristiques géotechniques.....	4
Tableau 1. 2 : Système constructif adopté.....	8
Tableau 1. 3 : Spécifications du mélange pour 1 m ³ de béton	9
Tableau 1.4 : Résistance caractéristique à la compression du béton.....	10
Tableau 1.5 : Résistance caractéristique à la traction.....	10
Tableau 1.6 : Déformations longitudinales et modules d'élasticité.....	10
Tableau 1. 7 : Contrainte ultime de cisaillement	11
Tableau 1. 8 : Les types d'aciers	12
Tableau 1. 9 : Contrainte limite de service d'acier.....	13
Tableau 1. 10 : Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.	15
Tableau 2. 1 : Pré dimensionnement des poutres.	19
Tableau 2. 2 : dimensions des poutres	20
Tableau 2. 3 : Charge et surcharges du plancher terrasse.	25
Tableau 2.4 : Charge et surcharges des étages courants.	26
Tableau 2. 5 : Charge des murs extérieurs.....	26
Tableau 2. 6 : Charge des murs intérieurs	26
Tableau 2.7 : Dégression des charges d'exploitations.	27
Tableau 2. 8 : Dimensions des poteaux adoptés.....	31
Tableau 3. 1 : Configurations de spectre de réponse.....	38
Tableau 3. 2 : Les périodes caractéristiques du site selon RPA 2024.	38
Tableau 3. 3 : Facteur de qualité.....	38
Tableau 3. 4 : La période numérique (Robot)	39
Tableau 3.5 : Valeur de la période « T0 » pour le calcul de la force sismique totale.	40
Tableau 3.6 : Détermination de période « T0 » et coefficient de correction « λ ». ..	40
Tableau 3.7 : Le poids totale de la structure.....	40
Tableau 3. 8 : Vérification de la période fondamentale de la structure.	42
Tableau 3. 9 : Vérification de la participation massique.	44
Tableau 3. 10 : Vérification de l'excentricité.	46
Tableau 3. 12 : La distribution de la force sismique sur les étages.....	47
Tableau 3. 13 : Vérification l'effort tranchant à la base.....	48
Tableau 3. 15 : Calcul de rayon de giration.	50
Tableau 3. 16 : Calcul des rayons de torsion.....	51

Tableau 3. 17 : Vérification de l'effet noyau.....	52
Tableau 3. 18 : Vérification de la distribution de l'effort tranchant. μ	52
Tableau 3. 19 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	53
Tableau 3. 20 : Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles.....	53
Tableau 3. 21 : Calcul des déplacements relatifs.	54
Tableau 3. 22 : Valeurs limites des déplacements inter-étages.	54
Tableau 3. 23 : Vérification des déplacements inter étages suivant y-y	55
Tableau 3. 24 : Vérification des déplacements inter étages suivant x-x	55
Tableau 3. 25 : Vérification de renversement suivant y-y	57
Tableau 3. 26 : Vérification de renversement suivant x-x	57
Tableau 3. 27 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y-y.	58
Tableau 3. 28 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x-x.	59
Tableau 4. 1 : Charge supportée par les poutrelles.....	63
Tableau 4. 2 : Les sollicitations des poutrelles à ELU.....	65
Tableau 4. 3 : Les sollicitations des poutrelles à ELS	66
Tableau 4. 5 : Vérifications des contraintes de compression.....	74
Tableau 4.6 : Charge d'acrotère.....	79
Tableau 4. 7 : Les sollicitations d'acrotère.	80
Tableau 4. 8 : Charge et surcharges de paillasse	85
Tableau 4. 9 : Charge et surcharges de palier	85
Tableau 4.10 : Vérification de la flèche d'escalier.....	94
Tableau 4. 11 : Tableau récapitulatif du calcul des armatures de la poutre palière à ELU.....	96
Tableau 5. 1 : Sollicitations des poutres principales.	105
Tableau 5. 2 : Sollicitations des poutres secondaires.....	105
Tableau 5. 3 : Sections de ferrailage théorique des poutres principales.	106
Tableau 5. 4 : Choix des armatures des poutres principales pour RPA 2024 en travée et en appuis.	107
Tableau 5. 2 : Sections de ferrailage théorique des poutres secondaire.	108
Tableau 5. 3 : Choix des armatures des poutres secondaires en travée et appuis.	108
Tableau 5. 7: Longueur de scellement droit des armatures des poutres.	109
Tableau 5. 8 : Ancrage des crochets.....	109
Tableau 5. 9: Longueurs minimales des recouvrements des armatures longitudinales des poutres.....	110
Tableau 5. 10 : Vérification de l'effort tranchant.....	110

Tableau 5. 12 : Vérification de la contrainte de compression (Bielle)	111
Tableau 5. 4 : Vérification de la section des armatures minimale.	112
Tableau 5. 5 : Vérification de la contrainte moyenne de compression au droit des appuis intermédiaires.	113
Tableau 5. 6 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé ...	113
Tableau 5. 7 : Vérification de la flèche des poutres	114
Tableau 5. 8 : Vérification de l'espacement selon RPA 2024.	115
Tableau 5. 18 : Synthèse des sollicitations extrêmes de calcul pour le poteau P1.	119
Tableau 5. 19 : Synthèse des sollicitations extrêmes de calcul pour le poteau P2.	119
Tableau 5. 20 : Section des armatures théorique nécessaire pour le ferrailage des poteaux.....	121
Tableau 5. 21 : Choix des armatures des poteaux pour RPA 2024.....	122
Tableau 5. 22 : Longueurs minimales des recouvrements des armatures longitudinales des poteaux.	123
Tableau 5. 23 : Effort tranchant maximale dans les poteaux.	123
Tableau 5. 24 : Vérification de sollicitation tangente selon RPA.	124
Tableau 5. 25 : Vérification de stabilité de forme selon RPA 2024.....	125
Tableau 5. 26 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé.	125
Tableau 5. 27 : Diamètre des armatures transversales.	125
Tableau 5. 28: Vérification de l'espacement selon RPA 2024.....	126
Tableau 5. 29 : Vérification de l'espacement selon RPA.	127
Tableau 5. 30: Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales des poteaux.....	127
Tableau 5. 31 : Zone nodale des poteaux.....	128
Tableau 5. 32 : Les sollicitations des voiles issus d'analyse selon RPA 2024.	130
Tableau 5. 33 : Vérification des différents types de voiles de contreventement. ...	130
Tableau 5. 34 : Détermination de « hcr »	131
Tableau 5. 35 : Les sollicitations de calcul des voiles.	134
Tableau 5. 36 : Sections d'armatures théoriques requises pour le ferrailage des voiles.....	134
Tableau 5. 37 : Calcul de parties confinées.	135
Tableau 5. 38 : Sections minimales des armatures dans les zones confinées	136
Tableau 5. 39 : Choix des armatures des voiles.	136
Tableau 5. 40 : Calcul d'armatures horizontales selon RPA 2024.....	137
Tableau 5. 41 : Calcul d'armatures de confinement.	137

Tableau 5. 42 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.	138
Tableau 5. 43 : Vérification du le rapport mécanique ω_{wd}	139
Tableau 5. 44 : Vérification de longueur comprimée des parties de rive $l_{c,calcul}$	139
Tableau 5. 45 : Vérification de stabilité de forme.....	143
Tableau 5. 46 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé.	144
Tableau 6.1 : moments fléchissant suivant les deux sens.	161
Tableau 6.2: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinal.....	165
Tableau 6.3: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.....	166

Liste des figures

Figure 1. 1 : Plan RDC	5
Figure 1. 2 : Plan d'étage courant	6
Figure 1. 3 : Façade principale	7
Figure 1. 4 : Façade postérieure	7
Figure 1. 7 : Diagramme déformations relatives de la section en béton armé à l'ELU.	14
Figure 2.1: Section d'une poutre.	18
Figure.2.2 : Coupe du plancher à corps creux.	21
Figure.2.3 : Dimensionnement des poutrelles.	21
Figure 2. 4 : Escalier à deux volées.	22
Figure 2.6 : Schéma statique des escaliers.....	23
Figure 2. 7 : Dimensionnement d'acrotère.	24
Figure 2. 8 : Coupe du plancher terrasse.	25
Figure 2. 10 : Zoom sur le poteau le plus sollicité.....	28
Figure 2. 11 : Détails du coffrage des poteaux.	32
Figure 3. 1 : Vue en plan sur le modèle	36
Figure 3. 3 : Disposition des voiles.	37
Figure 3. 4 : Représentation graphique des spectres de réponse	39
Figure 3.5. : Représentation de la force sismique.....	41
Figure 3. 6 : Le premier mode de vibration	43
Figure 3. 7 : Le deuxième mode de vibration.....	43
Figure 3. 8 : Le troisième mode de vibration	44
Figure 3. 9 : Représentation de CDM et de CDR.	46
Tableau 3. 11 : Distribution de l'effort tranchant sur les étages.	47
Figure 3. 10 : Vérification de système de contreventement selon RPA2024.	49
Figure 3. 11 : Effet P- Δ	58
Figure 4. 1 : Disposition des poutrelles dans le plancher.	63
Figure 4. 2 : Schéma statique des poutrelles dans le RDC et étages courant.....	64
Figure 4. 3 : Schéma statique des poutrelles dans la terrasse.....	64
Figure 4. 4 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des poutrelles plus sollicitées en ELU.....	67
Figure 4. 5 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des poutrelles plus sollicitées en ELS.	68
Figure 4. 6 : Section réelle de la poutrelle	68

Figure 4. 7 : Section de poutrelle a ferrailé en travée.	69
Figure 4. 8 : Section de poutrelle a ferrailé en appui.	70
Figure 4. 9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.	77
Figure 4. 10 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	79
Figure 4.11: Schéma statique d'acrotère.	80
Figure 4. 12 : Section d'acrotère à ferrailer.	82
Figure 4. 13 : Schéma de ferrailage d'acrotère.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 4. 14 : Schéma statique d'escalier À ELU	86
Figure 4. 15 : Schéma statique d'escalier À ELS.	86
Figure 4. 16 : Méthode des sections en ELU	87
Figure 4.17 : Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à L'ELU.	89
Figure 4.18 : Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier a L'ELS.	89
Figure 4. 19 : Section de paillasse à ferrailer.	90
Figure 4. 19 : : Section de palier à ferrailer.	91
Figure 4. 20 : La section creuse équivalente.	98
Figure 4.21 : Schéma de ferrailage d'escalier	100
Figure 4.22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	100
Figure 5. 1 : Plan de Représentation des poutres principales et secondaire.	104
Figure 5. 2 : Vérification de la contrainte de bielle.	111
Figure 5. 3 : Ferrailage de la poutre PP 1.	116
Figure 5. 4 : Ferrailage de la poutre PP 2.	116
Figure 5. 5 : Ferrailage de la poutre PP 2.	116
Figure 5. 6 : Ferrailage de la poutre PS 1.	116
Figure 5. 7 : l'espacement des poutres.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 5. 8 : Les poteaux des étages 1 et 2.	117
Figure 5. 9 : Les poteaux des étages 3,4 et 5.	118
Figure 5. 10 : Les sollicitations et le repère locale des poteaux.	120
Figure 5. 11 : Section du poteau à ferrailer.	120
Figure 5. 12 : Exemple de ferrailage d'un poteau	122
Figure 5. 13 : Ferrailage du poteau P1(40*40).	128
Figure 5. 14 : Ferrailage du poteau P2(35*35).	128
Figure 5. 15 : Les types des voiles dans la structure.	129
Figure 5. 16 : Les sollicitations des voiles.	129

Figure 5. 17 : : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	131
Figure 5. 18 : la zone critique à la base de voile.....	132
Figure 5.19 : Enveloppe de calcul d'effort tranchant.	132
Figure 5. 21 : Diagrammes d'enveloppe de calcul des moments fléchissant des voiles.....	133
Figure 5. 22 : Section de voile à ferrailler.....	134
Figure 5. 23 : Elément de rive pour les voiles.	135
Figure 5. 24 : Les armatures de confinement du voile V2.	140
Figure 5. 25 : Schéma de ferrailage du Voile V1.	144
Figure 5. 31 : Schéma de ferrailage du Voile V2.	144
Figure 6. 1 : Distribution des charges sur le voile périphérique.	148
Figure 6. 2 : Ferrailage du voile périphérique.	152
Figure 6. 3 : L'épaisseur de la dalle du radier	158
Figure 6. 4 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	161
Figure 6.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens longitudinale).	163
Figure 6.6 : Répartition des moments fléchissant.....	164
Figure 6. 7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de Rupture (sens transversale).	165
Figure 6.8 : Répartition des moments fléchissant.....	166
Figure 6.9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal.....	168
Figure 6.10: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversal. ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6.11: Ferrailage de radier pour 1ml	168

Liste des abréviations

1. Lettres Majuscules (Règlements, Sollicitations et Géométrie).	
Symbole	Signification / Notation
A	Coefficient d'accélération de zone (selon le RPA 2024)
As	Aire d'une section d'acier longitudinal tendu
As'	Aire d'une section d'acier longitudinal comprimé
$A_{\max} / A_{\min}$	Sections d'acier maximale et minimale réglementaires
At	Section d'un cours d'armatures transversales (cadres, étriers ou épingles)
B	Aire d'une section droite de béton
Br	Section réduite de béton (pour le calcul des poteaux au flambement)
DN	Diamètre nominal
E	Module d'élasticité longitudinale en général
Eb	Module de déformation longitudinale du béton
Ei	Module de déformation instantanée du béton (E_{ij} à l'âge de j jours)
Es	Module d'élasticité de l'acier ($E_s=200000$ MPa)
Ev	Module de déformation différée du béton (E_{vj} à l'âge de j jours)
E.L.S.	État Limite de Service
E.L.U.	État Limite Ultime
F	Force ou action en général
G	Charges permanentes (actions fixes)
I	Moment d'inertie de la section
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène de béton
L / l	Longueur ou portée libre d'une travée
l_f / l_f	Longueur de flambement d'un élément comprimé
M	Moment fléchissant en général
Ma	Moment fléchissant sur appui
MED	Moment fléchissant sollicitant issu de l'analyse structurale
MG	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
MQ	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitation
MRD	Moment résistant ultime de la section en flexion
Mser	Moment fléchissant de calcul de service (à l'E.L.S.)
Mt	Moment fléchissant en travée
Mu	Moment fléchissant de calcul ultime (à l'E.L.U.)

N	Effort normal en général
N _{ser}	Effort normal de calcul de service
N _u	Effort normal de calcul ultime
Q	Charges d'exploitation (actions variables)
R	Coefficient de comportement global de la structure
St / st	Espacement des armatures transversales
T	Effort tranchant ou Période fondamentale de la structure
V _b	Volume du noyau de béton confiné
V _{st}	Volume des armatures de confinement

2. Lettres Minuscules (Dimensions et Résistances)	
Symbole	Signification / Notation
a	Une dimension géométrique quelconque
b	Largeur ou épaisseur transversale d'une section de poutre
b ₀	Largeur de la nervure d'une section en T
b _c ×h _c	Dimensions de la section transversale d'un poteau
b ₁	Largeur de l'aide d'une poutre en T
b _w	Épaisseur de l'âme d'une poutre ou épaisseur d'un voile
d	Hauteur utile de la section (barycentre des aciers tendus à la fibre extrême comprimée)
d'	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême comprimée
e	Épaisseur d'un élément (dalle, voile)
e ₀	Excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section brute
f	Résistance d'un matériau (avec indice) ou Flèche d'une poutre
f _e	Limite d'élasticité garantie de l'acier
f _{cj} / f _{ctj}	Résistance caractéristique à la compression / traction du béton à j jours
f _{c28} / f _{ct28}	Résistance caractéristique à la compression / traction du béton à 28 jours
h	Hauteur totale d'une section de béton armé
h ₀	Hauteur de la table de compression (pour une poutre en T)
h _e	Hauteur libre d'un étage

hw	Hauteur totale d'un voile
hcr	Hauteur critique (zone nodale ou base des voiles selon le RPA)
i	Rayon de giration d'une section droite
j	Nombre de jours de maturité du béton
lc	Longueur critique
lr	Longueur de recouvrement des barres d'acier
ls	Longueur de scellement droit d'une barre
lw	Longueur en plan du voile
n	Coefficient d'équivalence acier-béton (généralement n=15)
s	Espacement des armatures en général
y	Position de l'axe neutre (coordonnée par rapport à la fibre la plus comprimée)
z	Bras de levier du couple de la section ou Coordonnée d'altitude

3. Lettres Grecques et Symboles Spéciaux (Déformations et Contraintes)	
Symbole	Signification / Notation
$\emptyset$	Diamètre nominal d'une barre d'armature en général
$\emptyset l / \emptyset t$	Diamètre d'une barre longitudinale / transversale
α	Position relative de l'axe neutre ($\alpha=y/d$)
β	Coefficient de pondération
γ_b / γ_s	Coefficient partiel de sécurité du béton / de l'acier
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature (Haute Adhérence ou Rond Lisse)
λ	Élancement géométrique d'un élément comprimé
μ	Moment réduit ultime (sans dimension)
ν	Coefficient de Poisson du béton
ν_d	Effort normal réduit ($\nu_d=NED/(Bc \cdot f_{cd})$)
ρ	Taux (ou ratio) d'armatures (Aire d'acier / Aire de béton)
ϵ	Déformation relative (unitaire) sans dimension
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé
ϵ_{cu}	Déformation unitaire ultime du béton en compression (3.5 ‰ à l'E.L.U.)
ϵ_s / ϵ_s'	Allongement relatif de l'acier tendu / Raccourcissement de l'acier comprimé
ϵ_{syd}	Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier de calcul
σ	Contrainte normale en général

$\sigma_{bc} / \sigma_{bc}$	Contrainte de compression réelle / admissible du béton
σ_s / σ_s'	Contraintes réelles dans l'acier tendu / comprimé (σ_{st} et σ_{sc})
σ_s	Contrainte de traction admissible de l'acier (à l'E.L.S.)
σ_{sol}	Contrainte de calcul du sol de fondation
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle de cisaillement à l'E.L.U.
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite ultime entre l'acier et le béton
ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction Générale

Le design des structures en béton armé constitue une étape essentielle de la conception des ouvrages de génie civil. Il vise à garantir leur stabilité, leur sécurité et leur durabilité face aux différentes sollicitations, notamment les actions gravitaires et sismiques, conformément aux règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'études focalise sur l'étude et le dimensionnement d'un immeuble d'habitation collective en **Rez-de-Chaussée + 4 étages (R+4)**, implanté dans la wilaya de **Tissemsilt**, classée en **(Zone II) de sismicité** selon le **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**. L'ouvrage est fondé sur un terrain de catégorie **S3**, caractérisé par une faible capacité portante et une amplification des mouvements sismiques, ce qui impose une attention particulière lors du design de la structure.

L'intérêt principal de cette étude réside dans l'application des nouvelles dispositions du **RPA 2024**, qui introduit plusieurs évolutions visant à améliorer le comportement sismique des constructions en béton armé. Afin de satisfaire aux exigences de résistance, de rigidité et de ductilité, un système de contreventement mixte constitué de **portiques et de voiles en béton armé (Type 4)** a été retenu. Le dimensionnement des éléments structuraux est réalisé conformément aux prescriptions du **BAEL 91 modifié 99**, du **CBA 93** et du **RPA 2024**, en vérifiant les états limites ultimes (ELU) et de service (ELS).

L'étude comprend l'analyse dynamique par la méthode modale spectrale, le dimensionnement des armatures des éléments résistants ainsi que l'étude des fondations. Compte tenu des caractéristiques géotechniques du site, une fondation par **radier général renforcé par des libages** a été adoptée afin d'assurer une répartition uniforme des contraintes et de limiter les tassements différentiels.

Ce mémoire est configuré en cinq chapitres. Le premier présente les caractéristiques générales du projet et le pré-dimensionnement de la structure. Le deuxième est consacré au calcul des éléments secondaires. Le troisième traite de la modélisation numérique et de l'analyse sismique. Le quatrième présente le dimensionnement des éléments porteurs en béton armé, tandis que le dernier est dédié à l'étude des fondations.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DU PROJET ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

1.1. Introduction

Le présent chapitre introduit les données de base indispensables à l'étude de l'ouvrage. La validité des modélisations et des calculs futurs dépend entièrement de la précision des éléments définis ici : l'usage du bâtiment, sa géométrie tridimensionnelle, les plans d'architecture, les propriétés des matériaux, les normes réglementaires et les critères de calcul retenus. Ces paramètres fondamentaux dictent les orientations de la conception structurelle, permettant à la fois de définir le cheminement des charges et de fixer les dimensions géométriques des composants structuraux.

1.2. Présentation du projet

Le présent mémoire focalise sur l'étude de conception et au calcul des structures du **100 logement public**. L'ouvrage est un bâtiment en béton armé de type **R+4**, d'une hauteur totale de **15,96 m**, implanté dans la wilaya de **Tissemsilt** commune de **Tissemsilt**.

1.2.1 Caractéristiques Architecturales

La structure du bâtiment est caractérisée par une régularité verticale, où les étages courants présentent une configuration architecturale identique, permettant une répétition des éléments structuraux et une meilleure optimisation de la conception et de l'exécution

1.2.2 Contexte Géographique et Maîtrise d'Ouvrage

- **Localisation** : 100 lots Tissemsilt / réservoir route Hamadia.
- **Maître d'Ouvrage** : office de promotion & de gestion immobilier de la wilaya de Tissemsilt.
- **Rôle** : Le projet a pour rôle de fournir des logements publics répondant aux besoins de la population tout en tenant compte de la sécurité, la fonctionnalité et la durabilité de la structure.

1.2.3 Classification Sismique et Règlementaire

Selon les prescriptions du **RPA 2024**, le projet est régi par les paramètres suivants :

- **Zonage** : La région de Tissemsilt est classée en **zone de sismicité** Faible a moyenne (**Zone II**).
- **Importance de l'ouvrage** : D'après le RPA 2024, cet ouvrage destiné à l'habitation collective est classé dans le groupe d'importance II, ce qui implique l'application des règles de conception parasismique afin d'assurer la sécurité humaine et la stabilité de l'ouvrage.

1.2.4. Caractéristiques géotechniques

Le document de reconnaissance du sol mis à disposition par le maître d'ouvrage (**Rapport du laboratoire LTPO**, sous réserve de validation) définit les propriétés géotechniques du site selon les spécifications du tableau suivant :

Tableau 1. 1 : Caractéristiques géotechniques

Paramètre géotechnique	Symbole	Valeur retenue
Contrainte admissible du sol	σ_{sol}	1,20 bars
Profondeur d'ancrage des fondations	D	2,00m
Poids volumique du terrain	γ_s	20,00 KN/m ³ .
Module de réaction du sol (Coefficient de raideur)	K_z	15000 KN/m ³
Classification de la plateforme (RPA 2024)	/	Site Meuble (S3)

1.2.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

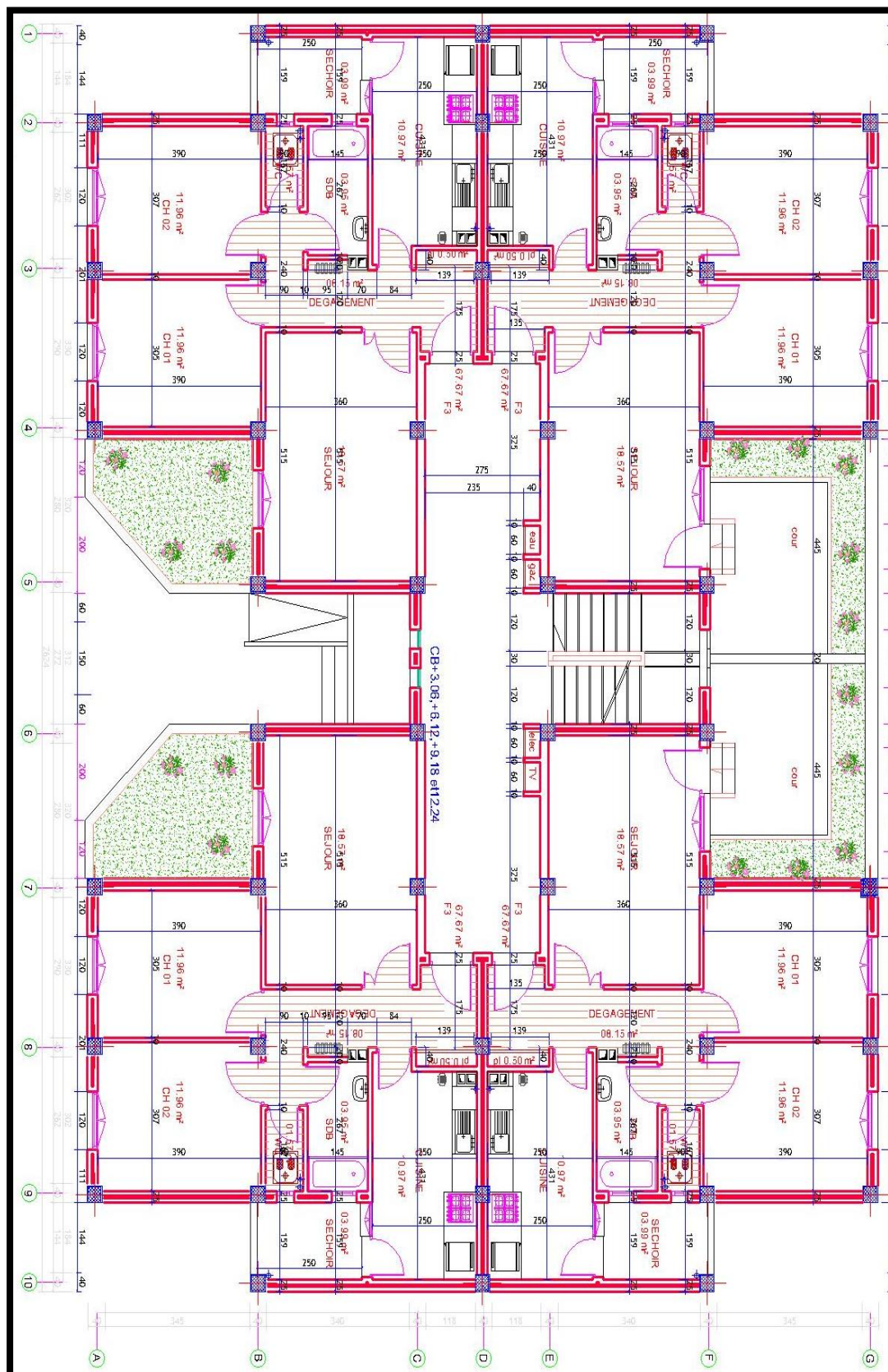
Hauteur totale :**15.96m.**

Hauteur du RDC :**3.06m.**

Hauteur d'étage courant :**3.06m.**

Longueur totale :**18.86m.**

Largeur totale :**26.24m.**



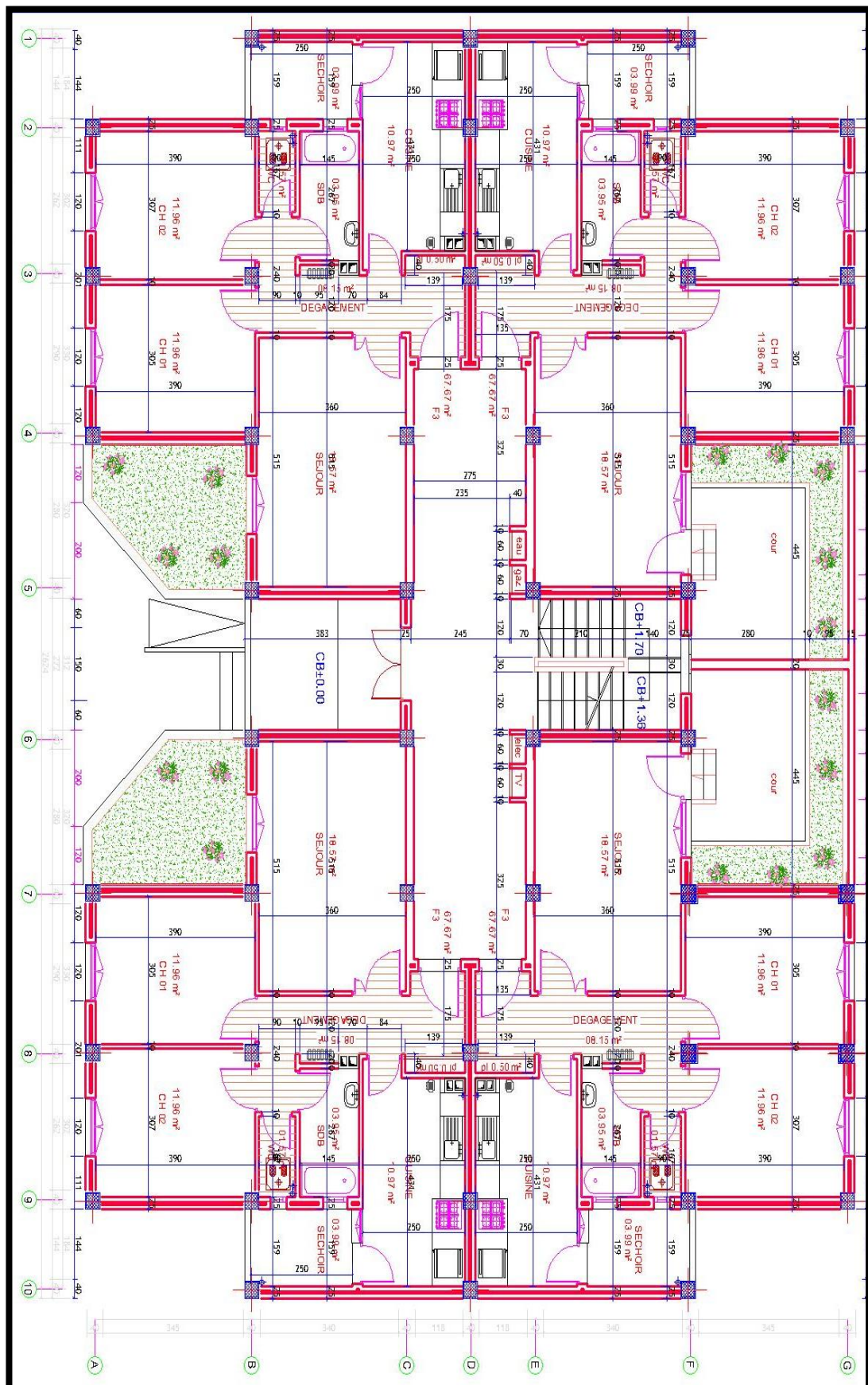


Figure 1. 2 : Plan d'étage courant



Figure 1. 3 : Façade principale



Figure 1. 4 : Façade postérieure

1.3. Système de contreventement et système constructif adoptés

1.3.1. Système de contreventement

Présentant une hauteur totale de 15,96 m répartie sur 5 niveaux, la structure est localisée dans une région qualifiée de sismicité faible à moyenne (Zone II). Cette configuration géométrique et géographique est régie par l'article 3.5 du **RPA 2024**, qui limite les typologies structurales autorisées. Pour s'y conformer, la stabilité aux efforts horizontaux sera assurée par un **système mixte (portiques-voiles)**, avec une prépondérance de la rigidité apportée par les voiles de contreventement.

1.3.2. Conception et ossature structurale

Le choix du mode constructif de l'ouvrage est dicté par les contraintes architecturales, la nature du sol d'assise et les exigences parasismiques locales. L'ossature retenue pour ce projet repose sur une solution en béton armé coulé en place, dont les spécificités morphologiques et le mode de transfert des charges sont détaillés ci-après.

Tableau 1. 2 : Système constructif adopté.

Planchers	a. Plancher corps creux : Pour les planchers des étages.
Escaliers	L'ossature intègre un seul type de noyau d'escalier, conçu sous forme d'escalier droit à deux volées successives avec un palier intermédiaire de distribution.
Terrasse	La structure comprend ; type de terrasse, inaccessible .
Maçonnerie	Les murs représentent un élément utilisé pour enclore les bâtiments ou diviser les espaces intérieurs. Ils sont composés comme suit : a) Murs extérieurs : Double cloison en briques de 30cm, brique creuse de 15cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5cm d'épaisseur, brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois. b) Murs intérieurs : Cloison simple en briques creuses de 10cm pour séparer la chambre et double cloison de 25cm (avec lame d'air de 5cm) pour séparer les appartements.
Acrotère	La terrasse est entourée d'un mur en béton armé d'une hauteur de 60cm.
Revêtement	a. Terrasse : - Protection gravillon ; - Etanchéité multicouche ; - Forme de pente ; - Isolation thermique ;

	- Enduit en plâtre. b. Étage courant : - Carrelage ; - Mortier de pose ; - Lit de sable ; - Enduit en plâtre. c. Murs : - Enduit en ciment et enduit en plâtre.
Isolation	L'isolation phonique est garantie par les espaces présents dans le corps creux (hourdis) et le poids du plancher, qui diminuent effectivement la diffusion du son. L'isolation thermique est obtenue grâce à l'intégration de couches d'air dans les façades extérieures et par la réduction des ponts thermiques.

1.4. Matériaux utilisés

1.4.1. Béton

Composé fondamentalement de granulats, d'eau, d'un liant hydraulique et d'adjuvants d'appoint, le béton constitue la matrice structurelle de notre projet. Les éléments porteurs seront coulés en utilisant un béton standard dosé à 350 kg/m³ de ciment. Le liant retenu est un ciment Portland composé de type **CEM II/A-L**, de classe de résistance **42.5N**. La détermination des proportions optimales de chaque composant (graviers, sable, eau et ciment) a été réalisée selon la **méthode de formulation Dreux-Gorisse**, afin d'obtenir la compacité maximale, la maniabilité requise sur chantier et la résistance mécanique ciblée à 28 jours:

Tableau 1. 3 : Spécifications du mélange pour 1 m³ de béton

Ciment	Sable	Gravier	L'eau de gâchage
350Kg /m ³	400L	800L	180L

1.4.1.1. Résistance du béton

La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de 28 jours constitue le paramètre fondamental pour le dimensionnement de nos éléments structurels. Conformément aux exigences réglementaires imposées par l'organisme de contrôle technique de la construction (**CTC**), la valeur nominale exigée pour ce projet est fixée à :

$$f_{c28}=25\text{Mpa}$$

Tableau 1.4 : Résistance caractéristique à la compression du béton

		Pour $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$	Pour $f_{c28} > 40\text{Mpa}$
Traction	$j \leq 28\text{jours}$	$f_{cj} = \frac{j}{4.64+0.83j} f_{c28}$	$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$
Compression	$j \geq 28\text{jours}$	$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$	$f_{cj} = f_{c28}$

Tableau 1.5 : Résistance caractéristique à la traction

	Pour $f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$	Pour $f_{c28} > 60\text{Mpa}$
Traction	$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$	$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{(2/3)}$

1.4.1.2. Déformation du béton

Tableau 1.6 : Déformations longitudinales et modules d'élasticité

Module de déformation longitudinale instantanée	$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$
Module de déformation longitudinale différée	$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

1.4.1.3. Contraintes limite ultime de compression

La résistance de calcul du béton sous sollicitations de compression à l'ELU se traduit par la contrainte limite ultime f_{bu} . Elle découle de la résistance caractéristique à 28 jours, pondérée par des coefficients de sécurité et de durée d'action, selon la formulation ci-après :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma}$$

Avec : (1.1)

- γ_b : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1,20$ selon RPA 2024 (situations accidentelles).
- $\gamma_b = 1.50$ selon le BAEL (situations durables).

- θ : dépend de la durée d'application des charges.

1.4.1.4. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime, à ne pas dépasser est donnée par le tableau suivant

Tableau 1. 7 : Contrainte ultime de cisaillement

Fissuration	Non/Peu préjudiciable	Préjudiciable	Très préjudiciable
Contrainte	$\overline{\tau_u} = \min(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa})$	$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa})$	$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa})$

1.4.1.5. Contrainte admissible de compression

Contrainte admissible de compression dans le béton est donné par la formule suivante :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

1.4.1.6. Contrainte tangente conventionnel (1.2)

La justification du béton aux états limites ultimes sous l'effet des efforts tranchants s'effectue au moyen de la contrainte tangente conventionnelle τ_u , explicitée par la formule réglementaire suivante :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 d}$$

Avec :

- ✓ V_u : l'effort tranchant à l'état limite ultime. (1.3)
- ✓ b_0 : largeur.
- ✓ d : hauteur.

1.4.1.7. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est défini par la formule suivante :

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinale}}$$

1.4.2. Aciers :

L'acier de construction est un matériau métallique composé de fer et d'un faible pourcentage de carbone (compris globalement entre 0,2 % et 2 %). Intégrées judicieusement au sein du béton, ces armatures créent l'association composite appelée béton armé. L'objectif de cette mixité est d'exploiter la complémentarité de leurs propriétés physiques et mécaniques sous diverses sollicitations.

L'analyse de ce tableau met en évidence l'utilisation de trois catégories distinctes d'aciers, judicieusement réparties selon leur rôle mécanique dans la structure :

1.4.2.1. Types d'aciers

L'analyse de ce tableau met en évidence l'utilisation de trois catégories distinctes d'aciers, judicieusement réparties selon leur rôle mécanique dans la structure :

Tableau 1. 8 : Les types d'aciers

Type d'acier	Grade	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Utilisations
Rond lisse	FeE220	215	Cadres, étriers des poteaux et des poutres, pièces préfabriquées
	FeE240	235	
HA	FeE400	400	Tous les travaux en béton armé.
	FeE500	500	
Treillis soudés	TLE 520	520	Emploi courant pour : les planchers, dallage ...etc.
	TLE 500	500	

1.4.2.2. Contrainte limite ultime

La contrainte limite ultime est donné par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- f_e : Limite d'élasticité.
- γ_s : Coefficient de sécurité (1,15 dans les cas courants et 1,00 dans les cas accidentels)

(1.4)

1.4.2.3. Contrainte limite de service

La contrainte limites de service est donné par le tableau suivant :

Tableau 1. 9 : Contrainte limite de service d'acier

Fissuration	Non/Peu préjudiciable	Préjudiciable	Très préjudiciable
Contrainte	Aucune vérification	$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$	$\sigma_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

➤ η : coefficient de fissuration.

1.4.3. Caractéristiques des matériaux utilisés

1.4.3.1. Caractéristiques de béton

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$;
- La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;
- Contrainte limite ultime de compression (situation durable) : $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$;
- Contrainte limite ultime de compression (situation accidentelle) :
- RPA 2024 : $f_{bu} = 17.71\text{MPa}$;
- Module de déformation instantanée : $E_{ij} = 32164,20\text{ MPa}$;
- Module de déformation différé : $E_{vj} = 10818,87\text{MPa}$;
- Contraintes de service à la compression : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$;
- Contrainte limite de cisaillement :
 - Fissuration non/peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$;
 - Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$

1.4.3.2. Caractéristiques d'acier

- La limite d'élasticité : $f_e = 400\text{MPa}$;
- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 200000\text{MPa}$;
- La contrainte limite ultime : $\bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$;
- La contrainte limite de service :
 - Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = 201.63\text{MPa}$;
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 161,30\text{Mpa}$

1.6. Hypothèses de calcul

Les calculs de justification de nos structures en béton armé sont menés conformément aux principes des états limites (règles BAEL 91 modifié 99), qui se divisent en deux catégories distinctes :

- Etats limite ultime de résistance (ELU) : Ils correspondent au seuil maximal de la capacité portante de la structure, au-delà duquel survient la ruine ou l'effondrement de l'ouvrage.
- Etats limite de service (ELS) : Ils correspondent à des conditions de fonctionnement et de durabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges normales d'exploitation.

1.6.1. Conséquences des hypothèses de calcul à l'ELU

Quand une section plane en béton armé subit des actions, le diagramme des déformations de cette section est le suivant :

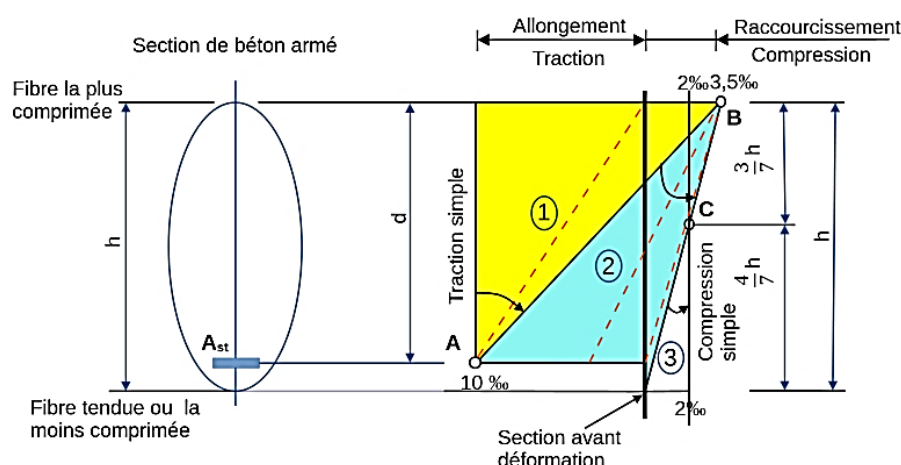


Figure 1. 5 : Diagramme déformations relatives de la section en béton armé à l'ELU.

1) Le domaine 1 (pivot A) :

Conditionné par l'allongement de l'acier ($\varepsilon_s = 10\text{‰}$). Cet allongement maximal est atteint soit en cas de **traction simple** ou bien en cas de **flexion (simple ou composée)**.

Eléments concernés : les poutres et les dalles

2) Le domaine 2 (pivot B) :

Conditionné par le raccourcissement constant de la fibre supérieure du béton égale ($\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$). La fibre inférieure du béton peut être tendue ou bien comprimée. C'est le cas flexion (simple ou composée) et armatures peuvent alors être soit tendus soit comprimés.

Elément concernés : les poutres.

3) Le domaine 3 (pivot C) :

Conditionné par le **raccourcissement unitaire du béton** correspondant à $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$.
Ce domaine se caractérise par une **section entièrement comprimée**, où l'ensemble des fibres de la section transversale est soumis à un état de compression uniforme.
Elément concernés : les poteaux.

1.6.3. Combinaisons d'actions

L'action sismique, de par sa nature fugitive et impulsionnelle, est conventionnellement classée comme une sollicitation accidentelle dans l'analyse aux états limites. Cette distinction s'avère fondamentale lors de la phase de dimensionnement, car elle dicte la configuration des combinaisons d'actions (combinaisons accidentelles) et oriente l'évaluation des critères de ductilité et de stabilité globale de l'immeuble.

Tableau 1. 10 : Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.

Combinaison		RPA 2024	
ELU	Durable	$1.35G + 1.5Q$	
	Accidentelle	Cas de deux composantes	$G + Q + E$ $0.8G \pm E$ $G + Q + 1.2E$ (ossature auto stable)
		$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$ Avec : $E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$	
		Cas de la composante verticale	
		$\begin{cases} G + \psi Q + E_3 \\ G + \psi Q + E_4 \\ G + \psi Q + E_5 \end{cases}$ Avec : $\begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z \\ E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z \end{cases}$	

		Pour les fondations d'éléments verticaux individuels : $\begin{cases} G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_1 \\ G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_2 \end{cases}$ Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux : $G + \psi Q \pm 1.4 E_1$	
ELS	G + Q		

1.7. Règlements utilisés dans la conception

Cette structure est étudiée selon les règlements suivants :

- Règles parasismiques algériennes **2024**.
 - **DTR-BC 2.48** : le code réglementaire officiel du Règles parasismiques algériennes (99 Version 2003 et 2024).
 - **DTR-BC 2.41** : Conception des structures en béton armé (CBA 93).
 - **BAEL 91 Révisé 99**
 - **DTR-BC 2.42** : Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton.
 - **DTR-BC 2.2** : Charges permanentes et d'exploitation.
- DTR-BC 2.33.1** : Calcul des fondations superficielles

1.8. Conclusion

Dans ce chapitre, les principales caractéristiques de la structure étudiée sont présentées, ainsi que les hypothèses de calcul retenues pour les analyses et le dimensionnement. Ces éléments constituent la base de l'étude et garantissent la cohérence des calculs ainsi que la fiabilité des résultats obtenus dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 2

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

2.1. Introduction

Le dimensionnement préliminaire des éléments en béton armé et l'appréciation des charges sont des étapes cruciales lors de la conception d'une structure. Ils permettent de définir des sections préliminaires conformes aux exigences réglementaires, tout en garantissant la sécurité, la stabilité et l'économie de l'ouvrage. Cette démarche assure une estimation réaliste des sollicitations et favorise une utilisation rationnelle des matériaux en évitant le surdimensionnement et le sous-dimensionnement. Les calculs sont réalisés conformément aux prescriptions du RPA 2024, du DTR-BC 2.2, du CBA 93 et du BAEL 91 révisé 99.

2.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des pièces maîtresses de la structure destinée à reprendre les charges des dalles pour les transmettre aux supports verticaux. Conçues pour résister principalement aux sollicitations de flexion, elles lient les différents éléments entre eux, formant un portique capable de dissiper l'énergie sismique.

Le pré-dimensionnement de la hauteur h de ces éléments s'appuie sur la règle empirique de limitation des flèches édictée par le règlement **BAEL 91**, formalisée par l'expression :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (2.1)$$

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

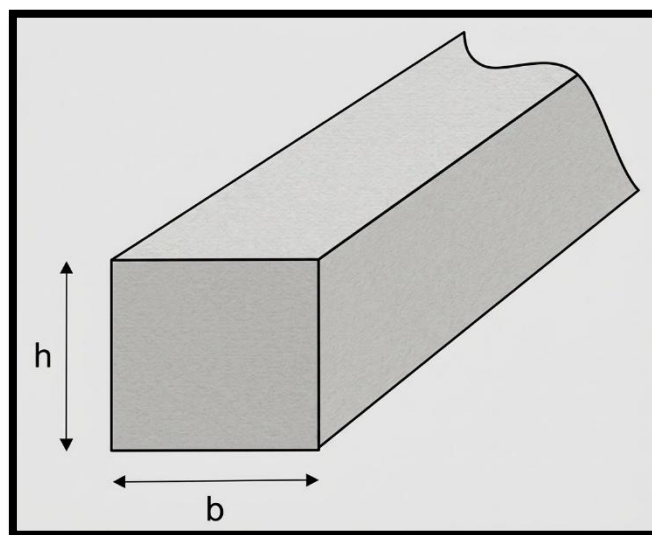


Figure 2.1: Section d'une poutre.

Avec :

h : La hauteur totale de la poutre.

b : La largeur totale de la poutre.

L : La portée entre nus d'appuis.

Tableau 2. 1 : Pré dimensionnement des poutres.

	Poutre principale « P.P »	Poutre secondaire « P.S »
Lmax	$L_y = 538\text{m}$	$L_x = 330\text{ m}$
Hauteur	$(538/15 = 35.86\text{cm}) \leq h \leq$ $(538/ 10 = 53.8\text{cm})$	$(330/15 = 22\text{cm}) \leq h \leq$ $(330/10 = 33\text{cm})$
h Adopté	$h = 40\text{ cm}$	$h = 35\text{ cm}$
Largeur	$0.3 \times 45 = 13.5\text{cm} \leq b \leq$ $0.7 \times 45 = 31.5\text{cm}$	$0.3 \times 30 = 9\text{cm} \leq b \leq$ $0.7 \times 30 = 21\text{cm}$
Largeur	$b = 30\text{ cm}$	$b = 30\text{ cm}$
Section adoptée	$(30 \times 40)\text{ cm}^2$	$(30 \times 35)\text{ cm}^2$

2.2.1. Vérifications selon RPA2024

Il faut que les dimensions des poutres respectent les critères indiqués dans le tableau. (2.17) (cf.§ 2.2.7.1)

Tableau 2. 2 : dimensions des poutres

Élément	Vérifications	
	RPA 2024	
P.P	$b = 30 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$h = 40 \geq 30 \text{ cm}$	C.V
	$\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$	C.V
	$b_{max} = 30 \text{ cm} \leq 60 + bc$	C.V
P.S	$b = 30 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$h = 35 \geq 30 \text{ cm}$	C.V
	$\frac{35}{30} = 1.17 \leq 4$	C.V
	$b_{max} = 30 \text{ cm} \leq 52.5 + bc$	C.V

2.3. Pré dimensionnement des planchers

Deux configurations de dalles sont retenues pour ce projet. Le niveau des étages courants fait appel à des planchers légers de type corps creux. À l'inverse, les balcons et éléments en saillie sont réalisés en dalles pleines monolithiques. Ce choix technologique permet de répondre efficacement aux exigences mécaniques de flexion en console tout en facilitant l'étanchéité des parties exposées.

2.3.1. Plancher en corps creux

Pour les planchers des étages courants (habitations) et de la terrasse, le choix technologique s'est porté sur une configuration à corps creux (poutrelles-hourdis). Afin de prémunir les éléments secondaires de tout désordre lié aux déformations excessives, selon **BAEL91** la hauteur totale h_t du plancher doit respecter le critère de rigidité conventionnel défini par la relation ci-après :

$$h_t \geq \left(\frac{L}{22.5} \right) \quad (2.2)$$

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

L : La distance maximale séparant les faces intérieures des appuis des poutres secondaires.

$$\Rightarrow h_t \geq \left(\frac{330}{22.5} \right) = 14.7 \text{ cm}$$

Afin de respecter cette exigence, un plancher d'une épaisseur totale de 20 cm a été retenu. Il est constitué de 16 cm de corps creux surmontés d'une dalle de compression de 4 cm

2.3.1.1 Conception des poutrelles

Dans cette étude, les poutrelles sont assimilées à des sections en T et disposées perpendiculairement aux poutres principales. Leur dimensionnement repose sur les prescriptions réglementaires et les différentes étapes de calcul présentées ci-dessous :

$$b = b_0 + 2b_1 \quad (2.3)$$

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n - b_0}{2} ; \frac{L_{max}}{10} ; [6h_0 ; 8h_0] \right)$$

Où :

L_n : représente l'entraxe des poutrelles (65 cm)

L_{max} : désigne leur portée maximale (3,35 m)

h_0 = correspond à l'épaisseur de la table de compression (4 cm).

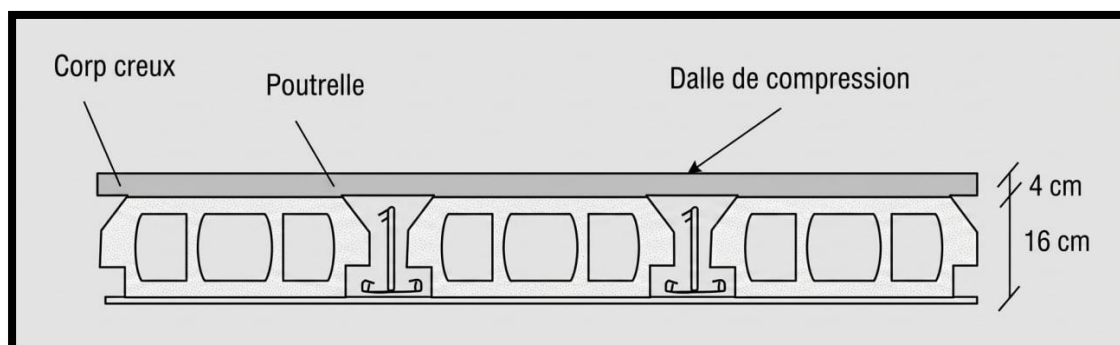


Figure.2.2 : Coupe du plancher à corps creux.

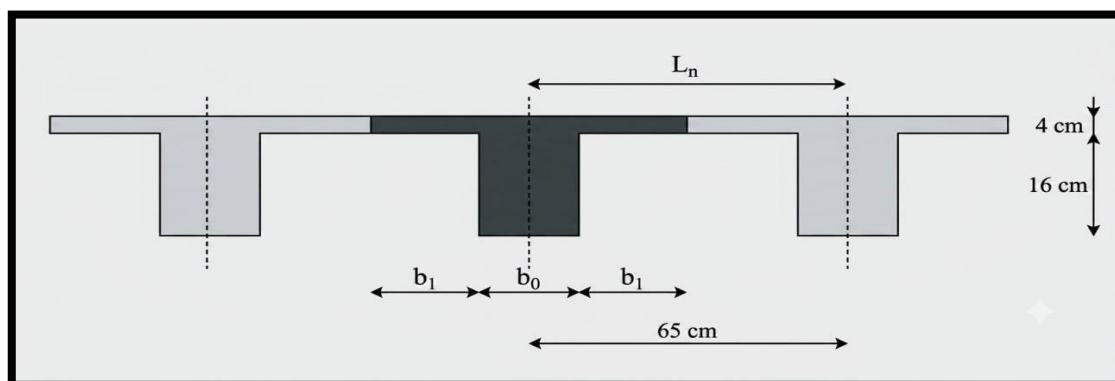


Figure.2.3 : Dimensionnement des poutrelles.

Pour des raisons pratiques, on prend $b_0 = 12$ cm.

$$\Rightarrow b_1 = \min \left(\frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} ; \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} ; [26.5 \text{ cm} ; 32 \text{ cm}] \right) \quad (2.4)$$

On adopte : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

2.4. Pré dimensionnement des escaliers

Élément clé de l'infrastructure de liaison, l'escalier se compose d'une suite géométrique régulière de marches et de paliers de distribution permettant de franchir les dénivelés entre étages. Notre structure intègre un escalier à deux volées droites avec palier de repos intermédiaire. Couramment adoptée en génie civil, cette variante constructive offre un excellent compromis entre une mise en œuvre rapide (facilité de coffrage et de ferrailage) et une distribution spatiale optimale.

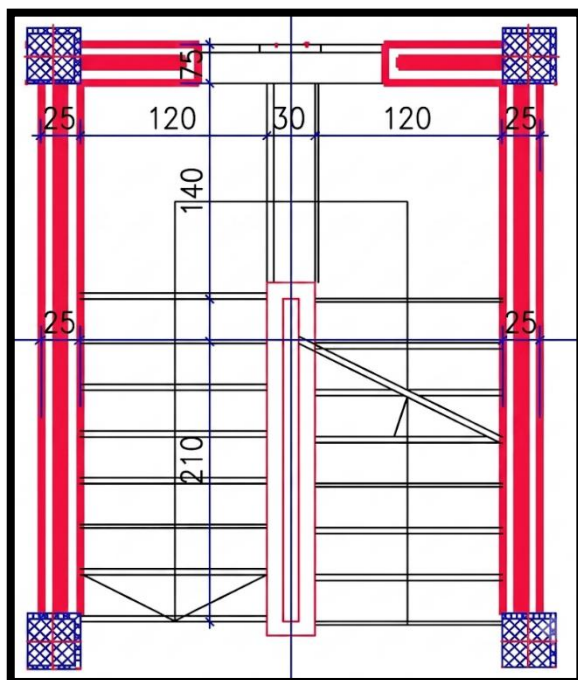


Figure 2.4 : vue en plan de l'escalier.

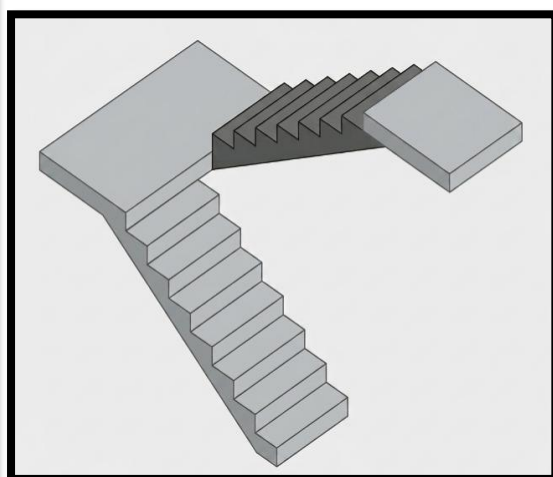


Figure 2.5 : Escalier à deux volées.

Un escalier se définit par plusieurs paramètres géométriques essentiels qui déterminent ses dimensions et sa configuration. Ces paramètres sont :

- g : Largeur de marche (giron).
- h : Hauteur de la marche.
- n : Nombre de contre marche.
- L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.
- H : La hauteur de volée.

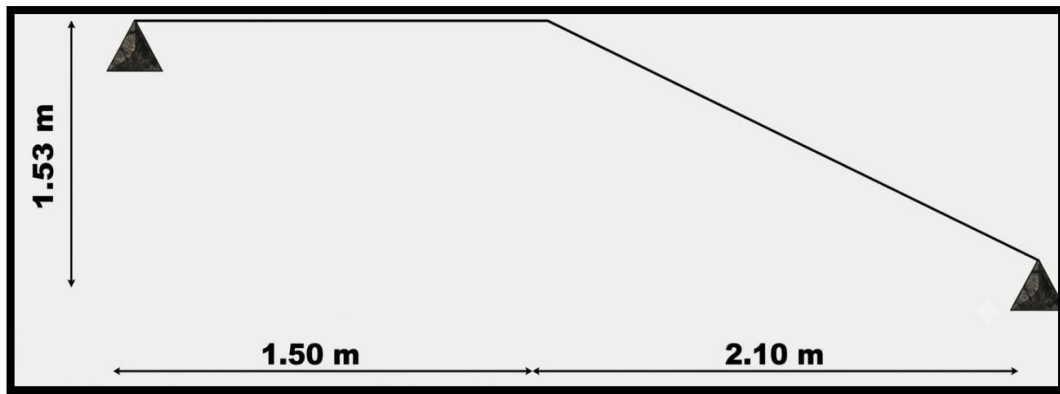


Figure 2.6 : Schéma statique des escaliers.

Le dimensionnement des marches et contremarches s'effectue par l'application de la formule de Blondel. Ce critère de confort dimensionnel régit l'effort physique nécessaire à la montée et conditionne le rythme de la marche. L'inégalité réglementaire à respecter est formulée de la manière suivante :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad (2.5)$$

a) Détermination de « g » et « h » :

On prend :

$$2h + g = 64 \text{ cm}$$

Avec :

$$\triangleright h = H / n$$

$$\triangleright H = n . h$$

$\triangleright (n-1)$: Nombre des marches.

$$\triangleright g = \frac{L}{(n-1)}$$

$$\Rightarrow \frac{2H}{n} + \frac{L}{(n-1)} = 64$$

$$\Rightarrow 2H.n - 2H + L.n = 64n^2 - 64n$$

$$\Rightarrow 64.n^2 - (64 + 2H + L).n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 293764$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc:

$$\Rightarrow g = \frac{210}{(9-1)} = 26.25 \text{ cm} = 27 \text{ cm}$$

Vérification avec la formule de Blondel :

$$59 < 2 \times 17 + 27 = 61 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Évaluation de l'angle de déclin du volée (paillasse) « α » :

$$\tan \alpha = H / L = 1.53 / 2.10 = 0.729$$

$$\Rightarrow \alpha = 36.07^\circ$$

c) Détermination de la longueur du volée (paillasse) « L_v » :

$$L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.10}{\cos(36.07)} = 2.6 \text{ m} \quad (2.6)$$

Détermination d'épaisseur du volée (paillasse) « e_v » :

Elle est déterminée respectant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \quad (2.7)$$

$$\Rightarrow \frac{260}{30} = 9 \text{ cm} \leq e_v \leq \frac{260}{20} = 13 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e_v = 15 \text{ cm}$.

d) Détermination d'épaisseur du palier « e_p » :

L'épaisseur de la paillasse ayant été fixée à, $e_p = 15 \text{ cm}$.

2.5. Pré dimensionnement d'acrotère

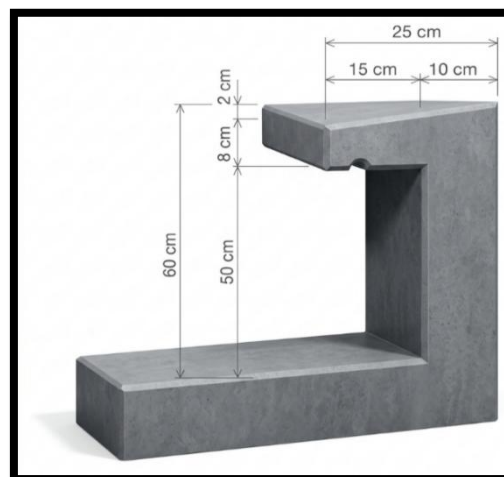


Figure 2. 7 : Dimensionnement d'acrotère.

Ouvrage secondaire en béton armé, l'acrotère ceinture la toiture-terrasse afin de border l'étanchéité et de sécuriser la périphérie du bâtiment. Sur le plan de la résistance des matériaux, son comportement est celui d'une console encastrée dans

le plancher haut. Soumis à une flexion composée induite par la poussée des terres/mains courantes ou par l'accélération sismique de zone (RPA 2024), ses dimensions géométriques pour notre projet d'habitation respectent les standards de coffrage présentés à la figure (2.7).

2.6. Évaluation des charges (Descente des charges)

D'un point de vue structurel, la descente de charges matérialise le cheminement des flux de forces verticaux au sein du bâtiment. En distribuant les actions G et Q des planchers vers les éléments de contreventement et de support, cette étape conditionne directement la géométrie finale des poteaux et des semelles. L'ensemble de ces évaluations est mené dans le respect rigoureux des charges nominales définies par le document technique réglementaire **DTR-BC 2.2**.

2.6.1. Plancher terrasse

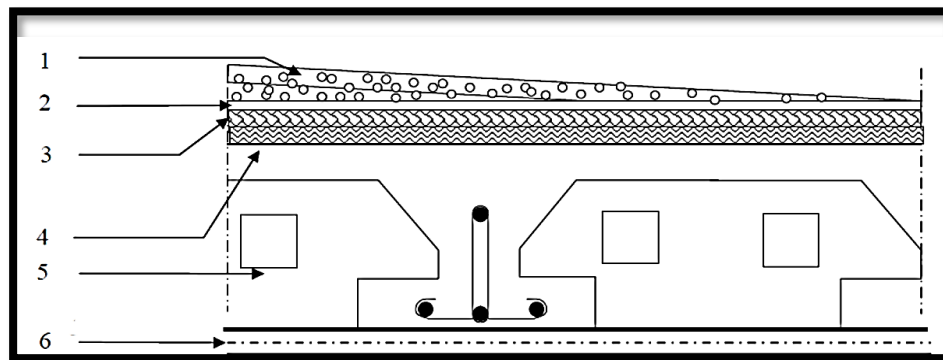


Figure 2. 8 : Coupe du plancher terrasse.

Tableau 2. 3 : Charge et surcharges du plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Béton Forme de pente	0.10	22.00	2.20
4	Isolation thermique en liège	0.04	04.00	0.16
5	Dalle corps creux	0.16 + 0.04	/	2.80
6	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
Totale	G (KN/m ²)	6.48		
	Q (KN/m ²)	1.00		

2.6.2. Plancher étage courant

Tableau 2.4 : Charge et surcharges des étages courants.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle corps creux	0.16 + 0.04	/	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison en briques creuses	0.10	/	0.90
Totale	G (KN/m ²)	5.06		
	Q (KN/m ²)	1.50		

2.6.3. Murs extérieurs

Tableau 2. 5 : Charge des murs extérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.015	18.00	0.27
2	Brique creuse	0.15	/	1.30
4	Brique creuse	0.10	/	0.90
5	Enduit intérieur (plâtre)	0.015	10.00	0.15
Totale	G (KN/m ²)	2.62		

2.6.4. Murs intérieurs

Tableau 2. 6 : Charge des murs intérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.015	18.00	0.27
2	Brique creuse	0.10	/	0.90
3	Enduit intérieur (plâtre)	0.015	10.00	0.15
Totale	G (KN/m ²)	1.32		

2.7. La loi de dégression

L'application de la dégression des surcharges répond à une réalité physique et statistique d'occupation des locaux. Afin d'éviter un surdimensionnement non justifié des éléments porteurs verticaux et des fondations, le cumul des charges

d'exploitation est pondéré de façon dégressive en fonction du nombre de planchers supportés. Le modèle mathématique de cette réduction est dicté par l'Article 6.3 du DTR-BC 2.2, les surcharges de référence étant caractérisées comme suit :

- Sous terrasse Q_0
- Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$
- Sous étage 2 $Q_0 + (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage 3 $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage 4 $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Où :

- Q_0 indique le surcroît d'exploitation imposé à la toiture du bâtiment.
- $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ Se réfère aux surcharges d'exploitation concernant les planchers des niveaux. 1, 2, ..., n (numérotés à partir du sommet du bâtiment).

Le tableau suivant représente les surcharges d'exploitation adoptées :

Tableau 2.7 : Dégression des charges d'exploitations.

Niveau du Plancher	Charges Exploitations	Dégression des charges par niveau	Poids (KN/m ²)
4	Q_0	$\sum 0 = Q_0$	1
3	Q_1	$\sum 1 = Q_0 + Q_1$	2.5
2	Q_2	$\sum 2 = Q_0 + (Q_1 + Q_2)$	4
1	Q_3	$\sum 3 = Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.5
RDC	Q_4	$\sum 4 = Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	7

2.8. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux représentent les composants structuraux verticaux essentiels de l'ossature. Ils ont pour mission principale de collecter les actions gravitationnelles (permanentes et d'exploitation) issues des différents niveaux afin de les acheminer méthodiquement vers l'infrastructure de fondation. Au-delà de cette fonction porteuse verticale, leur association rigide avec les poutres forme un système de portiques (cadres) capable d'absorber et de dissiper l'énergie des actions horizontales induites par le vent ou les secousses sismiques.

Le pré-dimensionnement géométrique de leur section transversale s'appuie sur la sollicitation normale maximale issue de la descente de charges, calculée à l'État Limite Ultime (ELU) selon la combinaison réglementaire : **(Nu = 1.35G + 1.5Q)**.

Afin de compenser forfaitairement les effets de la continuité (moments de flexion négatifs sur appuis non pris en compte dans le calcul simplifié), cette charge ultime

subit une majoration de 10% pour les poteaux intermédiaires adjacents aux lignes de rive, pour les structures présentant au moins trois travées solidaires : ($Nu = 1.1Nu$).

2.8.1. Détermination du poteau le plus sollicité

Dans une structure, c'est le poteau qui porte la plus importante superficie de charges qui est le plus sollicité. Dans le cadre de notre recherche, le poteau le plus fréquemment utilisé est le poteau « D3 ou D8 » et vérifiée par logiciel robot analysis.

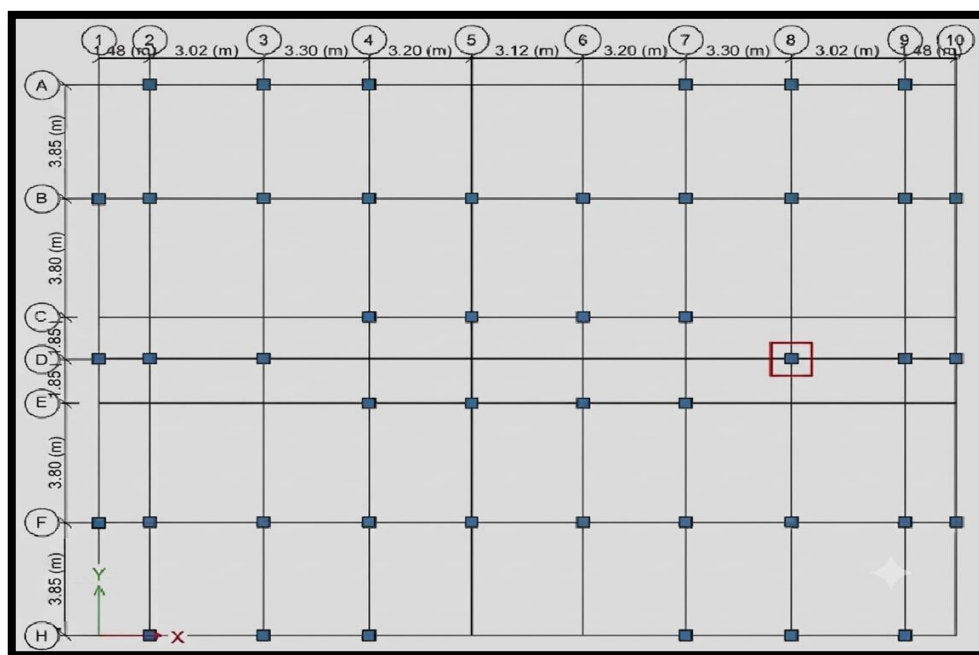


Figure 2. 9 : Détermination du poteau plus sollicité.

Calcul de surface supportée :

$$S = (1.55 + 1.51) \times (2.69 + 2.69) = 16.46 \text{ m}^2$$

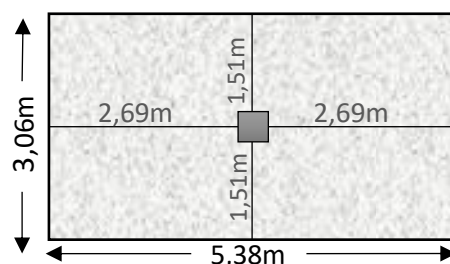


Figure 2. 10 : Zoom sur le poteau le plus sollicité

2.8.2. Calcul de l'effort normal ultime Nu

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93, l'effort normal ultime « Nu » agissant dans un poteau doit être au plus égal à :

$$N u \leq \alpha \left[\frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A s f_e}{\gamma_s} \right] \quad (2.8)$$

Le tableau ci-dessous fournit les paramètres de la formule d'effort normal ultime.:

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (2.9)$$

L'ajustement de la taille du poteau doit être effectué pour prévenir tout danger de flambement. Cela signifie que : λ est inférieur ou égal à 50.

Données du niveau ultime d'effort normal en relation avec chaque étage :

a) Poids propre de plancher terrasse

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6.48 \times 16.46 = 106.66 \text{ KN}$$

b) Poids propre des planchers étages courants

$$G_{\text{EC}} \times S = 5.06 \times 16.46 = 83.29 \text{ KN}$$

c) Poids propre des poutres principales

$$G_{\text{PS}} = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times (2.69+2.69) = 21.81 \text{ KN}$$

d) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{ps}} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.55 + 1.51) = 8.03 \text{ KN}$$

e) Poids propre total :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{terrasse}} + n \cdot G_{\text{EC}} + np \cdot (G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}})$$

Avec :

n : Le nombre des planchers d'étages courants (n=5)

np : Le nombre total des planchers.

$$G_{\text{tot}} = 106.66 + 4 \times 83.29 + 5 \times (21.18 + 8.03) = 585.87 \text{ KN}$$

f) Les efforts de compression due aux charges d'exploitations :

$$Q_{\text{total}} = Q \times S$$

$$Q_{tot} = 7 \times 16.46 = 115.22 \text{ KN}$$

g) Majoration des efforts :

$$N_G = 1.1 G_{tot} = 1.1 \times 585.87 = 644.46 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1.1 \times Q_{tot} = 1.1 \times 115.22 = 126.74 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 644.46 + 1.5 \times 126.74 = 1060.13 \text{ KN}$$

2.8.3. Détermination de « a » et « b » :

a) Détermination de « a » :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (2.10)$$

$$= \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

On a : $L_f = 0.7 L_0$ Avec :

L_0 : La hauteur du poteau (On prend le cas plus défavorable $L_0 = 3.23$).

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 3.23}{0.289 \times 50} = \frac{2.261}{0.289a} \leq 50$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.261}{0.289 \times 50} = 0.16 \text{ m}$$

On prend : **a = 40 cm.**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (2.11)$$

$$= \frac{0.7 \times 3.23}{0.289 \times 0.40} \simeq 20 < 50 \dots\dots\dots \text{cv}$$

b) Détermination de « b » :

$$B_r = (45 - 2) \times (b - 2) = 43 \times (b - 2) \text{ cm}$$

Selon RPA 2024 (Tableau 2.19 cf. § 2.2.7.2) :

$$A_s = 0.8\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone II.}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.8\% [38 \times (b - 2)] = 0.380 \times (b - 2)$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.56}{35} \right)^2} = 0.80$$

➤ Pour RPA 2024 :

$$1060.13 \times 10^3 \leq 0.80 \left[\frac{[38 \times 10 \times (b - 2 \times 10)] \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.380 \times 10 (b - 2 \times 10) \times 500}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow 1060130 \leq 6951.37 \times (b - 20) \Rightarrow b \geq 172.51 \text{ mm} \approx 17.3 \text{ cm}$$

On prend : **b = 40cm**

c) Dimensions adoptées pour les poteaux :

Les dimensions des poteaux adoptées pour chaque niveau sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2. 8 : Dimensions des poteaux adoptés

Niveau	Nu (KN)	Section (a × b) (cm ²)
Terrasse	/	/
Étage 4	228.93	35×35
Étage 3	436.74	35×35
Étage 2	644.52	35×35
Étage 1	852.33	40×40
RDC	1060.13	40×40

d) Vérification selon RPA2024 :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions présentées par le tableau (2.33) (cf.§ 2.2.7.1)

$$\text{Min}(35, 35) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\text{Min}(35, 35) = 35 \text{ cm} \geq \frac{323}{20} = 16.15 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \quad \text{C.V}$$

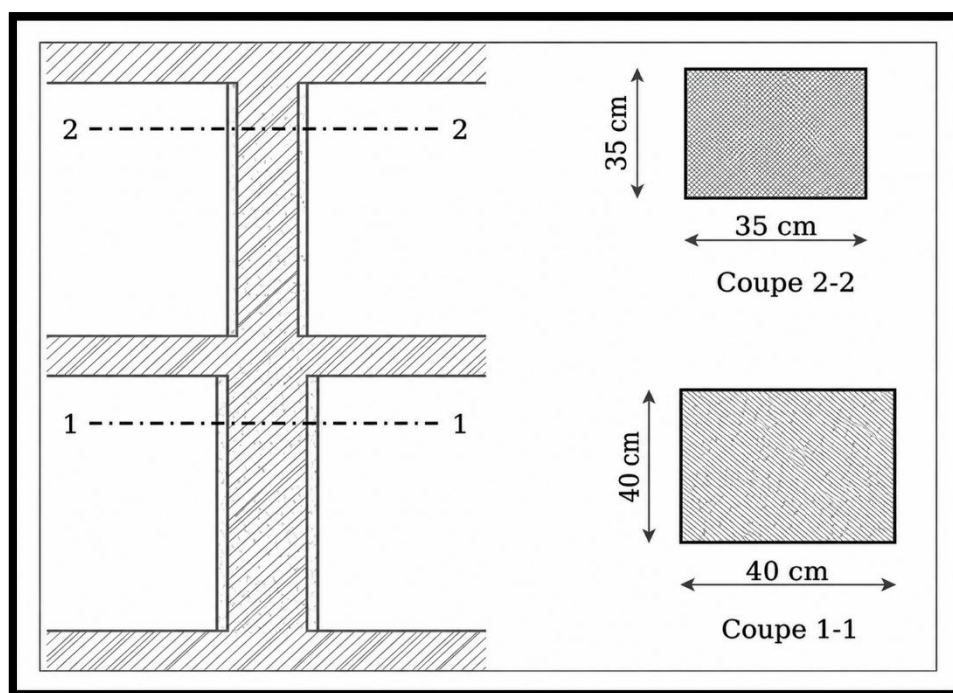


Figure 2. 11 : Détails du coffrage des poteaux.

2.9. Pré dimensionnement des voiles

Éléments clés de la réponse dynamique du bâtiment, les voiles en béton armé font office de parois porteuses et de structures de rigidification. Leur rôle est d'absorber l'essentiel du cisaillement de base induit par les secousses telluriques, protégeant ainsi l'ossature poteaux-poutres contre le phénomène de second ordre. Ce mode de contreventement par refends offre une stabilité globale optimale. L'évaluation de leur épaisseur minimale a reste tributaire des critères mécaniques de résistance au flambement et des conditions de coffrage minimales fixées par les codes de calcul en vigueur.

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est conforme aux prescriptions du RPA 2024 donnés par le tableau 2.17 (cf. § 2.2.7.1).

Le pré dimensionnement des voiles dans notre structure est a été effectué comme suit : On prend $h_e = 2.88$ m (Cas plus défavorable).

$$e \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{288}{20} = 14.4 \text{ cm} \right) = 15 \text{ cm}$$

Donc :

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

Concernant la longueur du voile « l_w » :

Selon RPA 2024 :

$$l_w \geq \max (323/ 3) = 1.08 \text{ m} ; 4e = (0.80 \text{ m}; 1\text{m}) = \mathbf{1.08 \text{ m}}$$

2.10. Conclusion

Les dimensions issues de la phase de pré dimensionnement représentent des valeurs initiales servant de base à l'étude structurelle. Elles sont établies à partir de critères empiriques et réglementaires simplifiés et demeurent, par conséquent, susceptibles d'être révisées au cours des étapes ultérieures de l'analyse. Leur validation définitive ou leur éventuel ajustement dépendra des résultats des calculs détaillés, notamment des vérifications aux états limites, ainsi que des contrôles liés à l'action sismique. Ces vérifications seront effectuées conformément aux règlements parasismiques et aux règles de conception et de dimensionnement des structures en béton armé en vigueur, afin de garantir la sécurité, la stabilité et la conformité globale de l'ouvrage.

CHAPITRE 3

ANALYSE DYNAMIQUE DE LA

STRUCTURE

3.1. Introduction

L'omniprésence du risque sismique exige d'intégrer les effets d'accélération du sol dès la phase de conception de la superstructure. L'objet de cette étude dynamique est de simuler le comportement de l'immeuble soumis à un spectre de réponse réglementaire, de manière à configurer un réseau de refends (voiles) cohérent et équilibré. L'analyse repose sur la résolution de l'équation du mouvement en vibrations libres, faisant abstraction dans un premier temps de l'amortissement pour identifier les fréquences critiques de résonance de la structure. La connaissance précise de ces paramètres dynamiques est indispensable pour déterminer les sollicitations internes (moments fléchissant, efforts tranchants de base) et s'assurer que les déformations de l'ossature demeurent dans les seuils admissibles fixés par les normes de construction en vigueur.

3.2. Choix de la méthode du calcul

L'évaluation des efforts sismiques requiert une modélisation mathématique capable de simuler les modes de déformation réels du bâtiment. Le code **RPA 2024** encadre cette démarche en proposant quatre outils d'analyse :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique non-linéaire ;
- La méthode de poussée progressive (statique non-linéaire).

Notre structure présentant des irrégularités ou des caractéristiques géométriques hors des seuils d'application de la méthode statique équivalente, son utilisation a été écartée. Le calcul des effets du séisme a donc été conduit par la **méthode d'analyse modale spectrale**, qui intègre la combinaison des réponses de plusieurs modes propres de vibration à travers un logiciel de calcul par éléments finis.

3.2.1. Principe de l'analyse modale spectrale

Le principe de cette approche demeure dans la recherche de la réponse maximale pour chaque mode sous l'action d'un spectre de réponse réglementaire. Les réponses modales sont ensuite combinées pour restituer le comportement global de l'enveloppe. Les critères de modélisation requis s'articulent autour de quatre configurations :

- **Modèle plan (1 DDL par niveau)** : Valide uniquement pour les structures régulières à diaphragmes rigides permettant une analyse par portiques ou refends plans isolés.
- **Modèle tridimensionnel (3 DDL par niveau)** : Indispensable pour les bâtiments asymétriques où le couplage flexion-torsion est significatif. Chaque plancher rigide est alors modélisé par deux translations horizontales et une rotation géométrique verticale.

- **Modèle à diaphragme déformable et ISS** : Applicable lorsque les planchers ne peuvent assurer une distribution rigide des efforts ou lorsque l'élasticité du sol d'assise modifie la période fondamentale de l'ouvrage.
- **Représentation matricielle $[M]$ et $[K]$** : Le modèle doit discrétiser correctement les matrices de masse et de rigidité, en capturant les déformations nodales critiques et l'impact des éléments secondaires de remplissage.

3.3. Modélisation de la structure

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis a été utilisé pour effectuer la modélisation numérique de la structure au moyen de la méthode des éléments finis.

3.3.1. Présentation de modèle numérique :

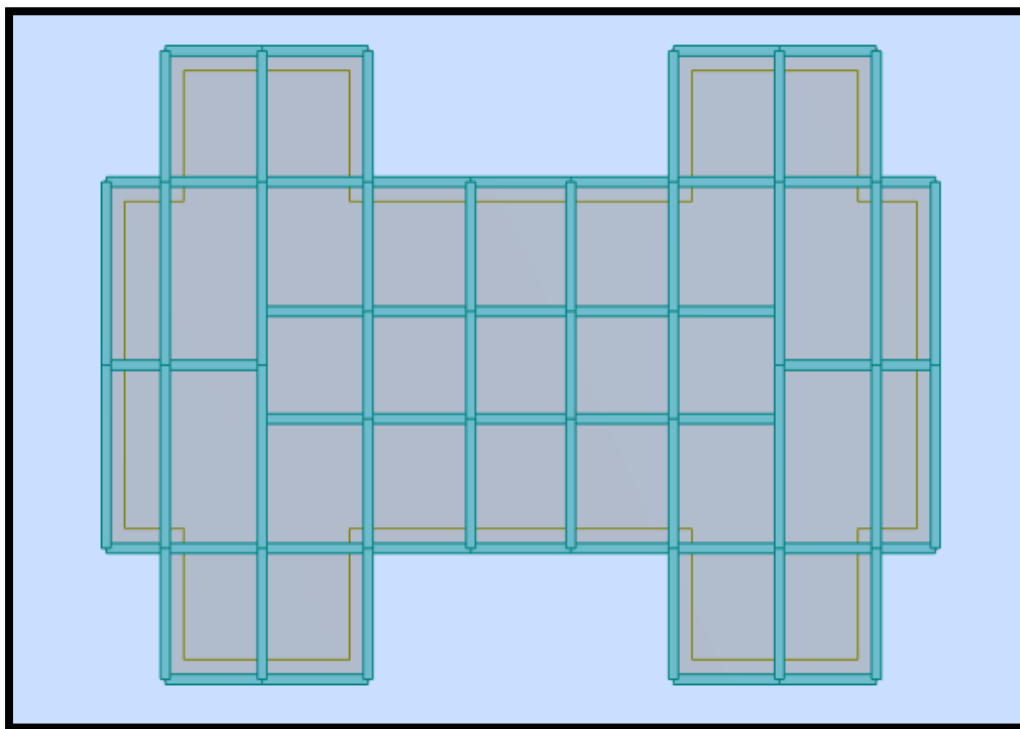


Figure 3. 1 : Vue en plan sur le modèle

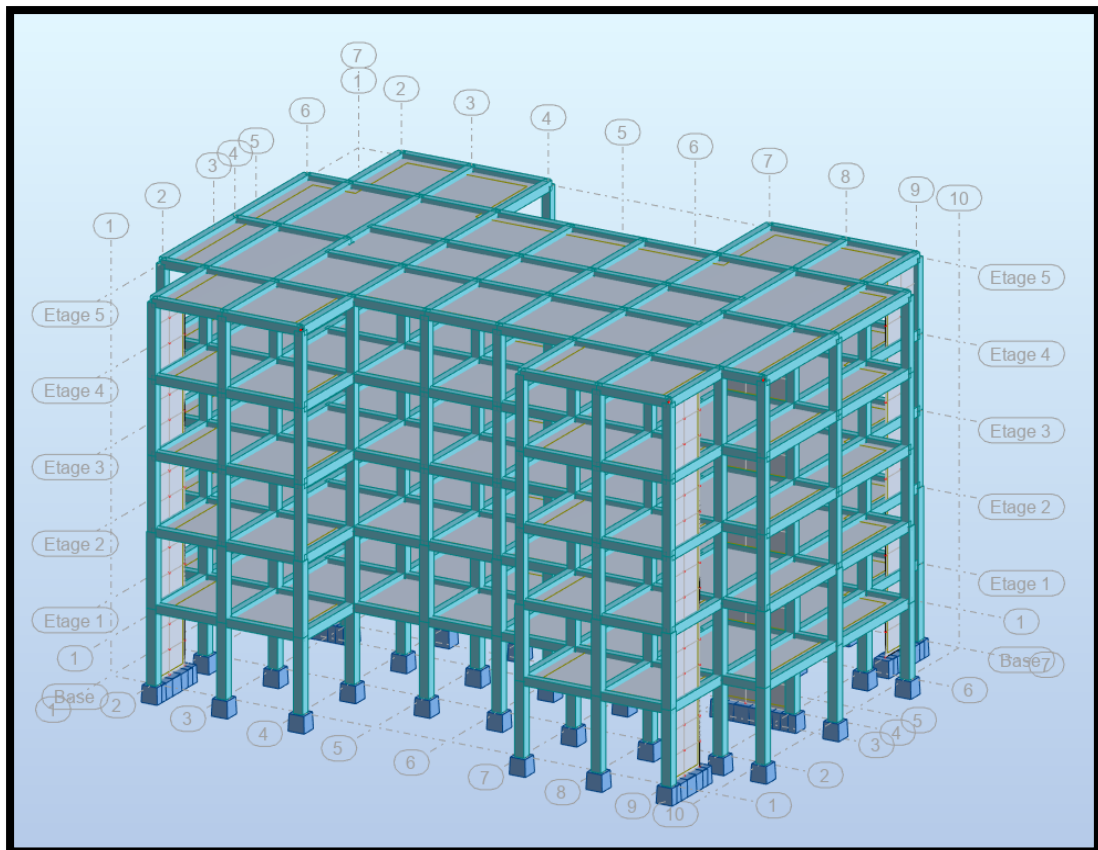


Figure 3. 2 : Vue en 3D sur le modèle.

3.3.2. Disposition des voiles

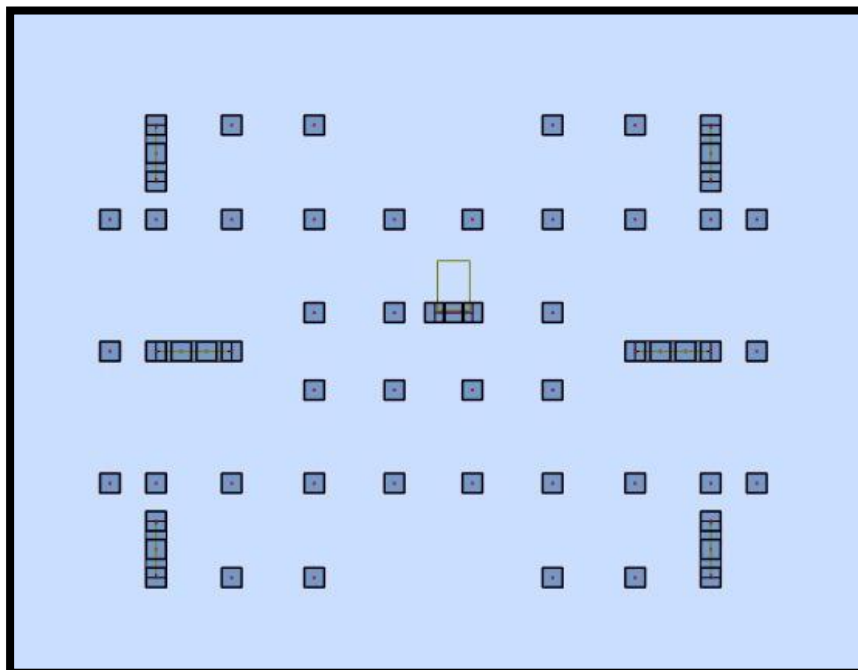


Figure 3. 3 : Disposition des voiles.

3.4. Spectre de réponse (la composante horizontale)

3.4.1. Paramètres du spectre de réponse

Tableau 3. 1 : Configurations de spectre de réponse.

	Sismicité (A)	Coefficient de comportement (R)	Groupe d'usage (I)	Type de sol (S)	Facteur de qualité (QF)	
Classification	II	Système 4	2	S3 (Site meuble)	/	
Valeur de Coefficient	0.10	4.5	1	1.55	QFx	QFy
					1.05	1.05

Avec :

Les périodes caractéristiques du site « T₁, T₂, T₃ » :

Tableau 3. 2 : Les périodes caractéristiques du site selon RPA 2024.

T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
0.10	0.40	1.20

Le facteur de qualité :

On a un système de contreventement mixte équivalent à des voiles (catégories b).
Donc Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Tableau 3. 3 : Facteur de qualité

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
2. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
3. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Total	1.05		1.05	

3.4.2. Représentation graphique de spectre de réponse

Le spectre de réponse pour chaque direction de calcul est présenté graphiquement comme suit :

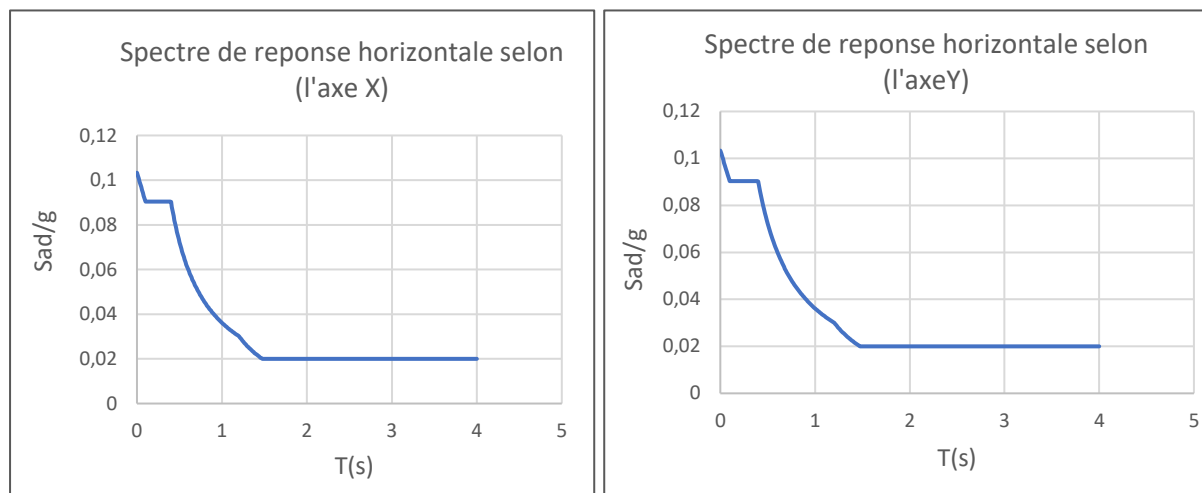


Figure 3. 4 : Représentation graphique des spectres de réponse

3.5. Spectre de réponse vertical

L'évaluation de l'action sismique verticale a été écartée en stricte conformité avec le paragraphe § 2.2.5.2 du code RPA 2024. Notre structure, de configuration architecturale classique et à usage résidentiel (R+4), ne comporte pas de singularités structurales ou de travées d'une portée exceptionnelle exigeant la vérification sous secousse verticale. L'étude de la réponse dynamique globale de l'immeuble se concentre donc exclusivement sur les effets cinématiques induits par les composantes horizontales du spectre de calcul.

3.6. La période fondamentale

3.6.1. Evaluation de la période numérique (Logiciel)

Le tableau ci-dessous présente la période fondamentale de la structure estimée suite à l'analyse modale réalisée par le logiciel Robot Structural Analysis.

Tableau 3. 4 : La période numérique (Robot)

Version	Sens	Fréquence (Hz)	Période (s)
RPA 2024	y-y	0.41	2.41
	x-x	0.40	2.49

3.6.2. Estimation de la période à partir de formule empirique

La période empirique est calculée par la formule suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{3/4} \quad (3.1)$$

$$\Rightarrow T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (15.96)^{3/4} = \mathbf{0.399 \text{ s}}$$

On a :

Tableau 3.5 : Valeur de la période « T0 » pour le calcul de la force sismique totale.

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{empirique}}$

Dans notre cas :

Tableau 3.6 : Détermination de période « T0 » et coefficient de correction « λ ».

Sens	T calcul (s)	1.3T empirique (s)	T0 (s)	2T2 (s)	λ
y-y	0.40	0.519	0.40	0.80	0.85
x-x	0.40	0.519	0.40	0.80	0.85

3.7. Détermination du poids total de la structure

Ci-dessous, les données issues du logiciel Robot

Tableau 3.7 : Le poids totale de la structure

Niveau	Poids d'étage (kN)	Poids cumuls (kN)
4	3737,56	3737,56
3	3505.17	7242,73
2	351079	10753,52
1	3585.15	14338,67
RDC	3919.21	18257,88
Wt	18257,88	

3.8. Calcul de la force sismique totale par MSE « Vs »

La force sismique totale à la base, désignée par V_s , est modélisée par l'approche statique équivalente. Cet effort nominal de cisaillement se calcule de manière indépendante suivant les deux axes géométriques orthogonaux du plan (X et Y). Les formulations analytiques permettant de quantifier cette action dynamique de référence sont explicitées au niveau du Tableau 2.16 (cf. § 2.2.6 du RPA 2024).

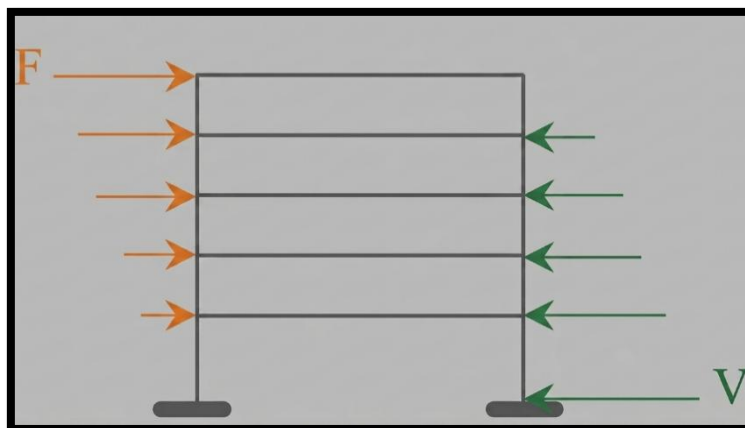


Figure 3.5. : Représentation de la force sismique

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{y0}) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] = 0.1 \times 1 \times 1.55 \times \left[2.5 \frac{1.05}{4.5} \right] = \mathbf{0.090}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{y0}) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] = 0.1 \times 1 \times 1.55 \times \left[2.5 \frac{1.05}{4.5} \right] = \mathbf{0.090}$$

Donc :

$$V_y = V_x = V_s \quad (3.2)$$

La force sismique :

$$V_s = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.090 \times 18257,88 = \mathbf{1396.72KN}$$

3.9. Vérification des exigences du RPA2024

Le **RPA2024** exige la réalisation de plusieurs vérifications afin de s'assurer de la stabilité, de la sécurité et du bon comportement sismique de la structure. Les principales vérifications portent sur :

- la période fondamentale de la structure ;
- les modes propres de vibration et le taux de participation massique ;
- l'excentricité accidentelle ;
- l'effort tranchant à la base ;
- le système de contreventement ;
- les efforts normaux réduits ;
- les déplacements relatifs entre étages ;

- la stabilité au renversement ;
- l'effet **P-Δ (P-Delta)**.

3.9.1. Vérification de la condition de la période

Le RPA 2024 s'accorde sur le plafonnement de la période de vibration calculée par des méthodes dynamiques ou par l'approche de Rayleigh. Il est exigé que cette période analytique ne dépasse pas de plus de 30 % la valeur obtenue via l'expression empirique de référence. Si ce critère n'est pas satisfait, c'est la valeur plafonnée (**1,30. Temp**) qui doit être introduite dans le calcul du coefficient d'amplification dynamique.

Tableau 3. 8 : Vérification de la période fondamentale de la structure.

Version	T _{calcul} (s)	T _{empirique} (s)	1.3T _{empirique} (s)	Condition
RPA 2024	0.40	0.40	0.52	Vérifiée

3.9.2. Vérification des modes et le pourcentage de la participation massique

1. Conditions de troncature modale Le choix du nombre de modes propres à introduire dans les combinaisons dynamiques répond aux règles de représentativité suivantes :

- Règle des 90% : La masse modale cumulée de translation selon les axes X et Y doit mobiliser au moins 90% de la masse oscillante globale de la superstructure.
- Règle des modes majeurs (5%) : Tout mode isolé dont le facteur de participation massique excède 5% doit être pris en compte.
- Minimum réglementaire : L'analyse ne peut s'effectuer sur moins de 3 modes par axe.

2. Dispense pour torsion dominante Lorsque la complexité géométrique ou l'asymétrie de l'ouvrage génère une torsion couplée importante bloquant la convergence des masses, le nombre de modes retenus k est jugé suffisant s'il vérifie simultanément

1. L'inéquation sur l'envergure du bâtiment : $k \geq 3\sqrt{N}$
2. Le critère de rigidité modale : $T_k \leq 0.2 \text{ s}$

Avec :

➤ N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k est la période du mode k .

3.9.2.1. Les modes propres de la structure

➤ **Le 1^{er} mode** : Translation suivant l'axe y-y

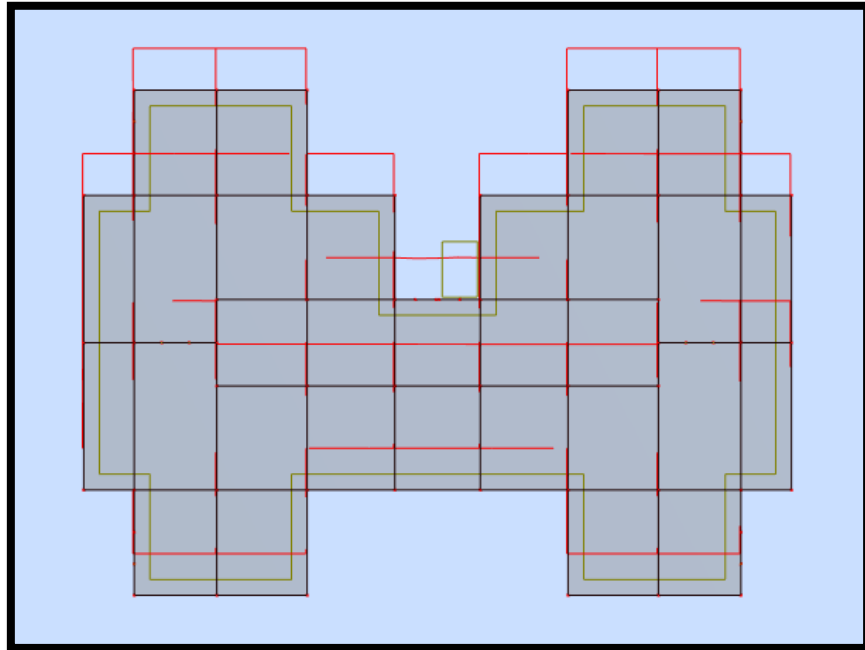


Figure 3. 6 : Le premier mode de vibration

➤ **Le 2^{ème} mode** : Translation suivant l'axe x-x

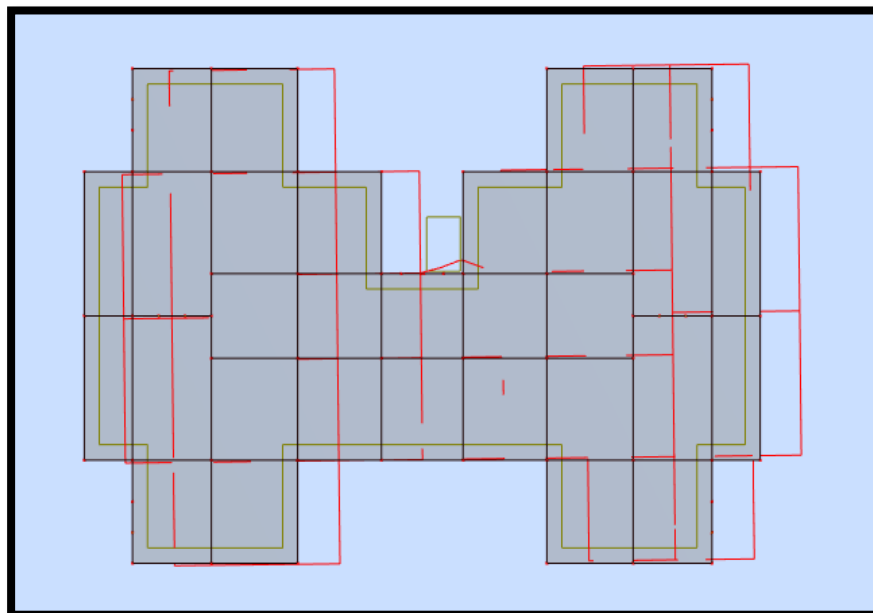


Figure 3. 7 : Le deuxième mode de vibration

➤ **Le 3^{ème} mode** : Rotation selon l'axe z-z

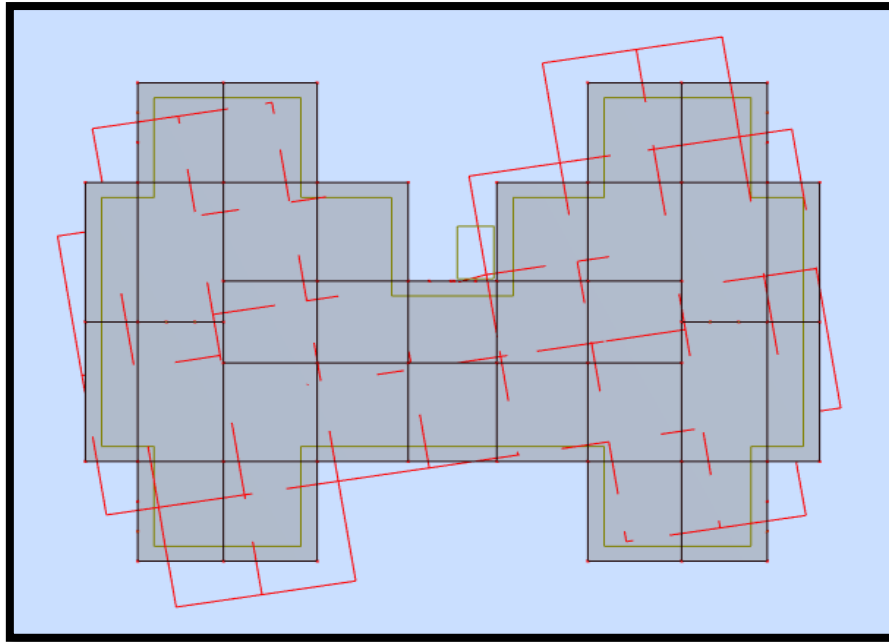


Figure 3. 8 : Le troisième mode de vibration

3.9.2.2. Vérification de la participation massique

Tableau 3. 9 : Vérification de la participation massique.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,40	0,04	71,78	0,04	71,78
2	0,40	70,73	0,05	70,78	71,82
3	0,36	0,40	0,00	71,17	71,83
4	0,11	0,01	16,89	71,18	88,71
5	0,10	18,19	0,01	89,38	88,73
6	0,09	0,01	0,00	89,38	88,73
7	0,05	0,00	5,90	89,39	94,63
8	0,05	5,83	0,00	95,22	94,63
La condition du RPA 2024 est vérifiée au 8 ^{ème} mode					

3.9.3. Vérification l'excentricité

Le phénomène de torsion d'ensemble, provoqué par l'excentricité entre le CDG et le CDT, conduit à une redistribution asymétrique de l'effort tranchant d'étage. Les codes RPA prescrivent d'intégrer cette amplification en veillant à ne pas comptabiliser les réductions d'efforts (efforts tranchants négatifs) qui masqueraient une sollicitation réelle.

Dans l'analyse spatiale 3D, le déplacement du centre de masse de chaque diaphragme rigide intègre deux composantes distinctes pour fixer la position de la force sismique :

1. **L'excentricité théorique** : Égale à la distance réelle séparant le centre de masse du centre de rigidité.
2. **L'excentricité accidentelle (additionnelle)** : Égale à $(\pm 0,05 \cdot L)$, où (L) est la largeur du plancher orthogonale à l'excitation sismique.

Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases} \quad (3.3)$$

Avec :

Le centre de masse est calculé par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \\ Y_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i} \end{cases} \quad (3.4)$$

Le centre de rigidité est calculé par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_{CR} = \frac{\sum I_i \cdot x_i}{\sum I_i} \\ Y_{CR} = \frac{\sum I_i \cdot y_i}{\sum I_i} \end{cases} \quad (3.5)$$

Excentricité accidentelle :

$$\begin{cases} e_{ax} = 0.05 L_x \\ e_{ay} = 0.05 L_y \end{cases} \quad (3.6)$$

$$\begin{cases} e_{ax} = 0.05 \times 18.86 = 0.94 \text{ m} \\ e_{ay} = 0.05 \times 26.24 = 1.31 \text{ m} \end{cases}$$

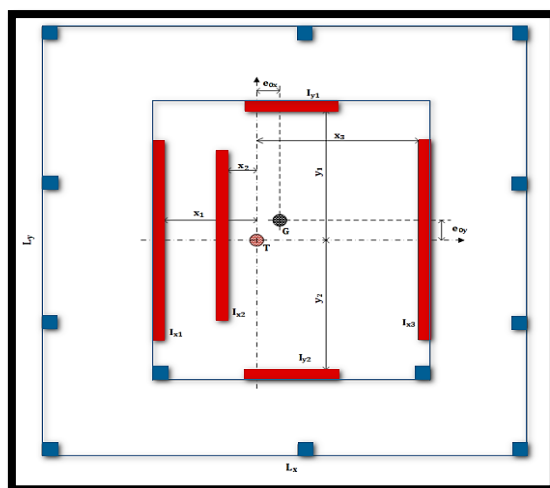


Figure 3. 9 : Représentation de CDM et de CDR.

Les excentricités (théoriques et accidentelles) dépendent uniquement de la distribution des rigidités et des matrices de masse du bâtiment, et non des forces d'inertie appliquées. Il convient toutefois de souligner que si les excentricités en mètres sont identiques, les moments de torsion de calcul M_t varient, car ils découlent directement des efforts tranchants d'étage, eux-mêmes tributaires des spectres du code 2024.

Tableau 3. 10 : Vérification de l'excentricité.

Niveau	Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		Excentré théorique (m)		Excentricité accidentelle (m)		Condition
	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y	e_{ax}	e_{ay}	
4	12.92	9.23	12.92	9.23	0,00	0,00	0,00	0,00	Vérifiée
3	12.92	9.34	12.92	9.34	0,00	0,00	0,00	0,00	Vérifiée
2	12.92	9.34	12.92	9.34	0,00	0,00	0,00	0,00	Vérifiée
1	12.92	9.33	12.92	9.34	0,00	0,01	0,00	0,00	Vérifiée
RDC	12.92	9.33	12.92	9.34	0,00	0,01	0,00	0,00	Vérifiée

3.9.4. Vérification l'effort tranchant à la base

L'RPA 2024 stipule que le résultat des forces sismiques à la base « V_t » qui est obtenu par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être en dessous de 80% du résultat des forces sismiques calculé par la méthode statique équivalente « V_s ». Le tableau ci-dessous présente la force sismique totale calculée par le logiciel Robot ainsi que la répartition de l'effort tranchant sur les différents niveaux.

Tableau 3. 11 : Distribution de l'effort tranchant sur les étages.

NIVEAU	V_{iy} (KN)	V_{ix} (KN)
4	478.51	473.83
3	782.86	779.74
2	992.84	994.05
1	1133.51	1135.91
RDC	1196.48	1196.47

La distribution de la force sismique sur les étages est donnée dans les deux versions de RPA par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad (3.7)$$

Avec:

- F_i : Force horizontale de l'étage « i »
- F_t : Force concentrée de la structure donnée par

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T_0 \cdot V & \text{Si } T_0 > 0.7s \\ F_t = 0 & \text{Si } 0 < T_0 \leq 0.7s \end{cases}$$

- h_i : Niveau du plancher (F_i).
- h_j : Niveau du plancher quelconque.
- W_i, W_j : Poids revenant aux planchers « i », « j ».

Tableau 3. 12 : La distribution de la force sismique sur les étages.

Niveau	F_{iy} (KN)	F_{ix} (KN)
4	411.63	411.63
3	308.83	308.83
2	231.99	231.99
1	157.94	157.94
RDC	86.33	86.33

Remarque : La caractérisation de la distribution verticale des forces d'inertie et des efforts tranchants à chaque niveau ne se limite pas à la simple vérification du

cisaillement. Ces variables dynamiques constituent les données d'entrée fondamentales pour valider les critères de sécurité globaux, notamment le moment de renversement et la sensibilité de l'ossature aux effets de second ordre (P-Delta). Le tableau ci-après récapitule les résultats de ces contrôles :

Tableau 3. 13 : Vérification l'effort tranchant à la base.

Sens	V_t (KN)	V_s (KN)	$0.8V_s$ (KN)	Condition $V_t \geq 0.8V_s$
y-y	1196.48	1396.72	1117.37	Vérifiée
x-x	1196.47	1396.72	1117.37	Vérifiée

3.9.5. Vérification de système de contreventement

Chaque système de contreventement est caractérisé par un coefficient de comportement global, noté **R**. Ce paramètre empirique est calibré en fonction de la nature des matériaux constitutifs, de la configuration typologique de l'ossature, des capacités de redistribution hyperstatique des efforts internes, ainsi que de l'aptitude des composants structuraux à dissiper l'énergie par déformation plastique dans le domaine post-élastique (ductilité) (cf. § 2.2.3 du RPA 2024).

L'organigramme ci-après résume les vérifications nécessaires pour le système de contreventement conformément à la RPA 2024 :

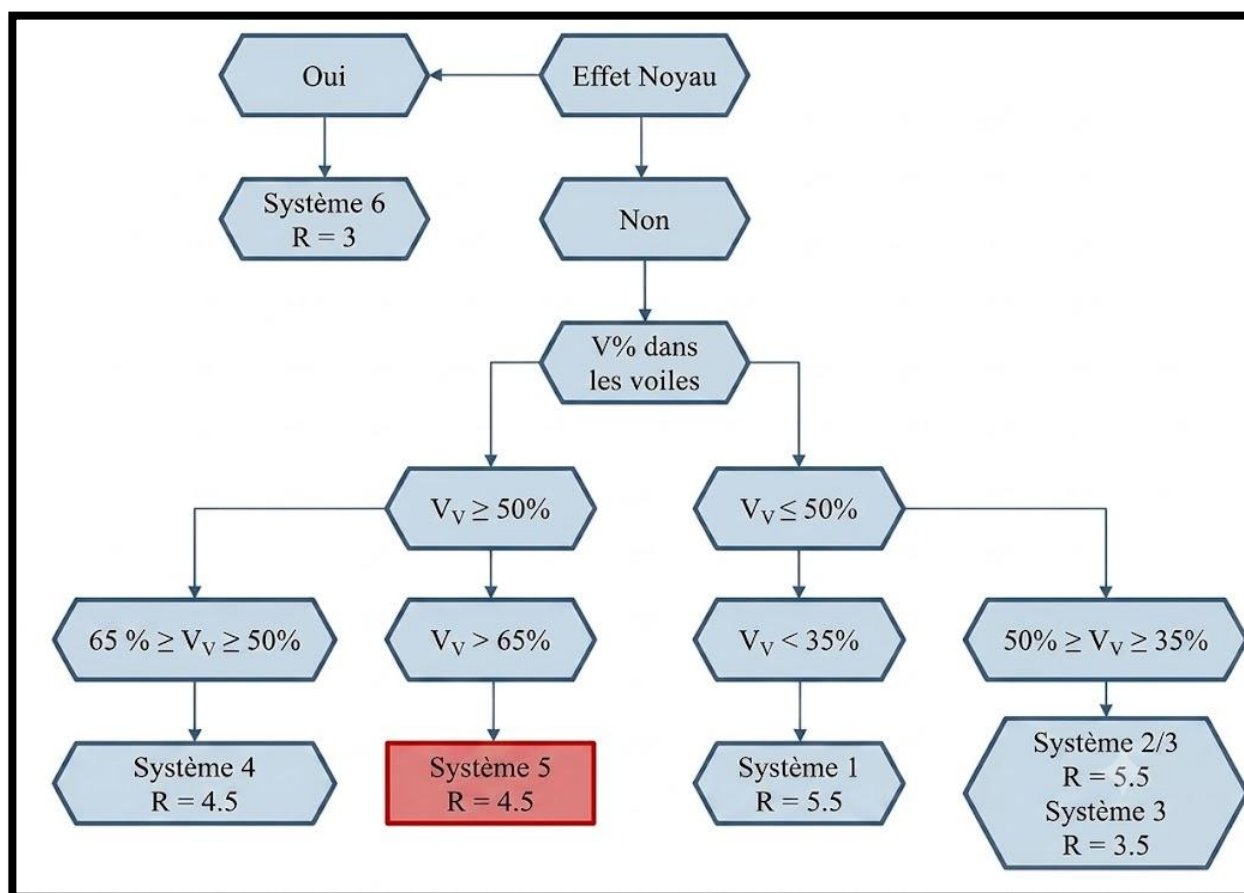


Figure 3. 10 : Vérification de système de contreventement selon RPA2024.

3.9.5.1.1. Justification vis-à-vis l'effet noyau

Pour assurer l'absence de l'effet noyau dans la structure, il faut vérifier que :

$$\begin{cases} r_x > l_s \\ r_y > l_s \end{cases} \quad (3.8)$$

Avec :

- r_x et r_y sont des rayons de torsion.
- l_s est le rayon de giration massique en plan.

Deux approches permettent de déterminer les valeurs des rayons de torsion et du rayon de giration massique en plan :

- **Méthode analytique simplifiée** : Elle est décrite à l'article 3.5.A.6 du RPA 2024, Cette approche analytique permet une évaluation mathématique directe des rayons de torsion ainsi que du rayon de giration massique de chaque niveau. Bien qu'elle s'avère parfaitement adaptée aux structures régulières et de géométrie simple, sa mise en œuvre devient particulièrement laborieuse, voire inextricable, dès lors qu'elle est appliquée à des superstructures de grande hauteur ou présentant de fortes

irrégularités configuration elles. Cette complexité calculatoire justifie pleinement le recours à une modélisation numérique par éléments finis pour les projets d'envergure.

- **Méthode numérique** : En intégrant des logiciels de simulation par éléments finis, cette méthodologie garantit une évaluation rigoureuse de la réponse dynamique, Elle offre une précision accrue et une meilleure adaptation à les structures complexes.

Dans notre projet, en raison de la complexité des calculs analytiques, particulièrement dans le cas des grandes structures comportant des irrégularités, la méthode numérique est adoptée

Rayon de giration « I_s » :

Le rayon de giration massique en plan est calculé par la formule suivante :

$$\sqrt{\frac{\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}} \quad (3.9)$$

Avec :

$$\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2) = I_z \quad (3.10)$$

I_z : Le moment d'inertie polaire du plancher.

Tableau 3. 15 : Calcul de rayon de giration.

Niveau	Masse (Kg)	I_s (Kg/m ²)	L_s (m)
4	275262,37	24451715,1	9,42
3	275262,37	24451715,1	9,42
2	275262,37	24451715,1	9,42
1	275262,37	24451715,1	9,42
RDC	333087,19	28780503,1	9,42

Rayons de torsion « r_x ; r_y » :

Le rayon de torsion r_x et r_y est défini comme la racine carrée du rapport entre la rigidité en torsion « K_M » et la rigidité latérale dans une direction donnée « K_{Fx} » ou « K_{Fy} » comme indiqué dans l'équations suivante :

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{K_{Mi}}{K_{Fyi}}} \\ r_y = \sqrt{\frac{K_{Mi}}{K_{Fxi}}} \end{cases} \quad (3.11)$$

On a :

Pour détermination des rigidités en torsion et latérales « K_M , K_{Fx} et K_{Fy} », on applique trois cas de charge statique sont définis pour chaque niveau, et les charges sont représentées par F_{Tx} , F_{Ty} et M_{Ti} . Ces charges et moments sont appliqués au **centre de rigidité**. Les rigidités en torsion et latérales dans les deux directions sont calculées comme suit :

$$\begin{cases} K_{Mi} = \frac{1}{R_{zi}(M_{Ti}=1)} \\ K_{Fxi} = \frac{1}{U_{xi}(F_{Tx_i}=1)} \\ K_{Fyi} = \frac{1}{U_{yi}(F_{Ty_i}=1)} \end{cases} \quad (3.12)$$

Où :

- **$R_{zi} (M_{Ti} = 1)$** : La rotation du niveau « i » autour de l'axe vertical due à un moment Unitaire.
- **$U_{xi} (F_{Tx_i} = 1)$** : Le déplacement au niveau « i » dans la direction x sous une force unitaire F_{Tx} .
- **$U_{yi} (F_{Ty_i} = 1)$** : Le déplacement au niveau « i » dans la direction y sous une force unitaire F_{Ty} .

L'ouvrage comportant cinq (05) niveaux au-dessus du sol, un ensemble de quinze (15) cas de charges statiques fictives a été implémenté dans le modèle numérique afin d'évaluer la rigidité transrionnelle et rotationnelle de chaque diaphragme. Les valeurs $F_{Tx_i} = F_{Ty_i} = 10^6 \text{ kN}$ et $M_{Ti} = 10^6 \text{ kN.m}$ ont été utilisées comme charges unitaires

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3. 16 : Calcul des rayons de torsion.

Niveau	U_x (m)	U_y (m)	R_z (rad)	K_{Fx} (KN.m)	K_{Fy} (KN.m)	K_{Mz} (KN.m)	r_x (m)	r_y (m)
4	1,79	1,86	0,0164	557942,30	536797,46	60975609,8	10,45	10,45
3	4,81	5,15	0,0451	207874,27	194174,75	22172949	10,32	10,32
2	8,30	8,85	0,0777	120373,15	112994,35	12870012,9	10,34	10,34
1	11,72	12,30	0,1084	85259,48	81275,04	9225092,25	10,40	10,40
RDC	14,86	15,33	0,1353	67251,75	65189,89	7390983	10,48	10,48

Vérification de l'effet noyau :

Tableau 3. 17 : Vérification de l'effet noyau.

Niveau	r_x (m)	r_y (m)	L_s (m)	Condition
4	10,45	10,45	9,42	Vérifiée
3	10,32	10,32	9,42	Vérifiée
2	10,34	10,34	9,42	Vérifiée
1	10,40	10,40	9,42	Vérifiée
RDC	10,48	10,48	9,42	Vérifiée

3.9.5.1.2. Distribution de l'effort tranchant à la base

Il faut vérifier que les voiles reprennent plus de 65% de la force sismique totale.

Tableau 3. 18 : Vérification de la distribution de l'effort tranchant. μ

Sens	V_t (KN)	V_{voile} (KN)	V_{voile}/V_t (%)	Condition
y-y	1196.48	827.49	69	Vérifiée
x-x	1196.47	829.27	69	Vérifiée

L'effort tranchant à la base des voiles dépasse 65% de l'effort tranchant global et l'effet de noyau n'est pas détecté dans la structure. Ainsi, le choix du système de contreventement 5 (système de contreventement basé sur des voiles) avec $R=4.5$ est correct.

3.9.6. Vérification des efforts normaux réduits

3.9.6.1. Pour les poteaux

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, les deux versions de RPA imposent des conditions pour limiter l'effort normal de compression de calcul des poteaux.

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \right) \leq 0.35 \quad (3.13)$$

Tableau 3. 19 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Poteaux	Section			N _d (KN)	Combinaison	N _{rd}	N _{adm}	Condition
	h _c (m)	b _c (m)	B _c (m ²)					
P ₁	0.40	0.40	0.1600	882.44	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	0.22	0.35	Vérifiée
P ₂	0.35	0.35	0.1225	351.49	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	0.09	0.35	Vérifiée

3.9.6.2. Pour les voiles

RPA 2024, dans l'objectif est d'éviter ou de réduire le danger d'une rupture fragile (en flexion complexe) face à des sollicitations globales dues au tremblement de terre ; ainsi, l'effort normal de compression calculé pour les voiles est restreint par la condition suivante:

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \right) \leq 0.40 \quad (3.14)$$

Les vérifications sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3. 20 : Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles.

Poteaux	Section			N _d (KN)	Combinaison	N _{rd}	N _{adm}	Condition
	h _c (m)	b _c (m)	B _c (m ²)					
V ₁	0.20	2.30	0.46	1055.47	G+0.3Q-0.3E _x -E _y	0.091	0.40	Vérifiée
V ₂	0.20	3.02	0.604	596.97	G+0.3Q-0.3E _x -E _y	0.04	0.40	Vérifiée

3.9.7. Vérification des déplacements inter-étage

Le déplacement horizontal « δ_k », à chaque niveau « k » de la structure est calculé par l'équation suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek} \quad (3.15)$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques. Il est déterminé par logiciel Robot.

Le déplacement relatif, au niveau « k » par rapport au niveau « k », est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (3.16)$$

Tableau 3. 21 : Calcul des déplacements relatifs.

Niveau	Sens y-y			Sens x-x		
	δ_{eky} (mm)	δ_{ky} (mm)	Δ_{ky} (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{kx} (mm)	Δ_{kx} (mm)
4	4.91	21.01	4.83	4.93	21.14	4.67
3	3.78	16.17	5.17	3.84	16.47	5.09
2	2.57	11	4.96	2.65	11.38	5.09
1	1.41	6.03	3.93	1.46	6.29	4.15
RDC	0.48	2.09	2.09	0.5	2.14	2.14

3.9.7.1.1. Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser la limite « $\Delta \bar{k}$ » :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} \quad (3.17)$$

Avec : $\overline{\Delta_k} = 0.0150h_k$

Les valeurs limites des déplacements inter-étages sont données comme suit :

Tableau 3. 22 : Valeurs limites des déplacements inter-étages.

Type de Structure	Déplacement
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie	0.0100 h_k

3.9.7.1.2. Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

1. Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$V_A \cdot \Delta_k \leq 0.0050 h_k$$

2. Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$V_A \cdot \Delta_k \leq 0.0075 h_k$$

Avec :

V_A : coefficient réducteur, il est pris égale à 0.5.

Dans notre structure, on prend le cas (2).

La vérification des déplacements inter étages est donnée comme suit :

Vérification dans le sens y-y :

Tableau 3. 23 : Vérification des déplacements inter étages suivant y-y

Niveau	Δ_{ky} (mm)	h_k (mm)	$\Delta_K=0.0150h_k(m)$	$v_A \cdot \Delta_{ky}$ (mm)	$0.0075h_k$ (mm)	Conditions
4	4.83	3060	45.9	2.41	22.95	Vérifiée
3	5.17	3060	45.9	2.58	22.95	Vérifiée
2	4.96	3060	45.9	2.48	22.95	Vérifiée
1	3.93	3060	45.9	1.96	22.95	Vérifiée
RDC	2.09	3060	45.9	1.04	22.95	Vérifiée

Vérification dans le sens x-x :

Tableau 3. 24 : Vérification des déplacements inter étages suivant x-x

Niveau	Δ_{kx} (mm)	h_K (mm)	$\Delta_K=0.0150h_k(m)$	$v_A \cdot \Delta_{kx}$ (mm)	$0.0075h_k$ (mm)	Conditions
4	4.67	3060	45.9	2.33	22.95	Vérifiée
3	5.09	3060	45.9	2.54	22.95	Vérifiée
2	5.09	3060	45.9	2.54	22.95	Vérifiée

1	4.15	3060	45.9	2.07	22.95	Vérifiée
RDC	2.14	3060	45.9	1.07	22.95	Vérifiée

3.9.8 Vérification de moment de renversement

Chaque structure doit faire l'objet d'un contrôle de non-renversement au niveau de sa base. Le moment de renversement **Mr** est engendré par la distribution verticale des efforts d'inertie sismiques cumulés sur la hauteur du bâtiment.

Le coefficient de sécurité réglementaire minimal exige que les forces de gravité stabilisantes l'emportent largement sur les effets de basculement. L'équation de contrôle s'énonce ainsi :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3 \quad (3.18)$$

Le moment stabilisant de la structure « Ms » :

Il est pris égale à : (3.19)
 $M_s = W.T. L$

Avec :

- ❖ **WT** : Poids total de la structure.
- ❖ **L** : Bras de levier du moment (Il est pris égale à XG pour le sens x-x et à YG pour le sens y-y).

Le moment de renversement de la structure « Mr » :

Il est pris égale à : (3.20)
 $M_r = \sum F_i. H_i$

Avec :

- **Fi** : Force horizontale revenant au niveau « i ».
- **hi** : Niveau du plancher où s'exerce la force Fi.

Vérification dans le sens y-y :

Tableau 3. 25 : Vérification de renversement suivant y-y

Niveau	W_T (KN)	Y_G (m)	F_i (KN)	h_i (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Condition
4	18257,88	9.34	411.63	15.3	170528.59	13438.45	12.68	Vérifiée
3			308.83	12.24				
2			231.99	9.18				
1			157.94	6.12				
RDC			86.33	3.06				

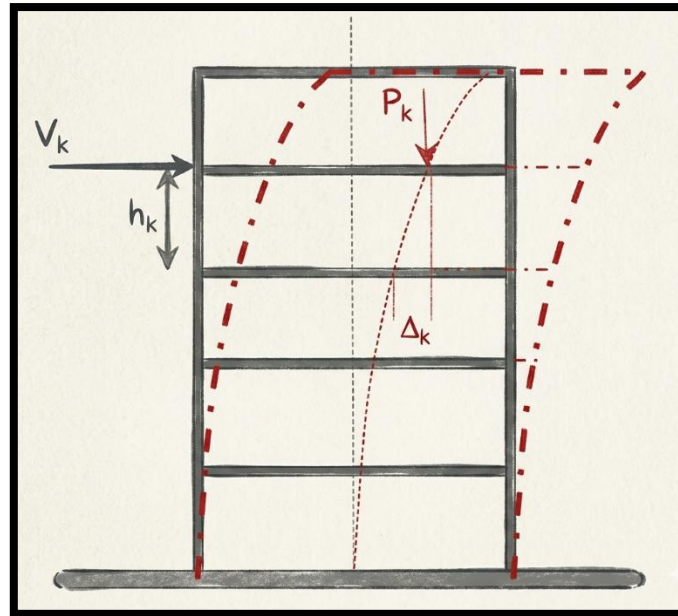
Vérification dans le sens x-x :

Tableau 3. 26 : Vérification de renversement suivant x-x .

Niveau	W_T (KN)	X_G (m)	F_i (KN)	h_i (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Condition
4	18257,88	12.92	411.63	15.3	235891.81	13438.45	17.55	Vérifiée
3			308.83	12.24				
2			231.99	9.18				
1			157.94	6.12				
RDC			86.33	3.06				

3.9.9. Vérification de l'effet P-Δ

L'effet **P-Δ** caractérise une non-linéarité géométrique du second ordre. Ce phénomène traduit l'amplification des moments de flexion et des déformations dans les éléments verticaux (poteaux, voiles) lorsque les charges gravitationnelles cumulées **P** s'excentrent par rapport à la base en raison des déplacements latéraux d'étage **Δ** provoqués par l'action sismique. Cette sollicitation additionnelle augmente les risques d'instabilité de la structure et doit être impérativement quantifiée pour valider sa stabilité globale.

Figure 3. 11 : Effet P- Δ .

Dans le cadre des édifices, on peut omettre les effets du second ordre (ou effet P- Δ) si la condition suivante est respectée à tous les étages :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad (3.21)$$

Avec :

- **P_k** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- **V_k** : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- **Δ_k** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- **h_k** : Hauteur du niveau « k ».

Vérification dans le sens y-y :

Tableau 3. 27 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y-y.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (mm)	V_{ky} (KN)	h_k (mm)	θ_k	Condition
4	3737,56	4.83	505,29	3060	0.0117	Vérifiée
3	7242,73	5.17	863,50	3060	0.0142	Vérifiée
2	10753,52	4.96	1111,66	3060	0.0157	Vérifiée
1	14338,67	3.93	1263,07	3060	0.0146	Vérifiée
RDC	18257,88	2.09	1324,28	3060	0.0094	Vérifiée

Vérification dans le sens x-x :

Tableau 3. 28 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x-x.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (mm)	V_{kx} (KN)	h_k (mm)	θ_k	Condition
4	3737,56	4.67	473.83	3060	0.0120	Vérifiée
3	7242,73	5.09	779.74	3060	0.0155	Vérifiée
2	10753,52	5.09	994.05	3060	0.0180	Vérifiée
1	14338,67	4.15	1135.91	3060	0.0171	Vérifiée
RDC	18257,88	2.14	1196.47	3060	0.0107	Vérifiée

3.10. Conclusion

L'étude dynamique menée dans ce chapitre, s'appuyant intégralement sur les critères du **RPA 2024**, valide la fiabilité mécanique de notre structure face aux excitations sismiques. Les simulations numériques ont permis d'extraire des caractéristiques vibratoires (modes, périodes et facteurs de participation) en parfaite adéquation avec le comportement attendu pour un ouvrage régulier. Toutes les exigences de sécurité, de rigidité et de déformabilité imposées par le code 2024 étant scrupuleusement vérifiées et validées, la configuration structurale est déclarée conforme et stable. Les efforts internes ainsi calculés constituent des données d'entrée fiables pour engager sereinement la phase de calcul des armatures et de ferrailage des éléments porteurs.

CHAPITRE 4
CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

4.1. Introduction

Bien qu'ils ne participent pas au système de contreventement principal de la structure, les éléments secondaires en béton armé ont un impact direct sur le coût global du projet. Une conception optimisée permet d'éviter tout surdimensionnement, rationalisant ainsi la quantité de matériaux et le budget alloué. Un dimensionnement rigoureux est donc indispensable pour garantir à la fois la viabilité économique et la pérennité de l'ouvrage.

4.2. Calcul des planchers

Le plancher se définit comme une surface horizontale séparant deux niveaux consécutifs et conçue pour reprendre diverses charges (qu'il s'agisse d'un plancher sur vide sanitaire, d'un étage courant ou d'une toiture-terrasse). Il se compose généralement de trois éléments superposés : le revêtement, l'ossature porteuse et le plafond. Sur le plan structurel, les planchers jouent le rôle fondamental de diaphragme rigide ; ils assurent la transmission et la répartition homogène des sollicitations horizontales vers les éléments verticaux porteurs.

4.2.1. Calcul des poutrelles

4.2.1.1. Méthodes de calcul des poutrelles

L'évaluation des efforts internes, principalement les moments fléchissant et les efforts tranchants, sollicitant les poutrelles repose sur différentes approches théoriques.

Parmi celles-ci figurent les méthodes forfaitaires, de Caquot (standard ou minorée), des trois moments, ainsi que les outils de modélisation numérique. Pour ce projet, la détermination des sollicitations sera prioritairement confiée à une **analyse numérique sur logiciel**, sous réserve de la validité de ses hypothèses de modélisation. En cas de non-convergence ou de configuration hors domaine, l'approche analytique par la **méthode de Caquot** sera adoptée comme alternative réglementaire.

4.2.1.1.1. Méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant sur appuis et en travée en appliquant des coefficients forfaitaires aux valeurs maximales obtenues sur une travée de référence supposée simplement appuyée (isostatique).

➤ Conditions d'application

- a) Charge d'exploitation : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- b) Les moments d'inertie des sections transversales demeurent uniformes et identiques sur toute la longueur des différentes travées.
- c) Le rapport des portées successives est compris entre **0.8** et **1.25**.
- d) La fissuration est considérée comme non/peu préjudiciable.

4.2.1.1.2. Méthode de Caquot Minoré

Développée comme une simplification du théorème des trois moments, l'approche d'Albert Caquot se fonde sur le principe de l'influence localisée des charges. Elle stipule que les moments fléchissant au droit d'un appui donné résultent exclusivement des actions gravitationnelles appliquées sur les deux travées directement adjacentes à cet appui.

➤ **Conditions d'application** (BAEL / CBA 93)

La méthode de Caquot est introduite dès lors que les exigences de la méthode forfaitaire ne sont plus satisfaites. Son application (dans sa version standard ou minorée pour les planchers à charge d'exploitation modérée)

4.2.1.1.3. Méthodes numériques

L'application **RDM 6** constitue un environnement numérique dédié à la modélisation, à l'analyse et à la vérification mécanique des structures dans le domaine de la (RDM). Reposant conceptuellement sur la (**MEF**), cet outil à vocation didactique permet d'évaluer le comportement et la réponse de systèmes structurels bidimensionnels ou tridimensionnels soumis à divers cas de chargements.

Pour répondre aux besoins spécifiques de chaque analyse, le logiciel s'articule autour de plusieurs modules distincts, dont deux principaux sont exploités pour l'étude des éléments porteurs

4.2.1.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Le dimensionnement des poutrelles continues de notre projet exclut l'usage de la méthode forfaitaire. En effet, l'hétérogénéité des portées (comprises entre 1,85 et 3,02m) induit des rapports de travées successives hors limites réglementaires. Pour surmonter cette contrainte géométrique et capter fidèlement le comportement de ces éléments hyperstatiques conformément au **RPA 2024**, nous avons opté pour une résolution numérique par éléments finis.

Le logiciel **RDM 6** a été privilégié pour cette première phase d'extraction des efforts internes. Toutefois, la forte irrégularité du plancher impose une interprétation prudente des résultats numériques, justifiant le recours potentiel à une modélisation globale plus robuste.

4.2.1.3. Conception des poutrelles

Dans notre structure, on distingue un type principal des poutrelles classées selon leur direction dans le sens x-x.

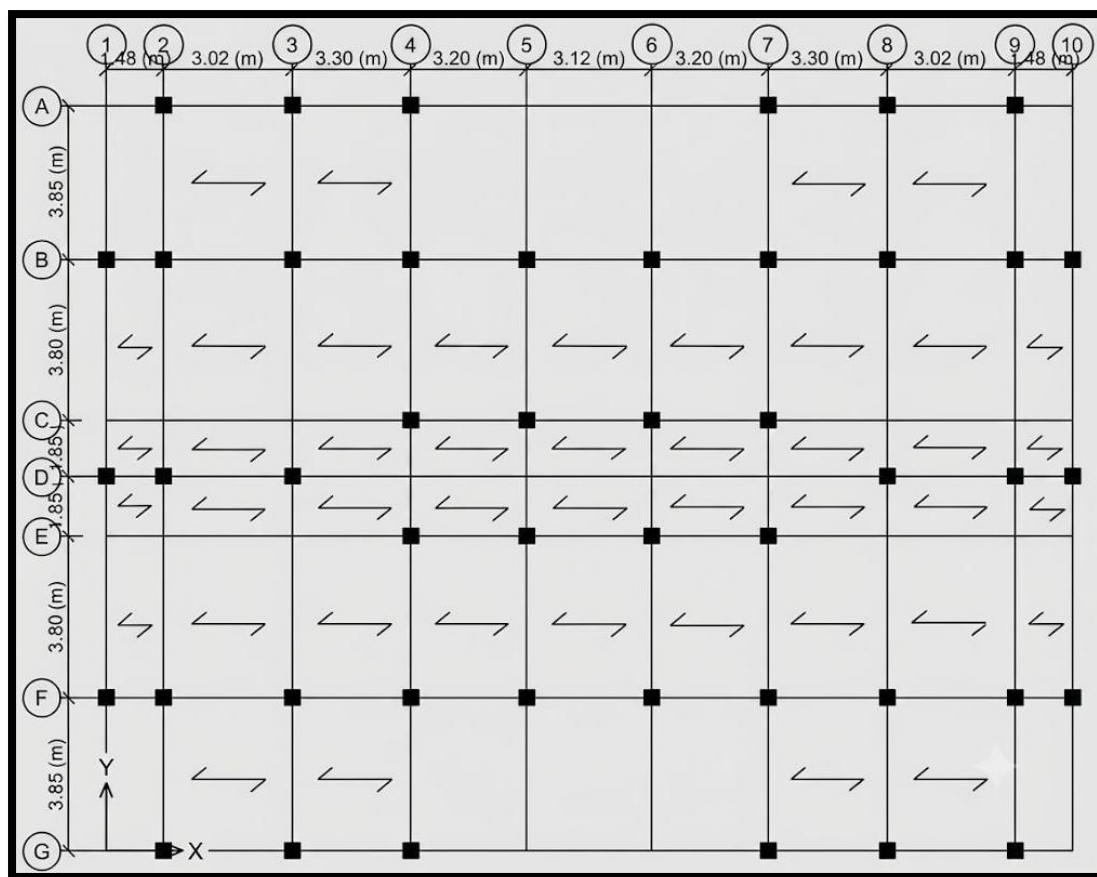


Figure 4. 1 : Disposition des poutrelles dans le plancher.

a. Les sollicitations

Tableau 4. 1 : Charge supportée par les poutrelles

Plancher	Charge	ELU	ELS
RDC + Étage courant	G	$1.35 \times 5.06 \times 0.65 = 4.440 \text{ kN/m}$	$5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ kN/m}$
	Q	$1.50 \times 1.50 \times 0.65 = 1.463 \text{ kN/m}$	$1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/m}$
	q	5.903 kN/m	4.264 kN/m
Terrasse	G	$1.35 \times 6.48 \times 0.65 = 5.686 \text{ kN/m}$	$6.48 \times 0.65 = 4.212 \text{ kN/m}$
	Q	$1.50 \times 1.00 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/m}$	$1.00 \times 0.65 = 0.650 \text{ kN/m}$
	q	6.661 kN/m	4.862 kN/m

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{1.5}{5.06+1.5} = 0.229 \dots \dots \dots \text{pour le RDC et les étages courants} \\ \alpha = \frac{1}{6.48+1} = 0.134 \dots \dots \dots \text{pour les terrasse} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_U = (1.35G + 1.5Q) \times b \\ \text{ELS: } q_S = (G + Q) \times b \\ b = 0.65 \end{cases}$$

b. Représentation de schéma statique des poutrelles

Type (1) :



Type (2) :



Type (3) :

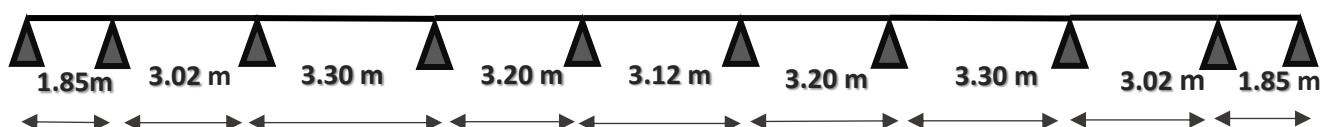


Figure 4. 2 : Schéma statique des poutrelles dans le RDC et étages courant.

Type (4) :



Type (5) :



Type (6):



Figure 4. 3 : Schéma statique des poutrelles dans la terrasse.

Les sollicitations des poutrelles sont présentées comme suit :

À ELU :

Tableau 4. 2 : Les sollicitations des poutrelles à ELU.

Plancher	Type	Travée	L(m)	M0 (kN. m)	Mw (kN. m)	Me (kN. m)	M _t max (kN. m)	Vw (kN)	Ve (kN)
RDC + Etagé courante	1	2-3	3.02	6.73	1.35	6.67	2.98	-7	10
		3-4	3.30	8.04	6.67	1.61	4.09	-11.37	8
RDC + Etagé courante	2	1-2	1.85	2.53	0.51	3.50	0.74	-3.84	7.70
		2-3	3.02	6.73	3.50	4.97	2.52	-8.42	9.40
		3-4	3.30	8.04	4.97	6.17	2.48	-9.38	10.10
		4-5	3.20	7.56	6.17	1.51	3.89	-10.90	7.98
RDC + Etagé courante	3	1-2	1.85	2.53	0.51	3.41	0.74	-3.93	6.99
		2-3	3.02	6.73	3.41	5.22	2.45	-8.31	9.51
		3-4	3.30	8.04	5.23	5.28	2.79	-9.72	9.76
		4-5	3.20	7.56	5.28	4.84	2.50	-9.85	9.31
		5-6	3.12	7.18	4.84	4.84	2.34	-9.21	9.21
		6-7	3.20	7.56	4.84	5.28	2.5	-9.31	9.85
		7-8	3.30	8.04	5.28	5.23	2.79	-9.76	9.72
		8-9	3.02	6.73	5.23	3.41	2.45	-9.51	8.31
Terrasse	4	2-3	3.02	7.59	1.52	7.53	3.37	-8.07	12.04
		3-4	3.30	9.07	7.53	1.81	4.63	-12.72	9.26
Terrasse	5	1-2	1.85	2.85	0.57	3.95	0.84	-4.34	8.00
		2-3	3.02	7.59	5.60	5.60	2.84	-9.51	10.60
		3-4	3.30	9.07	6.96	6.96	2.80	-10.58	11.40
		4-5	3.20	8.53	6.96	1.71	4.39	-12.29	9.02
Terrasse	6	1-2	1.85	2.85	0.57	3.86	0.87	-4.38	7.94
		2-3	3.02	7.59	3.86	5.88	2.76	-9.39	10.73
		3-4	3.30	9.07	5.88	5.96	3.14	-10.96	11.01
		4-5	3.20	8.53	5.96	5.46	2.82	-10.81	10.50
		5-6	3.12	8.11	5.46	5.96	2.64	-10.39	10.39
		6-7	3.20	8.53	5.96	5.96	2.82	-10.50	10.81
		7-8	3.30	9.07	5.96	5.88	3.14	-11.01	10.96
		8-9	3.02	7.59	5.88	3.86	2.76	-10.72	9.39
Terrasse	6	9-10	1.85	2.85	3.86	0.57	0.87	-7.94	4.38

À ELS :

Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des poutrelles plus sollicitées

Tableau 4. 3 : Les sollicitations des poutrelles à ELS

Plancher	Type	Travée	L(m)	M ₀ (kN. m)	M _w (kN. m)	M _e (kN. m)	M _{t max} (kN. m)	V _w (kN)	V _e (kN)
RDC + Etagé courante	1	2-3	3.02	4.86	0.97	4.82	2.16	-5.16	7.71
		3-4	3.30	5.80	4.82	1.16	2.96	-8.14	5.93
RDC + Etagé courante	2	1-2	1.85	1.82	0.36	2.53	0.54	-2.77	5.12
		2-3	3.02	4.86	2.53	3.59	1.82	-6.09	6.79
		3-4	3.30	5.80	3.59	4.46	1.79	-6.77	7.30
		4-5	3.20	5.46	4.46	1.09	2.82	-7.87	5.77
RDC + Etagé courante	3	1-2	1.85	1.82	0.36	2.47	0.56	-2.80	5.09
		2-3	3.02	4.86	2.47	3.77	1.76	-6.01	6.87
		3-4	3.30	5.80	3.77	3.82	2.01	-7.02	7.05
		4-5	3.20	5.46	3.82	3.50	1.80	-6.92	6.72
		5-6	3.12	5.63	3.50	3.50	1.69	-6.65	6.65
		6-7	3.20	5.46	3.50	3.82	1.80	-6.72	6.92
		7-8	3.30	5.80	3.82	3.77	2.01	-7.05	7.02
		8-9	3.02	4.86	3.77	2.47	1.76	-6.87	6.01
Terrasse	4	2-3	3.02	5.54	1.11	5.49	2.46	-5.89	8.79
		3-4	3.30	6.62	5.49	1.32	3.38	-9.29	6.76
Terrasse	5	1-2	1.85	2.08	0.42	2.88	0.61	-3.17	5.83
		2-3	3.02	5.54	2.82	4.09	2.08	-6.94	7.74
		3-4	3.30	6.62	4.09	5.08	2.04	-7.72	8.32
		4-5	3.20	6.22	5.08	1.24	3.21	-8.98	6.58
Terrasse	6	1-2	1.85	2.08	0.42	2.82	0.63	-3.20	5.79
		2-3	3.02	5.54	2.82	4.30	2.01	-6.85	7.83
		3-4	3.30	6.62	4.30	4.35	2.30	-8.01	8.04
		4-5	3.20	6.22	4.35	3.99	2.06	-7.89	7.66
		5-6	3.12	5.92	3.99	3.99	1.93	-7.58	7.58
		6-7	3.20	6.22	3.99	4.35	2.06	-7.66	7.89
		7-8	3.30	6.62	4.35	4.30	2.30	-8.04	8.01
		8-9	3.02	5.54	4.30	2.82	2.01	-7.83	6.85
Terrasse	6	9-10	1.85	2.08	2.82	0.42	0.63	-5.79	3.20

Poutrelle type 4 :

ELU :

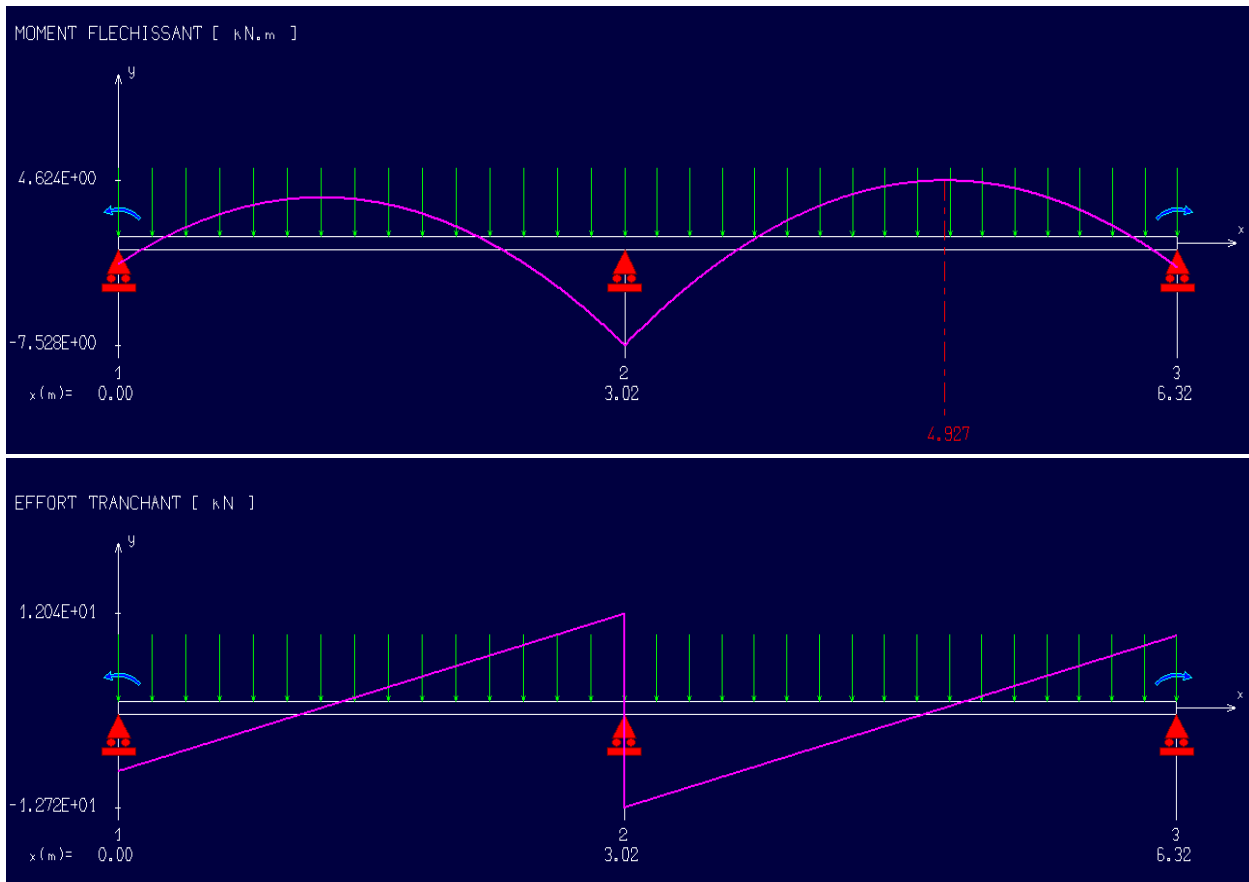


Figure 4. 4 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des poutrelles plus sollicitées en ELU.

Poutrelle type 4 :

ELS :



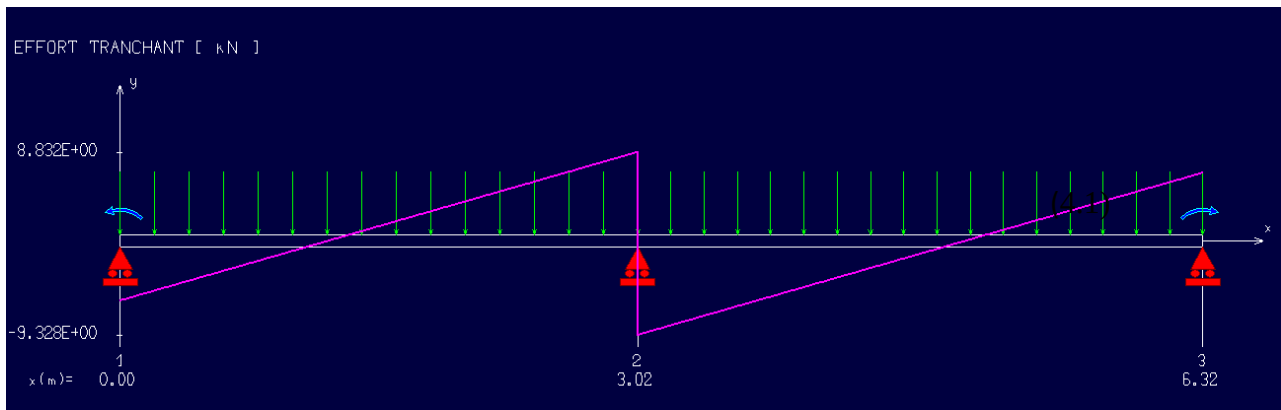


Figure 4. 5 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des poutrelles plus sollicitées en ELS.

4.2.1.3.4. Détermination qualitative du ferrailage

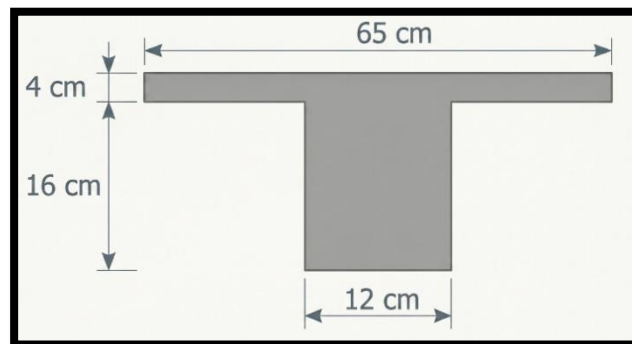


Figure 4. 6 : Section réelle de la poutrelle

1) En travée :

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_t = 650 \times 40 \times 14.17 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-6} = 58.95 \text{ kN.m}$$

On a:

$$M_{t \max} = 4.63 \text{ kN.m} < M_t = 58.95 \text{ kN.m}$$

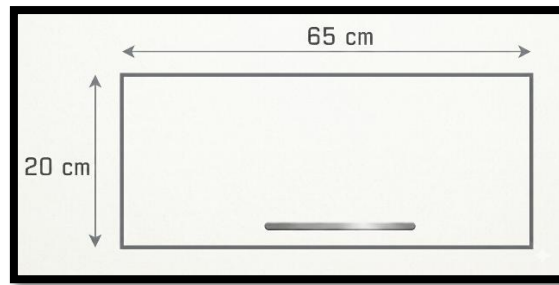


Figure 4. 7 : Section de poutrelle a ferrailé en travée.

a) Calcul de moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad (4.2)$$

$$\mu = \frac{4.63 \times 10^6}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.016$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' »

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire ($A' = 0$)

c) Coefficient de la fibre neutre

(4.3)

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.020$$

d) Bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.020) = 0.179 \text{ m}$$

e) Calcul de la section des armatures

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad (4.4)$$

$$A_s = \frac{4.63 \times 10^6}{179 \times 348} = 74.32 \text{ mm}^2 = 0.74 \text{ cm}^2$$

f) Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (4.5)$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_s = 0.74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc :

On prend la section des armatures $A_s = A_{min}$

g) Choix des armatures :

On prend : 3T10 ; Soit : $A_{adp} = 2.36 \text{ cm}^2$

2) En appuis

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

On a:

$$M_{a \max} = 7.53 \text{ kN.m} < M_t = 58.95 \text{ kN.m}$$

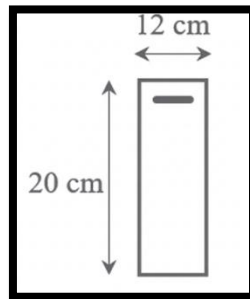


Figure 4. 8 : Section de poutrelle a ferrailé en appui.

a) Calcul de moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{7.53 \times 10^6}{14.17 \times 120 \times 180^2} = 0.137$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' »

$$\mu = 0.137 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.137}) = 0.185$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.185) = 0.167 \text{ m}$$

e) Calcul de la section des armatures

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.53 \times 10^6}{167 \times 348} = 130 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

f) Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 1.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

g) Choix des armatures :

On prend : **2T10** ; Soit : **$A_{adp} = 1.57 \text{ cm}^2$**

3) Section des armatures transversales :

On a :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3K \cdot f_{tj})}{0.9f_e \cdot (\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad (4.6)$$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3K \cdot f_{tj})}{0.9f_e \cdot (\cos\alpha + \sin\alpha)} \cdot b_0 \cdot S_t$$

Avec :

$K = 1$ (fissuration peu préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{12.72 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{1.15 \times (0.59 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}{0.9 \times 235 \times 1} \times 12 \times 15 = 0.04 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures transversales

Le pourcentage minimal des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right\} \quad (4.7)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left\{\frac{0.59}{2} = 0.295 ; 0.4 \text{ MPa}\right\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Donc :

On prend : **2T8** ; Soit : **$A_t = 1.07 \text{ cm}^2$**

L'espacement:

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm}$$

On prend: **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

4.2.1.3.5. Les vérifications

1) À ELU :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\overline{\tau u} = \frac{V_{ult}}{b \cdot d} \leq \tau u \quad (4.8)$$

$$\tau u = \frac{12.72 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPa} \leq \overline{\tau u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

b) Vérification de la bielle comprimée :

Vérification de la profondeur minimale d'appui :

On a : $a \leq 0.9d$

Avec :

a : La longueur d'appuis de la biellette.

On a:

$$\sigma_b = \frac{\frac{\sqrt{2} \cdot V_{ult}}{a \cdot b_0}}{\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2}}} = \frac{2 \cdot V_{ult}}{a \cdot b_0} \quad (4.9)$$

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0.85 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Donc :

$$\frac{2 \cdot V_{ult}}{a \cdot b_0} \leq 0.85 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a = \frac{2 \cdot \gamma_b \cdot V_{ult}}{0.85 \cdot f_{cj} \cdot b_0} = \frac{2 \times 1.50 \times 12.72}{0.85 \times 25 \times 12 \times 10^{-1}} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 1.5 \text{ cm} < 0.9d = 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

On doit vérifier que :

$$V_{ult} \leq 0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{cj} \quad (4.10)$$

Avec :

$$a = l_a - 2 \text{ cm} = 18 - 2 = 16 \text{ cm}$$

$$V_{ult} = 12.72 \text{ KN} < 0.267 \times 12 \times 16 \times 25 \times 10^{-1} = 128.16 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d) Vérification de la section d'armature minimale

Appui de rive

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot V_{ult}}{f_e} \quad (4.11)$$

$$\Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > \frac{12.72}{434.78 \times 0.1} = 0.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Appui intermédiaire

$$A_s \geq \frac{V_{ult} + \left(\frac{M_u}{0.9 \times d} \right)}{\sigma_s} \quad (4.12)$$

$$\Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > \frac{12.72 - \left(\frac{7.53 \times 10^2}{16.2} \right)}{434.78 \times 0.1}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

On doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_{se} \leq \tau_{se} \quad (4.13)$$

$$\tau_s = \frac{V_{ult}}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{tj} \quad (4.14)$$

Avec :

$\sum \mu$: Étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Rightarrow \bar{\tau}_s = \frac{12.72 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times (3 \times 2 \times \pi \times 10)} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

f) Vérification de la liaison de la table de compression à la nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{ult} \cdot b_1}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12.72 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 650 \times 40} = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) A ELS :

a) Dans le béton :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{cj}}{100} \quad (4.15)$$

Avec ;

α : Coefficient de la fibre neutre calculé précédemment.

Et :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad (4.16)$$

Tableau 4. 5 : Vérifications des contraintes de compression.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{cj}}{100}$	Conditions
Appui	4.63	3.38	1.37	0.185	0.435	Vérifiée
Travée	7.53	5.49	1.37	0.020	0.435	Vérifiée

Donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

b) Dans l'acier

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire pour les armatures.

3) Vérification de flèche

Selon le CBA 93 (B.6.5.1) aucune vérification est nécessaire à faire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{Tser}}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \quad (4.17)$$

Donc :

$$\begin{cases} \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{5.49}{10 \times 9.07} = 0.06 \\ \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002 \leq \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{cases}$$

Alors, On doit vérifier la flèche.

Aire de section homogène

$$B_0 = \sum B_i \quad (4.18)$$

$$B_0 = b_0 \cdot h + 2b_1 \cdot h_0 + \eta \cdot A_s$$

$$\Rightarrow B_0 = 12 \times 20 + 2 \times 26.5 \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.40 \text{ cm}^2$$

Moment statique :

$$S = \sum B_i \cdot d_i \quad (4.19)$$

$$\Rightarrow S = b_0 \cdot h \cdot (h/2) + 2b_1 \cdot h_0 \cdot (h_0/2) + \eta \cdot A_s \cdot d$$

$$\Rightarrow S = 12 \times 20 \times 10 + 2 \times 26.5 \times 4 \times 2 + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.20 \text{ cm}^3$$

La fibre supérieure « V1 » et la fibre inférieure « V2 »

$$V_1 = \frac{S}{B_0} \quad (4.20)$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{3461.20}{487.40} = 7.10 \text{ cm} \quad (4.21)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$\Rightarrow V_2 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$I_0 = \sum I_i + \sum B_i \cdot d_i^2 \quad (4.22)$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + 2 \cdot \frac{b_1 \cdot h_0^3}{12} + 15 \times [A_s(d - V_2)^2] + b_0 \cdot h \cdot (h/2)^2 + 2b_1 \cdot h_0 \cdot (h_0/2)^2 + \eta \cdot A_s \cdot d^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 45521.02 \text{ cm}^4$$

Evaluation des Charges prises en compte :

a) Charge avant mise de revêtement

$$j = 2.80 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/m}$$

b) Charge après mise de revêtement

$$g = 6.48 \times 0.65 = 4.21 \text{ KN/m}$$

c) Charge totale :

$$P = (6.48 + 1) \times 0.65 = 4.86 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 5.49 \text{ KN.m}$$

Evaluation des Charges des moments correspondants

$$M_j = 0.85 \times J \times L^2 / 8 = [0.85 \times 1.82 \times (3.30)^2] / 8 = 2.1 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.85 \times G \times L^2 / 8 = [0.85 \times 4.21 \times (3.30)^2] / 8 = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0.85 \times P \times L^2 / 8 = [0.85 \times 4.86 \times (3.30)^2] / 8 = 5.62 \text{ KN.m}$$

Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad (4.23)$$

$$\rho = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

Le coefficient « μ » :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad (4.24)$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considérée, donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot Z}$$

$$\text{Et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$\Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times \left(\frac{2.1 \times 10^6}{236 \times (180 - \frac{129}{3})} \right) + 2.1} = 0.741$$

$$\Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times \left(\frac{4.87 \times 10^6}{236 \times (180 - \frac{129}{3})} \right) + 2.1} = 0.421$$

$$\Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times \left(\frac{5.62 \times 10^6}{236 \times (180 - \frac{129}{3})} \right) + 2.1} = 0.377$$

Le coefficient « λ »

Pour les déformations instantanées

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right)} \quad (4.25)$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 3.74$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.50 \quad (4.26)$$

La vérification de la flèche est donnée par le CBA 93 (B.6.5.3) et le BAEL 91 Révisée 99 (B.6.5.2) :

$$\Delta f_T = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \begin{cases} f_{adm} = \frac{L}{500} & \text{Si } L \leq 5m \\ f_{adm} = 0.5cm + \frac{L}{500} & \text{Si } L > 5m \end{cases}$$

Avec :

- Δf_T : La flèche totale.
- **f_{gi}** et **f_{gv}** : L'ensemble de charges permanentes appliquées à l'élément induit des flèches différées et instantanées..
- **f_{ji}** : L'écart instantané causé par les charges permanentes appliquées lors de l'installation des cloisons..
- **f_{pi}** : L'orientation instantanée résultant des charges permanentes et d'exploitation.

Evaluations des flèches :

- **f_v** : La flèche due aux charges différées, elle est calculée par la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{sv}}$$

- **f_i** : La flèche due aux charges instantanées, elle est calculée par la formule suivante

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{si}}$$

Avec :

➤ I_{sv} : Moment d'inertie fictif pour la déformation différée, elle est calculée par la formule suivante :

$$I_{sv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad (4.27)$$

➤ I_{si} : Moment d'inertie fictif pour la déformation instantanée, elle est calculée par la formule suivante :

$$I_{si} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad (4.28)$$

Calcul de moment d'inertie fictif pour la déformation différée :

$$I_{sgv} = \frac{1.1 \times 45521.02}{1 + 1.50 \times 0.421} = 30612.47 \text{ cm}^4$$

Calcul de moment d'inertie fictif pour la déformation instantanée

$$I_{sji} = \frac{1.1 \times 45521.02}{1 + 3.74 \times 0.741} = 13290.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{sgi} = \frac{1.1 \times 45521.02}{1 + 3.74 \times 0.421} = 19449.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{spi} = \frac{1.1 \times 45521.02}{1 + 3.74 \times 0.377} = 20777.40 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche due aux charges différées :

$$f_{gv} = \frac{4.87 \times 10^6 \times 3300^2}{10 \times 10818.87 \times 30612.47 \times 10^4} = 1.60 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche due aux charges instantanées :

$$f_{ji} = \frac{2.1 \times 10^6 \times 3300^2}{10 \times 32164.20 \times 13290.46 \times 10^4} = 0.53 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{4.87 \times 10^6 \times 3300^2}{10 \times 32164.20 \times 19449.35 \times 10^4} = 0.37 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{5.62 \times 10^6 \times 3300^2}{10 \times 32164.20 \times 20777.40 \times 10^4} = 0.92 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_T = 1.60 - 0.53 + 0.92 - 0.37 = 1.62 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm} \dots \dots \text{C.V}$$

4.2.1.4. Schéma de ferrailage des poutrelles

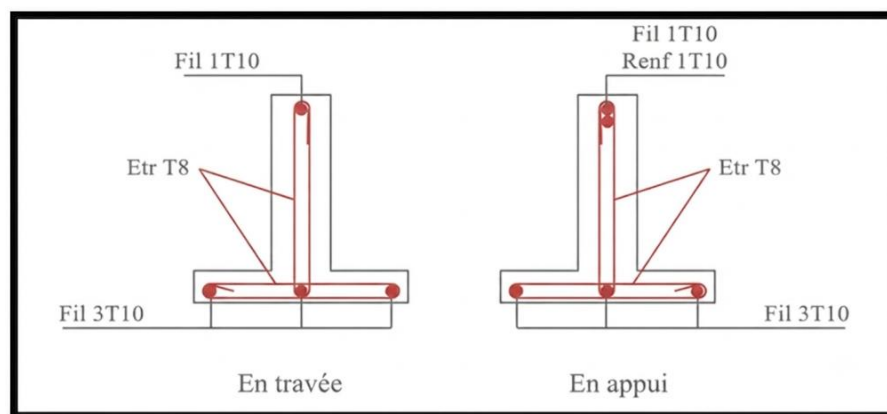


Figure 4. 9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

4.2.2. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est fabriquée sur le site et a une épaisseur de 4 cm. Elle est renforcée grâce à une grille composée de treillis soudés de type TLE 520, élaborée pour satisfaire les critères structuraux suivants:

- Les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :
- ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- ❖ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

La section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles est donnée par l'expression suivant :

$$A_{\perp} \geq \begin{cases} \frac{200}{f_e} & \text{si } L \leq 50\text{cm} \\ \frac{4.L}{f_e} & \text{si } 50\text{cm} < L \leq 80\text{cm} \end{cases} \quad (4.29)$$

L : L'entre-axes des poutrelles, il est égal à 65 cm.

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T6/ml** ; Soit : **A_s = 1.70 cm²**

b) Armatures parallèles aux poutrelles

La section minimale des armatures parallèles aux poutrelles est donnée par l'expression suivant :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad (4.30)$$

$$\Rightarrow A_{\parallel} \geq \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T6/ml** ; Soit : **A_s = 1.70 cm²**

c) Choix d'armature :

On prend un treillis soudé **TLE 520 (6x200x6x200)**.

4.2.2.2. Schéma de la dalle de compression

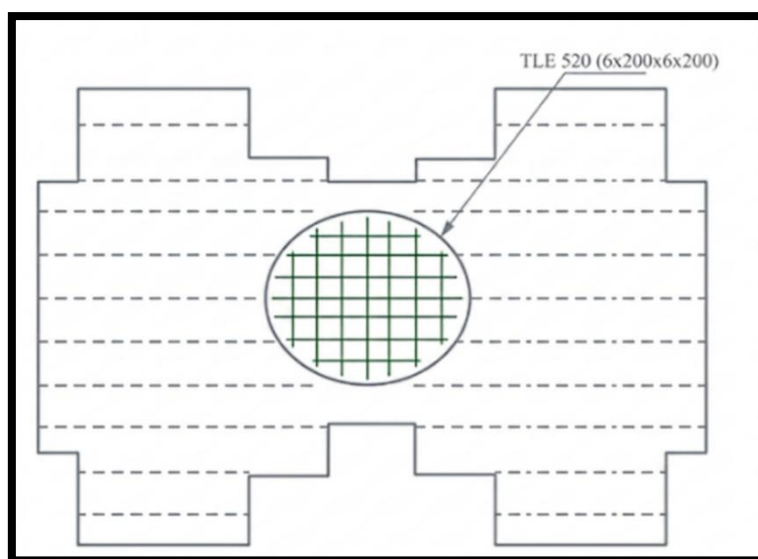


Figure 4. 10 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

4.3. Calcul d'acrotère

4.3.1 Descente de charge de l'Acrotère

Tableau 4.6 : Charge d'acrotère

N°	Désignation	Surface (m ²)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m)
1	Béton armé	0.073	25.00	1.83
Totale	G (KN/m)	1.83		

L'acrotère se comporte mécaniquement comme une structure en encorbellement ancrée sur le plancher haut. Les sollicitations majeures à prendre en compte comprennent l'effort normal induit par sa masse propre et le moment fléchissant développé à l'encastrement par la poussée horizontale sur la main courante.

En raison de cette configuration cinématique, la section de raccordement avec la dalle constitue la zone la plus sollicitée. C'est donc au niveau de cet encastrement que le ferrailage est déterminé en flexion composée, le calcul étant rapporté à un mètre linéaire de section transversale.

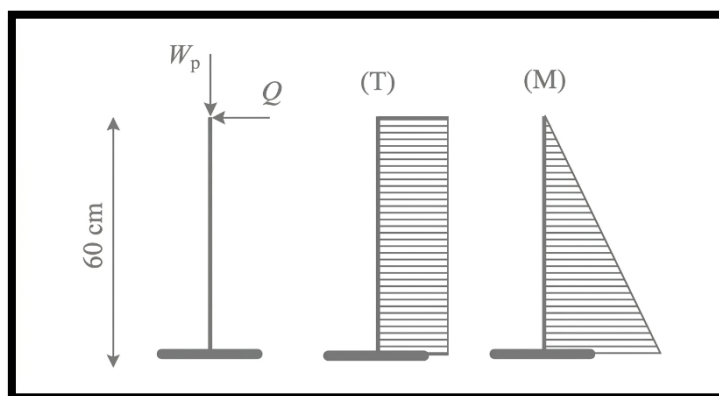


Figure 4.11: Schéma statique d'acrotère.

4.3.2. Les sollicitations

a) Poids propre de l'acrotère

$$W_p = G \times 1 = 1.83 \times 1 = \mathbf{1.83 \text{ KN}}$$

b) Charge d'exploitation de l'acrotère

$$Q = 1 \times 1 = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

c) Vérification du RPA

D'après **RPA** la force horizontale de calcul **F_p** agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure doit satisfaire la condition suivante :

$$F_p \leq 1.5Q$$

$$F_p = (A. I. S). C_p. \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \quad (4.31)$$

Avec :

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8.

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.

h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.

$$\Rightarrow F_p = (0.1 \times 1 \times 1.55) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.6}{15.96}\right) \times 1.83 = \mathbf{0.25 \text{ KN}}$$

Donc :

$$F_p = \mathbf{0.25 \text{ KN}} \leq 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau 4. 7 : Les sollicitations d'acrotère.

Sollicitation	À ELU	À ELS
Effort normal de compression	$N_{ult} = 1.35 \times W_p = \mathbf{2.47 \text{ KN}}$	$N_{ser} = W_p = \mathbf{1.83 \text{ KN}}$
Moment fléchissant	$M_{ult} = 1.5 \times Q \times h = \mathbf{0.90 \text{ KN.m}}$	$M_{ser} = Q \times h = \mathbf{0.60 \text{ KN.m}}$
Effort tranchant	$V_{ult} = 1.5 \times Q = \mathbf{1.50 \text{ KN}}$	$V_{ser} = Q = \mathbf{1.00 \text{ KN}}$

4.3.3. Calcul de la section des armatures

1) Détermination d'excentricité « e_0 »

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a \quad (4.32)$$

Avec :

➤ e_1 : excentricité du 1^{er} ordre.

➤ e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

➤ e_a : excentricité additionnelle d'imperfection géométrique.

Excentricité du 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{M_{ult}}{N_{ult}} \quad (4.33)$$

$$e_1 = \frac{0.90}{2.47} = 0.364 \text{ m}$$

Excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \Phi) \quad (4.34)$$

Avec :

➤ l_f : Hauteur d'acrotère.

➤ h : Epaisseur d'acrotère.

Et :

$$\Phi = 2$$

$$l_f = 2 \cdot l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{G+Q}} \quad (4.35)$$

$$\alpha = \frac{1.83}{1+1.83}$$

Donc :

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0.65 \times 2) = 0.014 \text{ m}$$

Excentricité additionnelle d'imperfection géométrique

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l_f}{250} \right) \quad (4.36)$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Rightarrow e_0 = 0.364 + 0.014 + 0.02 = 0.498 \text{ m}$$

On a :

$$e_0 = 49.8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Avec :

c : L'enrobage, il est pris égale à 2 cm.

Donc La section est **partiellement comprimée**, le calcul se fait pour une section rectangulaire

2) Détermination de la section des armatures

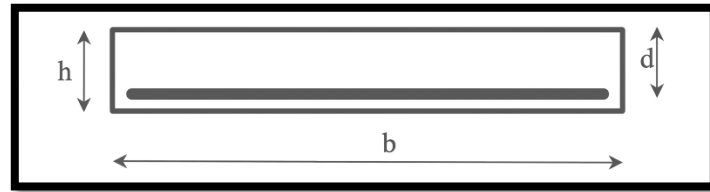


Figure 4. 12 : Section d'acrotère à ferrailler.

a) Calcul de moment fictif « M_f »

$$M_f = N_{ult} \cdot e_u$$

(4.37)

Avec :

$$e_u = e_0 + d - \frac{h}{2} = 0.498 + 0.03 = \mathbf{0.528 \text{ m}}$$

d : Hauteur utile ($d = h - c = 8 \text{ cm}$).

Donc :

$$\Rightarrow M_f = 2.47 \times 0.528 = \mathbf{1.30 \text{ KN.m}}$$

b) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.30 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = \mathbf{0.014}$$

c) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire ($A' = 0$).

d) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = \mathbf{0.018}$$

e) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.018) = \mathbf{0.079 \text{ m}}$$

f) Calcul de la section fictives des armatures en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.30 \times 10^6}{79 \times 434.78} = 37.56 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.38 \text{ cm}^2}$$

g) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_{ult}}{\sigma_s} = 0.38 - \frac{2.47 \times 10}{434.78} = \mathbf{0.32 \text{ cm}^2}$$

h) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.77 \text{ cm}^2}$$

On a :

$$A_{min} = 0.77 \text{ cm}^2 > A_s = 0.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc :

On prend la section réelle des armatures en flexion composée $A_s = A_{min}$.

i) Choix des armatures

On prend : **4T8/ml** ;

$$\text{Soit : } A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2$$

j) L'espacement

$$S_t \leq \min (3h = 30 ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm} \text{ On prend :}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

k) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T8/ml** ; Soit : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

l) L'espacement:

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend :

$$S_t = 40 \text{ cm}$$

4.3.4. Les vérifications

1) À ELU :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

L'acrotère est perçu comme un élément nuisible en raison de son contact direct avec les conditions météorologiques, ce qui pourrait avoir un impact sur sa longévité et son efficacité structurelle.

$$\tau_u = \frac{V_{ult}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) À ELS :

a) Dans le béton

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = K.y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15 \times [A_s.(d-y)^2 + A_s.(y-d)^2] \quad (4.38)$$

Avec :

I : Moment d'inertie.

y : Position d'axe neutre.

Position de l'axe neutre

$$by^2 + 30 (A_s + \dot{A}_s)y - 30 (dA_s + d\dot{A}_s) = 0$$

$$by^2 + 30yA_s - 30dA_s = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 196596.09$$

$$\Rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

Donc :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2] = \frac{100 \times 1.92^3}{3} + 15 \times [2.01 \times (8 - 1.92)^2]$$

$$= 1350.47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^6}{1350.47 \times 10^4} = 0.044$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.044 \times 19.2 = 0.85 \overline{\text{MPa}} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Dans l'acier

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \eta \cdot K \cdot (d - y) \leq \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte maximale dans les armatures.

η : Coefficient d'équivalence, il est pris égale à 15.

Donc :

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.044 \times (80 - 19.2) = 40.13 \overline{\text{MPa}} \leq \sigma_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

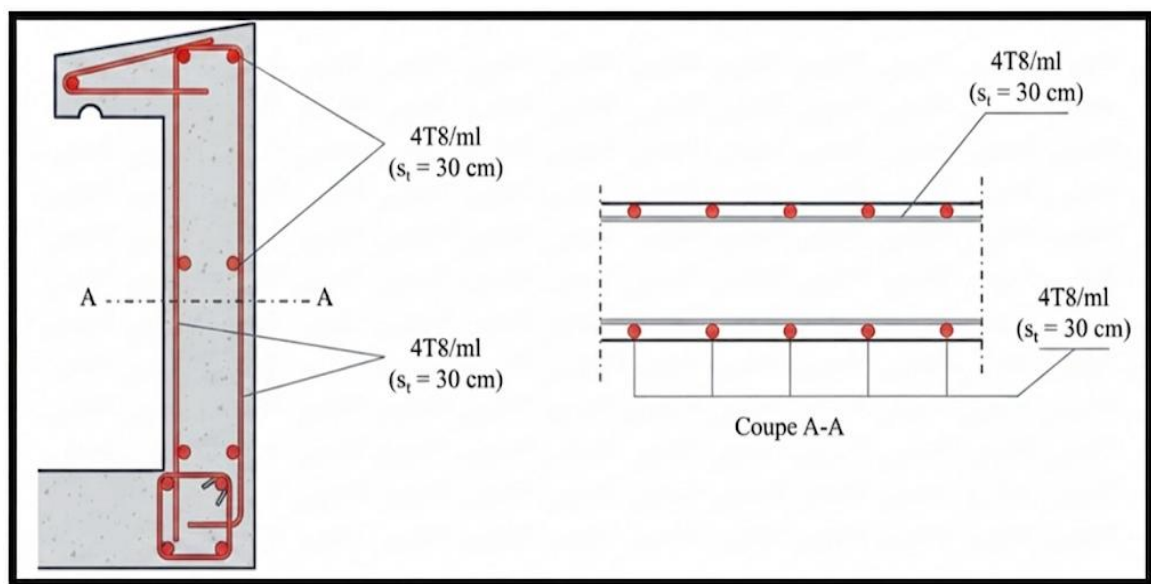


Figure 4. 13 : Schéma de ferrailage d'acrotère.

4.3.5. Schéma de ferrailage

4.4. Calcul de ferrailage des escaliers

4.4.1. Descente des charges d'escaliers

4.4.1.1. Volée (Paillasse)

Tableau 4. 8 : Charge et surcharges de paillasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Marche (h/2)	/	22.00	1.87
5	Revêtement en carrelage vertical	0.02	22.00	0.23
6	Mortier de pose vertical	0.02	20.00	0.23
7	Paillasse ($e_v/\cos \alpha$)	0.15	25.00	4.45
8	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
9	Garde-corps	/	/	0.10
Totale	G (KN/m ²)	8.40		
	Q (KN/m ²)	2.50		

4.4.1.2. Palier

Tableau 4. 9 : Charge et surcharges de palier

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Totale	G (KN/m ²)	5.27		
	Q (KN/m ²)	2.50		

4.4.2. Les sollicitations

L'escalier se compose de deux parties essentielles : le volée et l'étage. Chaque composant est soumis à des charges particulières qu'il faut considérer lors du dimensionnement de la structure.

- 1) Le paillasse, qui constitue la partie inclinée de l'escalier, il est soumis à :
 - Son poids propre « $G = 8.40 \text{ KN/m}^2$ ».
 - La charge d'exploitation « $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ ».
- 2) Quant au palier, élément horizontal de repos ou de transition, il est soumis à :
 - Son poids propre « $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$ ».
 - La charge d'exploitation « $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ ».

Détermination des charges appliquées sur l'escalier

À ELU :

$$Q_{ult1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.40 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{15.09 \text{ KN/m}}$$

$$Q_{ult2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{10.86 \text{ KN/m}}$$

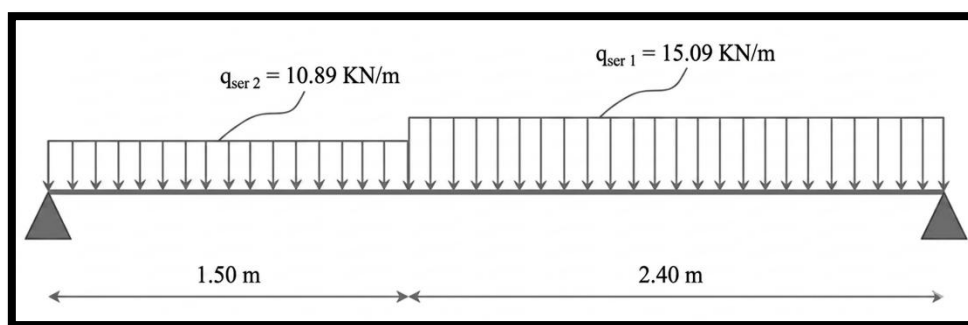


Figure 4. 14 : Schéma statique d'escalier À ELU

À ELS :

$$Q_{ult1} = G + Q = 8.40 + 2.5 = \mathbf{10.90 \text{ KN/m}}$$

$$Q_{ult2} = G + Q = 5.27 + 2.5 = \mathbf{7.77 \text{ KN}}$$

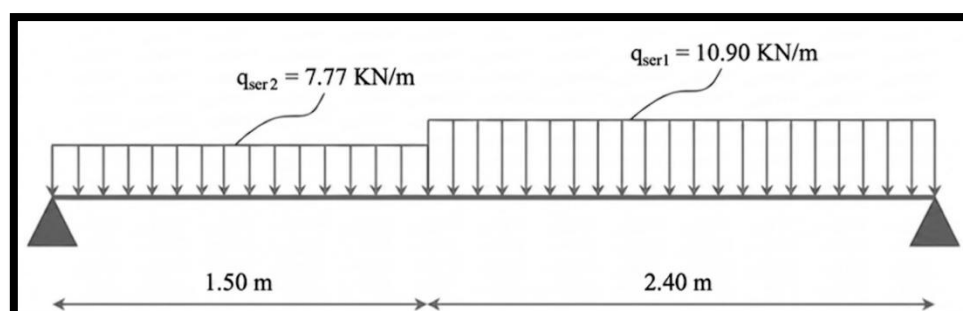


Figure 4. 15 : Schéma statique d'escalier À ELS.

Détermination des sollicitations ultimes**Les réactions d'appuis****À ELU :**

$$\sum F/y = 0$$

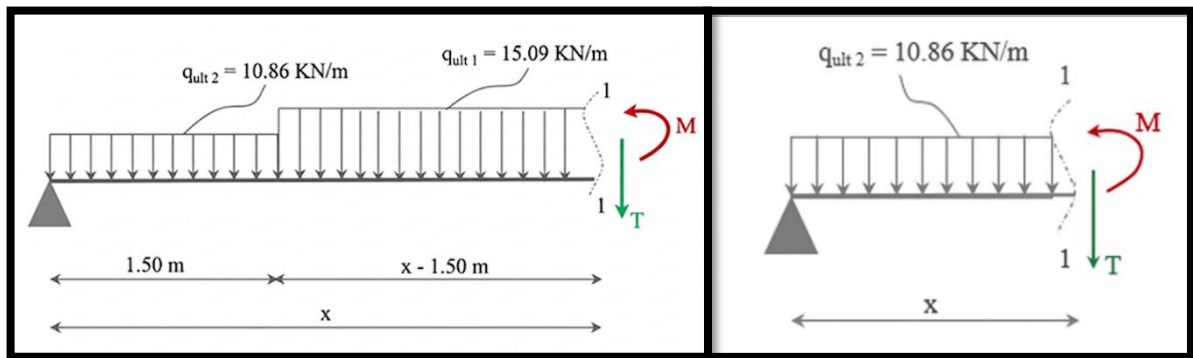
$$\Rightarrow R_A + R_B = (10.86 \times 1.5) + (15.09 \times 2.4) = 52.51 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(3.9) = (10.86 \times 1.5) \times \left(\frac{1.5}{2}\right) + (15.09 \times 2.4) \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5\right)$$

$$\Rightarrow R_B = 28.21 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 24.30 \text{ KN}$$

Détermination d'équations d'effort tranchant et de moment fléchissant**Figure 4. 16 : Méthode des sections en ELU**

$$\sum F/y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + (10.86 \times 1.5) + 15.09(x - 1.5) - V(x) = 0$$

$$\Rightarrow V(x) = 24.30 - 16.29 - 15.09x + 22.64$$

$$\Rightarrow V(x) = -15.09x + 30.65$$

Le moment fléchissant maximal due à des charges réparties est atteint au point où l'effort tranchant est nul, soit lorsque $V(x) = 0$.

Donc on calcule la valeur de x pour $V(x) = 0$:

$$x = \frac{30.65}{15.09} = 2.04 \text{ m}$$

$$\sum M_{1-1} = 0$$

$$\Rightarrow R_A x - (10.86 \times 1.5) \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - 15.09(x - 1.5) \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - M(x) = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 24.30x - 16.29x + 12.22 - 15.09x^2 + 11.32x + 22.64x - 16.98$$

$$\Rightarrow M(x) = -7.55x^2 + 30.65x - 4.76$$

Vérification :

$$\frac{dM(x)}{dx} = -7.55x + 30.65 - 0 = V(x)$$

Donc :

$$\Rightarrow M(2.04) = 26.35 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 26.35 \text{KN.m}$$

Avec la même méthode, on calcule M_{ser}

À ELS :

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (7.77 \times 1.5) + (10.90 \times 2.4) = 37.82 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(3.9) = (7.77 \times 1.5) \times \left(\frac{1.5}{2}\right) + (10.90 \times 2.4) \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5\right)$$

$$\Rightarrow R_B = 20.35 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 17.46 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V(x) = -10.90x + 22.15$$

$$x = 2.03 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M(x) = -5.45x^2 + 22.16x - 3.51$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = -10.90x + 22.16 - 0 = V(x)$$

Donc :

$$\Rightarrow M_{ser} = 19.02 \text{KN.m}$$

Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant

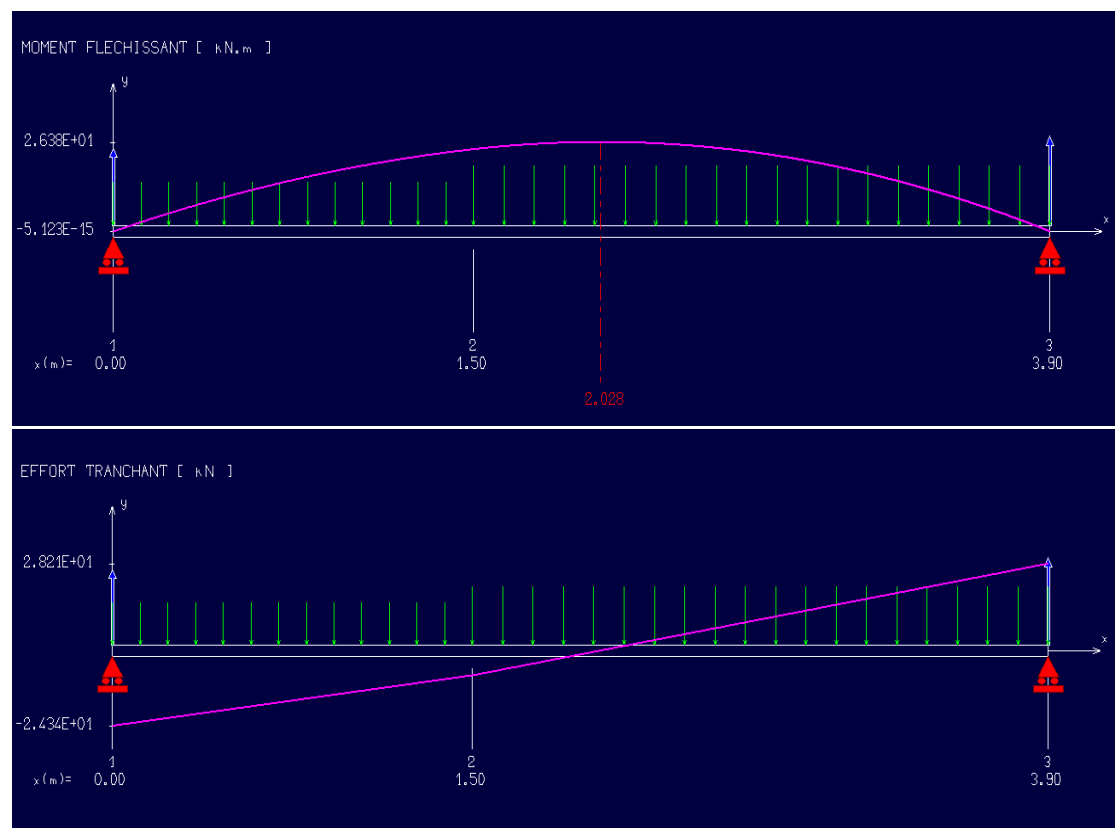


Figure 4.17 : Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à L'ELU.

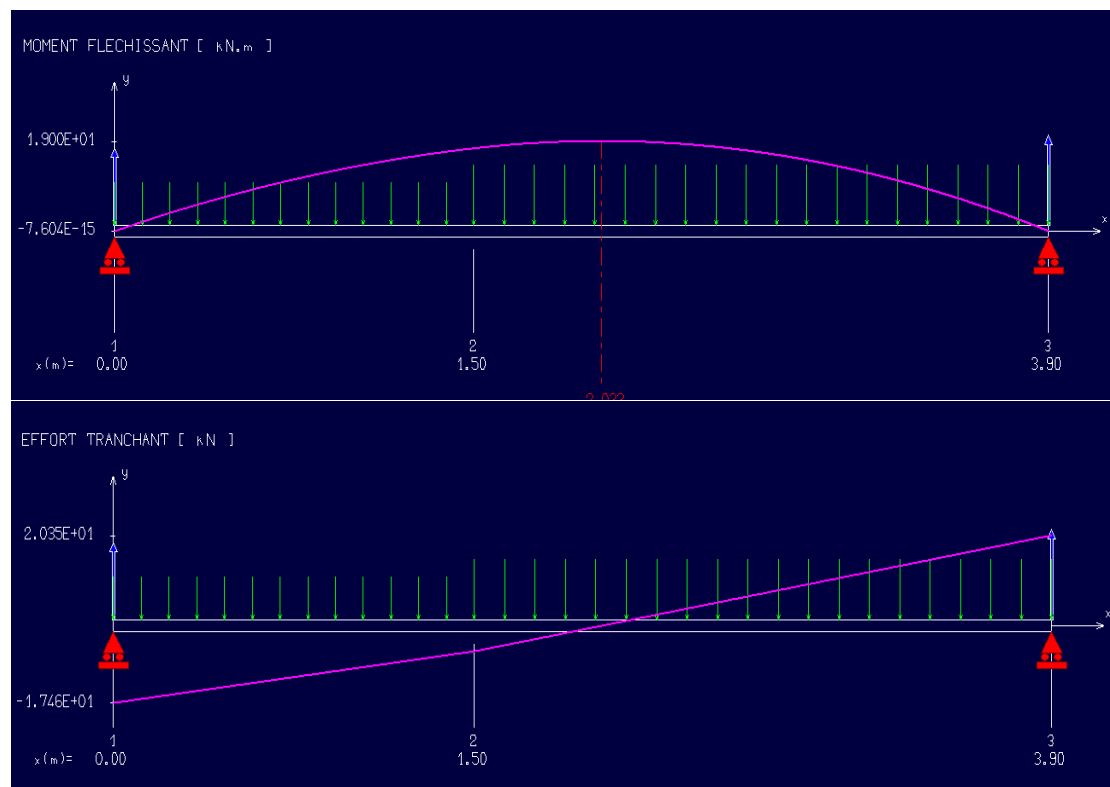


Figure 4.18 : Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à L'ELS.

En travée :

$$\begin{cases} M_{Tu} = 0.85.M_u = 0.85 \times 26.35 = 22.40 \text{ KN.m} \\ M_{Tser} = 0.85.M_{ser} = 0.85 \times 19.02 = 16.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_{Au} = -0.3M_u = -0.3 \times 26.35 = -7.91 \text{ KN.m} \\ M_{Aser} = -0.3M_{ser} = -0.3 \times 19.02 = -5.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.4.3. Calcul de la section des armatures

4.4.3.1. Paillasse

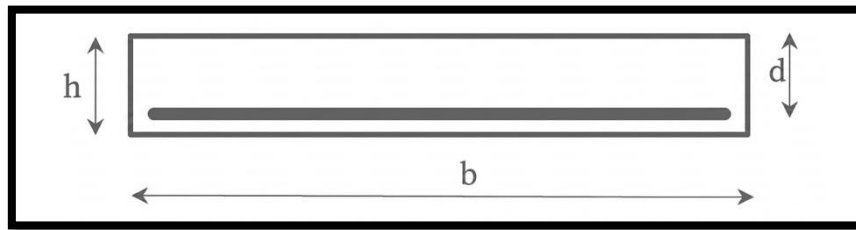


Figure 4. 19 : Section de paillasse à ferrailler.

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_{Tu}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{22.40 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = \mathbf{0.094}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' »

$$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.094}) = \mathbf{0.124}$$

d) Bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.124) = \mathbf{0.124 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures

$$A_s = \frac{M_{Tu}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{22.40 \times 10^6}{124 \times 348} = 519.1 \text{ mm}^2 = \mathbf{5.19 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_s = 5.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

g) Choix des armatures

On prend : 5T12/ml ; Soit : $A_{\text{adp}} = 5.66 \text{ cm}^2$

h) L'espacement:

$$S_t \leq \min (3e; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend:

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

i) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.66}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8/ml ; Soit : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

j) L'espacement:

$$S_t \leq \min (4e; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 30 \text{ cm}$

4.4.3.2. Palier

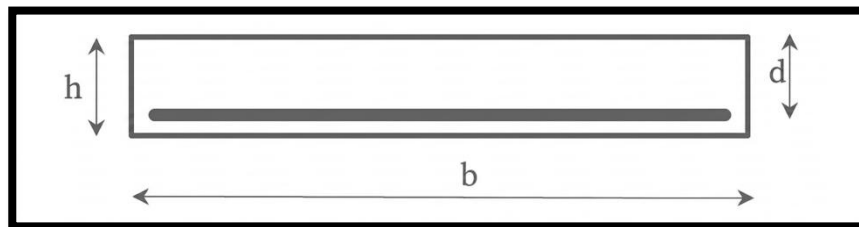


Figure 4. 19 : : Section de palier à ferrailer.

a) Calcul de moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_{Au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.91 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.033$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' »

$$\mu = 0.033 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire

($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre

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

d) Bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.042) = \mathbf{0.128 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures

$$A_s = \frac{M_{Au}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.91 \times 10^6}{128 \times 348} = 177.58 \text{ mm}^2 = \mathbf{1.78 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_s = 1.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

g) Choix des armatures

On prend : **5T12/ml** ; Soit : **$A_s = 5.66 \text{ cm}^2$**

h) L'espacement

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

On prend: **$S_t = 25 \text{ cm}$**

i) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.66}{4} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

On prend : **4T8/ml** ; Soit : **$A_r = 2.01 \text{ cm}^2$**

j) L'espacement

$$S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

On prend: **$S_t = 30 \text{ cm}$**

4.4.3.3. Les vérifications**1) À ELU :****a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{ult}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{28.21 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.217\text{MPa}} < \overline{\tau}_u = \mathbf{3,33\text{MPa}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification de la section des armatures au niveau d'appui :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot V_{ult}}{f_e} \quad (4.39)$$

$$\Rightarrow A_s = 5.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 28.21 \times 10}{500} = 0.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) À ELS**a) Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30yA_s - 30dA_s = 0$$

$$1000y^2 + 30y \times 5.66 - 30 \times 130 \times 5.66 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 88296961.07$$

$$\Rightarrow y = 4.614 \text{ cm}$$

Donc :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2]$$

$$= \frac{100 \times 4.614^3}{3} + 15 \times [5.66 \times (18 - 4.614)^2] = 18487.05 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{Tser}}{I} = \frac{16.17 \times 10^6}{18487.05 \times 10^4} = 0.087$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.087 \times 46.14 = 4.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Dans l'acier

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire pour les armatures.

3) Vérification de la flèche d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.0385 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.0385 < \frac{M_{Tser}}{10M_0} = \frac{16.17}{10 \times 26.35} = 0.0614 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.66}{100 \times 13} = 0.0044 < \frac{4.2}{f_c} = 0.0084 \quad \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

La conformité vis-à-vis de l'état limite de service (ELS) de déformation est régie par les directives du **BAEL 91 révisé 99** et du **CBA 93**. L'application des critères de dispense de calcul a conduit aux conclusions présentées ci-dessous.

L'une des conditions fondamentales n'étant pas satisfaite, l'exemption de calcul ne peut être retenue. Par conséquent, pour valider l'intégrité du plancher, il devient obligatoire de procéder à une détermination explicite de la flèche maximale. Ce calcul précis est ensuite confronté au seuil critique de la flèche admissible pour prononcer la conformité de la structure.

$$\text{La flèche totale } \Delta f_i = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad (4.40)$$

Tableau 4.10 : Vérification de la flèche d'escalier.

Mser (KN.m)	As (cm²)	ρ	σs MPa	λ_i	λ_v	μ	I0
16.17	5.66	0.0043	249.14	10.10	4.04	0.60	282720.40

$$\Delta f_T = 4.24 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{3900}{500} 7.80 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

4.5.3. Poutre palière

Cet élément porteur est généralement analysé comme une poutre continue présentant des liaisons semi-encastées à ses extrémités. La distribution des charges comprend la masse propre de la section en béton armé ainsi que les efforts linéaires transmis par le palier et la volée d'escalier. Par conséquent, les lois de comportement thermique et mécanique de la structure indiquent que la section travaille essentiellement en **flexion simple**.

4.5.3.1. Détermination des forces appliquées sur la poutre

Poids propre

$$G_P = h \times b \times \gamma_b = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$$

Poids propre du mur

$$\text{et } (H/2 - h = 3.06/2 - 0.3).$$

$$H=1.23\text{m}$$

$$G_{\text{Mur}} = G \times H = 2.62 \times 1.23 = \mathbf{3.22 \text{ KN/m}}$$

Réaction du palier

À ELU

$$R_p = 24.30 \text{ KN/ml}$$

À ELS

$$R_p = 28.21 \text{ KN/ml}$$

Détermination des sollicitations à ELU

$$q_{\text{ult}} = 1.35(G_p + G_{\text{Mur}}) + R_p = 1.35 \times (2.63 + 3.22) + 24.30 = \mathbf{32.20 \text{ KN/m}}$$

Détermination des sollicitations à ELS

$$q_{\text{ser}} = (G_p + G_{\text{Mur}}) + R_p = (2.63 + 3.22) + 17.46 = \mathbf{23.31 \text{ KN/m}}$$

Les réactions d'appuis à ELU

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_{\text{ult}} \cdot L}{2} = \frac{32.20 \times 3.12}{2} = \mathbf{50.32 \text{ KN}}$$

Le moment fléchissant maximal à ELU

$$M_u = \frac{q_{\text{ult}} \cdot L^2}{8} = \frac{32.20 \times 3.12^2}{8} = \mathbf{39.18 \text{ KN.m}}$$

Les réactions d'appuis à ELS

$$R_A = R_B = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L}{2} = \frac{23.31 \times 3.12}{2} = \mathbf{36.36 \text{ KN}}$$

Le moment fléchissant maximal à ELS

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \mathbf{28.36 \text{ KN.m}}$$

Correction des moments

En travée :

$$\begin{cases} M_{\text{Tu}} = 0.85M_u = 0.85 \times 39.18 = \mathbf{33.30 \text{ KN.m}} \\ M_{\text{Tser}} = 0.85M_{\text{ser}} = 0.85 \times 28.36 = \mathbf{24.11 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_{\text{Au}} = -0.3M_u = -0.3 \times 39.18 = \mathbf{-11.75 \text{ KN.m}} \\ M_{\text{Aser}} = -0.3M_{\text{ser}} = -0.3 \times 28.36 = \mathbf{-8.51 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

4.5.3.2. Calcul de la section des armatures longitudinales

Tableau 4. 11 : Tableau récapitulatif du calcul des armatures de la poutre palière à ELU.

	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	0.072	0.093	0.328	2.34	0.96	Fil 3T12 + Renf 2T12	5.66
Appui	0.025	0.032	0.325	0.83	0.96	Fil 3T12 + Renf 2T12	5.66

Calcul des armatures de la poutre palière à ELU en travée

a) Calcul de moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_{Tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{33.30 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.17} = \mathbf{0.072}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' »

$$\mu = 0.072 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire

($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = \mathbf{0.093}$$

d) Bras de levier du couple interne

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33 \times (1 - 0.4 \times 0.093) = \mathbf{0.326 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures

$$A_s = \frac{M_{Tu}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{33.30 \times 10^6}{328 \times 348} = 291.74 \text{ mm}^2 = \mathbf{2.92 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 2.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

h) Choix des armatures

On prend : 5T12/ml ; Soit : $A_{\text{adp}} = 5.66 \text{ cm}^2$

i) L'espacement

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

4.5.3.3. Les vérifications

1) Vérification des exigences du RPA

Les deux versions du RPA exigent que la section des armatures soit supérieure ou égale à 0.5% de la section de la poutre.

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{totale}} = 11.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) À ELU

Le ferrailage étant identique en appui et en travée, une seule vérification est effectuée en utilisant le moment maximal.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{\text{ult}}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{50.32 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.51 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

La poutre palière soumis à un effet de torsion provoqué par la flexion d'escalier.

Les justifications de torsion à présenter sont relatives à ELU, donnés par le CBA 93 (A.5.4), On a :

$$M_{\text{Torsion}} = M_{\text{Au}}(\text{Escalier}) = 7.91 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_t^2 + \tau_u^2 \leq \overline{\tau}_u^2 \quad (4.41)$$

Avec :

τ_t : Contrainte de cisaillement due à la torsion, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_t = \frac{M_{\text{Torsion}}}{2 \cdot \Omega \cdot e}$$

e : Une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur, dans notre cas il est pris égale à (**b/6 = 5 cm**).

Ω : L'aire du contour à mi- épaisseur, il est pris égale à :

$$\Omega = (h - e) \cdot (b - e) = 30 \times 25 = 750 \text{ cm}^2 \quad (4.42)$$

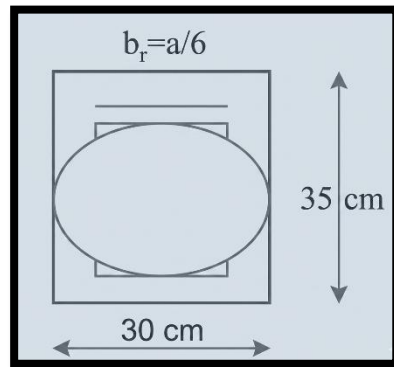


Figure 4. 20 : La section creuse équivalente.

Donc :

$$\tau_t = \frac{7.91 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.05 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_u^2 = (1.05)^2 + (0.51)^2 = 1.36 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}^2 = (3.33)^2 = 11.09 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

3) À ELS

a) Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$by^2 + 30yA_s - 30dA_s = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 701240.04.$$

$$\Rightarrow y = 11.13 \text{ cm}$$

Donc :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2]$$

$$= \frac{30 \times 11.13^3}{3} + 15 \times [5.66 \times (33 - 11.13)^2] = 41884.31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{Tser}}{I} = \frac{24.11 \times 10^6}{41884.31 \times 10^4} = \mathbf{0.058}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.058 \times 111.3 = \mathbf{6.46 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Dans l'acier

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire pour les armatures.

4) Vérification de flèche de la poutre palière

Selon le CBA 93 (B.6.5.1) aucune vérification est nécessaire à faire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{312} = 0.112 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{312} = 0.112 > \frac{M_{Tser}}{10M_0} = \frac{24.11}{10 \times 28.36} = 0.085 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{A_s}{b.d} = \frac{5.66}{30 \times 33} = 0.0057 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

4.5.3.4. Section des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversales

Le diamètre d'armature transversale de la poutre palière est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \quad (4.43)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35} = 10 \text{ mm} ; \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} \right) = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Donc :

On prend $\Phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$.

b) L'espacement

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (29.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{29.7 \text{ cm}}$$

c) Les conditions de RPA 2024

L'espacement selon RPA 2024 est donné par le tableau 2.38 (cf. § 2.2.7.2.2)

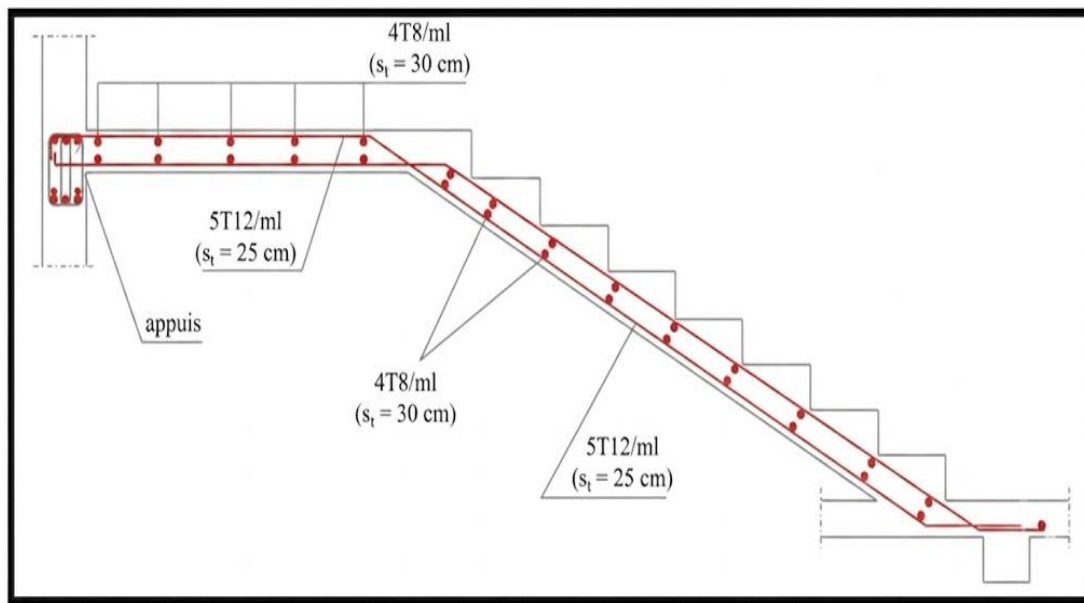
: zone II

Zone nodale

$$\Rightarrow S_t \leq \min \{12,5 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min \{12,5 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante: $\Rightarrow St \leq 15\Phi l \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$; on prend $St = 15 \text{ cm}$.



4.5.4. Schéma de ferrailage

Figure 4.21 : Schéma de ferrailage d'escalier.

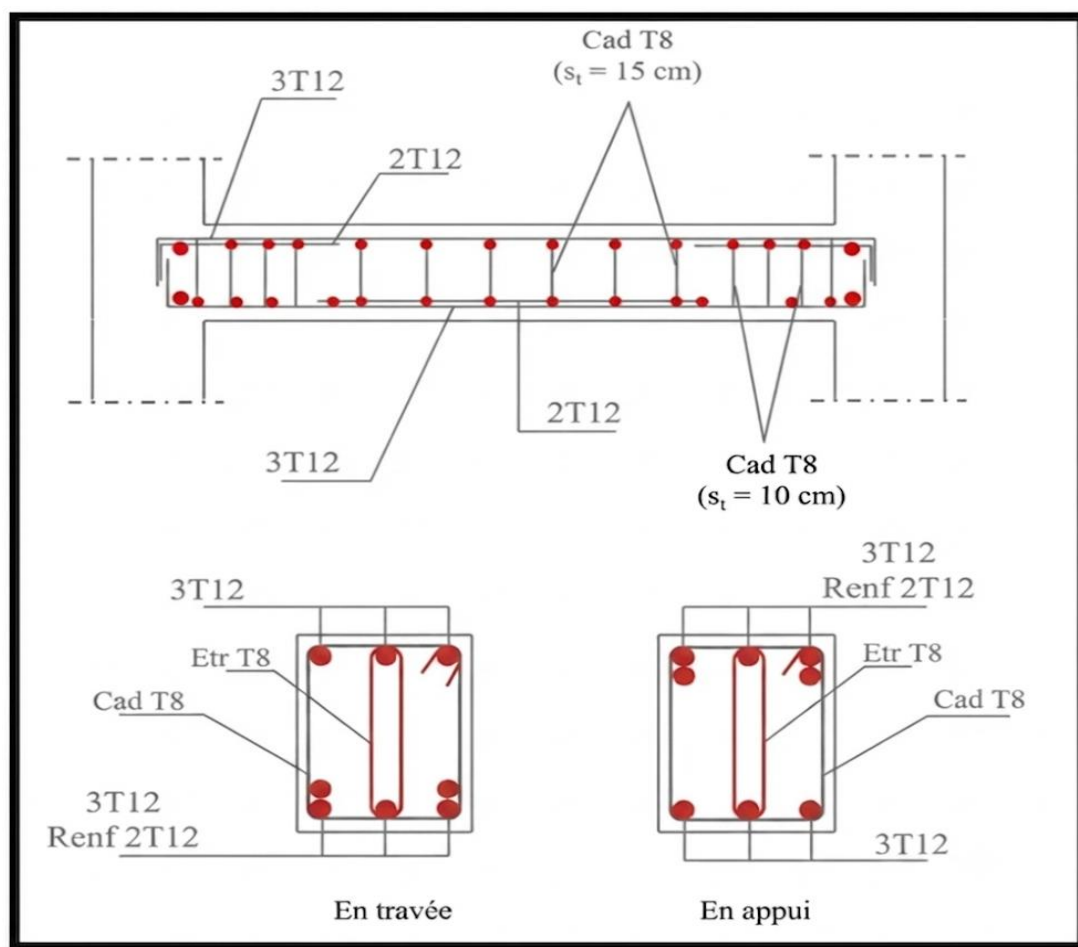


Figure 4.22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

4.6. Conclusion

L'étude des éléments secondaires, présentée dans ce chapitre, constitue une étape essentielle de la conception de l'ouvrage. Le calcul de l'acrotère et des différentes volées d'escaliers a permis de traduire les exigences réglementaires (BAEL et RPA) en dispositions constructives précises. Les vérifications effectuées confirment que le ferrailage adopté répond aux critères de sécurité vis-à-vis du séisme et des charges d'exploitation. En conclusion, la fiabilité de la structure globale dépend de la qualité de conception de ces éléments qui, par leur comportement propre, participent activement à la pérennité et à la conformité aux normes de sécurité en vigueur.

CHAPITRE05 :
ÉTUDE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

5.1. Introduction

Les éléments principaux constituent l'ossature résistante de l'ouvrage ; ils garantissent sa stabilité globale, sa rigidité vis-à-vis des actions horizontales et sa durabilité sous l'effet des sollicitations de service. Leur rôle fondamental réside dans le cheminement continu et sécurisé des charges (permanentes et d'exploitation) depuis les niveaux supérieurs jusqu'à l'infrastructure, qui les transmet à son tour au sol de fondation.

Dans cette optique, la détermination précise du ferrailage de ces composants structuraux s'avère cruciale. Un dimensionnement rigoureux et optimisé permet d'établir un équilibre technico-économique rationnel : il garantit le respect strict des critères de sécurité imposés par la réglementation en vigueur tout en évitant les surcoûts liés au surdimensionnement, ou les risques structurels majeurs consécutifs à un sous-dimensionnement.

5.2. Calcul des poutres

Les poutres désignent les composants porteurs horizontaux, généralement de section rectangulaire, dont la fonction est de reprendre les charges issues des planchers pour les transférer vers les éléments verticaux de l'ossature. Du point de vue de la résistance des matériaux (RDM), ces pièces structurelles travaillent essentiellement en flexion simple, combinant des sollicitations de moment fléchissant et d'effort tranchant.

Suivant les codes de calcul en vigueur, le dimensionnement de leurs sections s'effectue à l'État Limite Ultime (ELU) afin de garantir la résistance vis-à-vis des sollicitations maximales, tandis que le comportement en déformation et l'ouverture des fissures sont vérifiés à l'État Limite de Service (ELS). L'environnement de l'édifice ne présentant pas d'agressivité spécifique, la fissuration est qualifiée de peu préjudiciable, ce qui permet de s'affranchir des limitations rigoureuses sur les contraintes de traction des armatures en acier à l'ELS.

5.2.1. Représentation des poutres

Dans l'objectif d'optimiser la consommation des matériaux et de rationaliser les ratios de ferrailage, une classification rigoureuse des poutres de la structure a été opérée. Cette sectorisation s'appuie sur deux critères fondamentaux : la nature et l'intensité des sollicitations internes d'une part, et la position géométrique de l'élément au sein du plan de coffrage d'autre part (distinguant notamment les poutres principales ou porteuses, des poutres secondaires ou chaînages).

La répartition spatiale de ces différentes familles de poutres, ainsi que leurs caractéristiques géométriques respectives, sont explicitées à travers les plans de coffrage présentés ci-après :

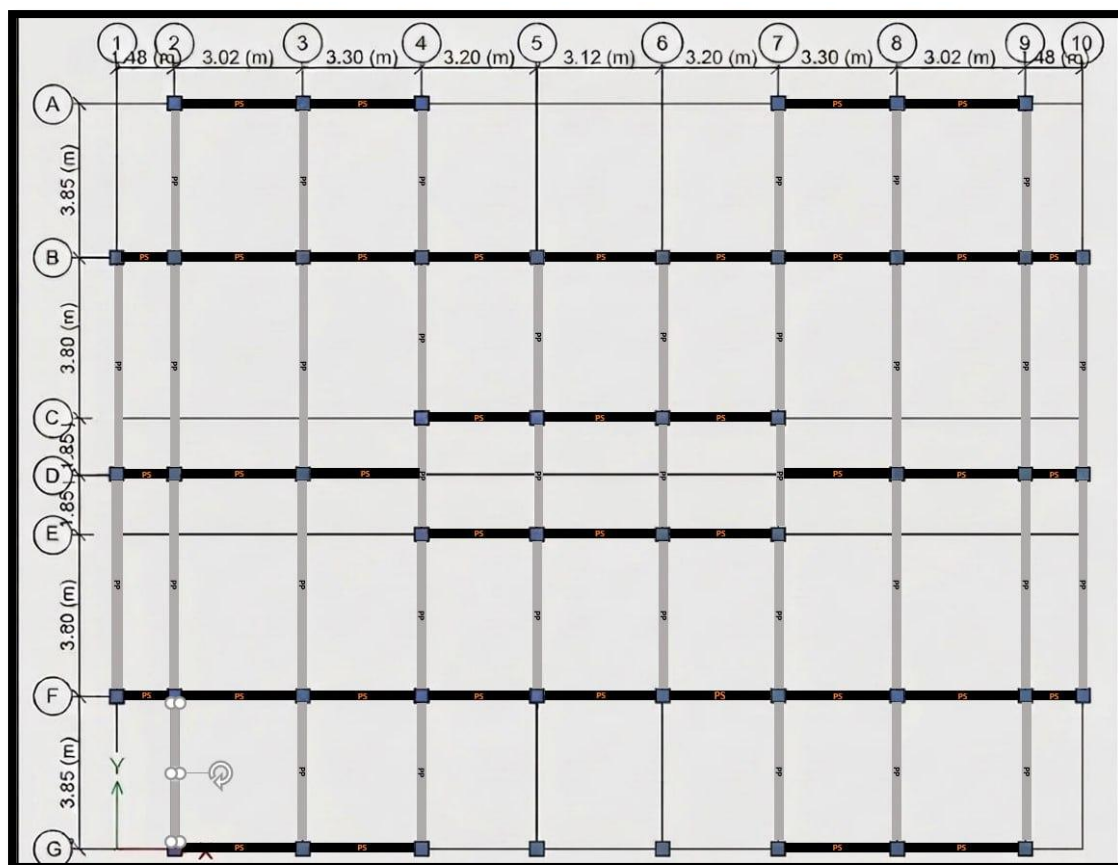


Figure 5. 1 : Plan de Représentation des poutres principales et secondaire.

PP / PS

5.2.2. Sollicitations

Le dimensionnement des poutres intègre les combinaisons d'actions issues des charges verticales permanentes (G) et d'exploitation (Q), conformément aux directives du BAEL 91 révisé 99. De plus, ces éléments sont calculés pour résister aux combinaisons d'actions sismiques spécifiées par le règlement parasismique (RPA). L'ensemble des combinaisons prises en compte pour le calcul de ces composants est détaillé au sein du tableau 3.10 (cf. § 3.7.3).

Les efforts et sollicitations agissant sur les poutres, extraits de la modélisation numérique réalisée sur le logiciel Robot Structural Analysis, sont consignés dans le tableau ci-après :

5.2.2.1. Sollicitations des poutres principales

Tableau 5. 1 : Sollicitations des poutres principales.

Poutre	ELU			ELS		ELA RPA2024	
	MTu	MAu	Vu	MTs	MAs	MTACC	MAACC
	KN.m	KN.m	(KN)	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)
PP 1	-34.03	-102.08	100.87	-24.75	-74.25	15.96	47.88
	16.01	48.02		11.61	34.84	-53.53	-160.59
PP 2	-39.59	-118.76	109.81	-28.79	-86.38	20.80	62.40
	23.81	71.42		17.29	51.88	-76.63	-153.26
PP 3	86.60	-197.13	186.97	64.06	-144.12	-26.36	-79.07
						30.58	91.74

5.2.2.2. Sollicitations des poutres secondaires (chainage)

Tableau 5. 2 : Sollicitations des poutres secondaires

Poutre	ELU			ELS		ELA RPA2024	
	MTu	MAu	Vu	MTs	MAs	MTACC	MAACC
	KN.m	KN.m	(KN)	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)
PS 1	44.50	-90.29	138.77	32.47	-65.42	-13.83	-41.50
						7.59	22.73
PS 2	45.99	-87.38	148.11	33.31	-63.30	-18.67	-56.00
						11.11	33.34
PS 3	36.25	-63.15	83.66	26.51	-46.52	-12.33	-36.99
						8.82	26.45

Avec :

➤ M_T et M_A désignent respectivement les moments fléchissant en travée et sur appui.

L'action sismique sollicite de manière prépondérante les zones nodales (appuis) en y provoquant des inversions de moments et de fortes concentrations d'efforts tranchants, alors que son incidence directe en milieu de travée demeure généralement secondaire.

5.2.3. Calcul de la section des armatures longitudinales

Avec :

➤ c et c' : L'enrobage des armatures, fixé à 3,00 cm

➤ h : La hauteur totale de la poutre, égale à 40 cm pour les poutres principales (PP) et à 35 cm pour les poutres secondaires (PS).

- **b** : La largeur des poutres (30 cm).
- **A_{s1}** : La section d'armatures tendues
- **A_{s2}** : La section d'armatures comprimées.

5.2.3.1. Exigences du RPA 2024

Le calcul et la disposition des armatures des poutres doivent impérativement satisfaire aux spécifications édictées par les règles parasismiques algériennes. La mise à jour RPA 2024 partagent sur ces points des prescriptions analogues, lesquelles sont structurées de la manière suivante : Section minimale d'armature

Section minimale d'armature

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h \quad (5.1)$$

$$A_{\min \text{ PP}} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ PS}} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Section maximale d'armature dans la zone courante

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h \quad (5.2)$$

Section maximale d'armature dans la zone recouvrement

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h \quad (5.3)$$

5.2.3.2 Dimensionnement des Poutres principales

Les sections d'armatures théoriques issues des calculs effectués via le logiciel Robot Expert sont rassemblées et synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau 5. 3 : Sections de ferrailage théorique des poutres principales.

Poutres principales		A _{min} BAEL (cm ²)	RPA 2024		
			A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	A _{s-totale} (cm ²)
PP 1	En Travée	1.30	1.3	3.8	5.1
	En Appui	1.30	3.9	12.3	16.2
PP 2	En Travée	1.30	1.9	5.5	7.4
	En Appui	1.30	5.9	11.6	17.5
PP 3	En Travée	1.30	7.2	1.8	9.00
	En Appui	1.30	6.8	17.0	23.80

Choix d'armature**Tableau 5. 4 : Choix des armatures des poutres principales pour RPA 2024 en travée et en appuis.**

Poutres principales		$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Choix (RPA 2024)				$A_{total}(cm^2)$	Conditions
				Nappe inférieure (A_s)	$A_{adp}(cm^2)$	Nappe supérieure (A_s)	$A_{adp}(cm^2)$		
PP 1	T	6.00	48.00	Fil 3T12	3.39	Fil 3T14	4.62	8.01	Vérifiée
	A	6.00	48.00	Fil 3T14	4.62	Fil 3T20+Renf 2T14	12.50	17.12	Vérifiée
PP2	T	6.00	48.00	Fil 3T12	3.39	Fil 3T12+Renf 2T12	5.65	9.04	Vérifiée
	A	6.00	48.00	Fil 3T16	6.03	Fil 3T16+Renf 3T16	12.06	18.85	Vérifiée
PP 3	T	6.00	48.00	Fil 3T14+Renf 2T14	7.70	Fil 3T12	3.39	11.09	Vérifiée
	A	6.00	48.00	Fil 3T14+Renf 2T14	7.70	Fil 3T20+Renf 3T20	18.85	26.55	Vérifiée

5.2.3.2 Dimensionnement des poutres secondaires

Le tableau suivant synthétise les aires de ferrailage théorique obtenues à l'aide du logiciel Robot Expert pour l'ensemble des poutres secondaires :

Tableau 5. 2 : Sections de ferrailage théorique des poutres secondaire.

Poutre secondaire		A_{min} BAEL (cm ²)	RPA 2024		
			A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	$A_{s-totale}$ (cm ²)
PS 1	En Travée	1.14	4.2	1.1	5.3
	En Appui	1.14	1.8	9.0	9.8
PS 2	En Travée	1.14	4.4	1.5	5.9
	En Appui	1.14	2.7	8.8	11.5
PS 3	En Travée	1.14	3.8	1.3	5.1
	En Appui	1.14	2.1	6.1	8.2

Choix d'armature

Tableau 5. 3 : Choix des armatures des poutres secondaires en travée et appuis.

Poutre secondaire		A_{min} (m ²)	A_{max} (cm ²)	Choix (RPA 2024)				A_{total} (cm ²)	Conditions
				Nappe inférieure (A_s)	A_{adp} (cm ²)	Nappe supérieure (A_s)	A_{adp} (cm ²)		
PS 1	T	5.25	42.00	Fil 3T14	4.62	Fil 3T12	3.39	8.01	Vérifiée
	A	5.25	42.00	Fil 3T12	3.39	Fil3T14+ Rnf 3T14	9.24	12.63	Vérifiée
PS 2	T	5.25	42.00	Fil 3T14	4.62	Fil 3T12	3.39	8.01	Vérifiée
	A	5.25	42.00	Fil 3T12	3.39	Fil3T14+ Rnf 3T14	9.24	12.63	Vérifiée
PS 3	T	5.25	42.00	Fil 3T14	4.62	Fil 3T12	3.39	8.01	Vérifiée
	A	5.25	42.00	Fil 3T12	3.39	Fil3T14+ Rnf 1T14	6.61	10.0	Vérifiée

5.2.3.4. Ancrage d'armature tendue

Pour les aciers à haute adhérence (HA) de nuance FeE400, les règles BAEL 91 révisées 99 permettent d'adopter forfaitairement la longueur de scellement droit (L_s) selon la relation suivante :

$$L_s = 40.\Phi$$

Tableau 5. 7: Longueur de scellement droit des armatures des poutres.

Φ (cm)	L_s (cm)
1.20	48.00
1.40	56.00
1.60	64.00
2.00	80.00

Cette longueur théorique de scellement s'avérant supérieure à la largeur de l'appui offerte par la section du poteau, la réalisation d'un ancrage droit est impossible. Il est donc nécessaire de recourir à un ancrage par courbure (crochet) en appliquant le rayon de courbure minimal réglementaire :

$$R \geq 5.5\Phi$$

Pour $\Phi 1.2$ on a $R = 5.5 \times 1.2 \text{ cm} = 6.6 \text{ cm}$

Pour $\Phi 1.4$ on a $R = 5.5 \times 1.4 \text{ cm} = 7.7 \text{ cm}$

On utilise des crochets courants d'une angle 90° .

Avec :

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + R \right) \quad (5.4)$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19R - L_2}{1.87} \quad (5.5)$$

Tableau 5. 8 : Ancrage des crochets.

Φ (cm)	L_2 (cm)	L_1 (cm)
1.20	25.80	4.14
1.40	24.60	7.77
1.60	23.40	11.41
2.00	21.00	18.67

5.2.3.5. Recouvrement selon RPA 2024

Les prescriptions parasismiques imposent des longueurs minimales de recouvrement pour les barres d'armatures, définies en fonction de la zone de sismicité du site (se référer au paragraphe § a.7.5.2.). dont les spécifications sont présentées ci-après
La longueur minimale de recouvrement des barres longitudinales, de diamètre Φ_1 , est de :

- $(50 \Phi_1)$ en zones I, II et III (5.6)

Tableau 5. 9: Longueurs minimales des recouvrements des armatures longitudinales des poutres.

Φ (cm)	RPA 2024
1.20	60.00
1.40	70.00
1.60	80.00
2.00	100.00

5.2.3.6. Vérifications

1) À ELU :

Lors des vérifications à l'État Limite Ultime (ELU), des coefficients de sécurité partiels sont introduits afin de pondérer les actions et de minorer la résistance des matériaux, garantissant ainsi une marge de sécurité vis-à-vis du risque de rupture.

Dans le calcul relatif au « E.L.U » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s , γ_b).

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa.}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \quad (5.7)$$

Tableau 5. 10 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutre	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition
PP 1	100.87	0.93	3.33	Vérifiée
PP 2	109.81	1.01	3.33	Vérifiée
PP 3	186.97	1.73	3.33	Vérifiée
PS 1	138.77	1.28	3.33	Vérifiée
PS 2	148.11	1.37	3.33	Vérifiée
PS 3	83.66	0.77	3.33	Vérifiée

b) Vérification de la contrainte de compression dans la bielle de béton

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267.b_0.a.f_{cj} \quad (5.8)$$

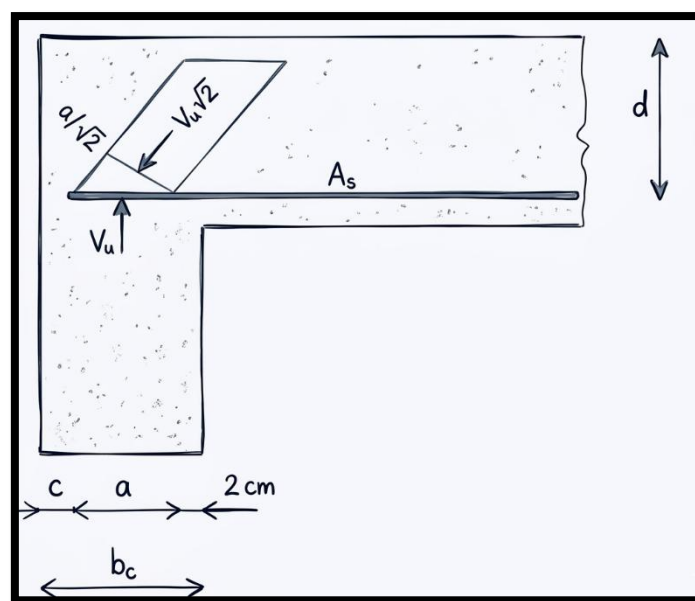


Figure 5. 2 : Vérification de la contrainte de bielle.

Avec : $a = b_c - c - 2 \text{ cm}$ (5.9)

Tableau 5. 12 : Vérification de la contrainte de compression (Bielle)

Poutre	V_u (KN)	$0.267.b_0.a.f_{cj}$ (KN)		Condition
		Poteau (40x40)	Poteau (35x35)	
PP 1	100.87	700.88	600.75	Vérifiée
PP 2	109.81			Vérifiée
PP 3	186.97			Vérifiée
PS 1	138.77			Vérifiée
PS 2	148.11			Vérifiée
PS 3	83.66			Vérifiée

NB : La justification de la bielle de compression s'applique aussi bien aux appuis de rive qu'aux appuis intermédiaires. Dans notre démarche, l'analyse a été menée en retenant la valeur maximale absolue de l'effort tranchant (cas le plus défavorable), ce qui sécurise et valide implicitement l'ensemble des autres configurations.

c) Vérification de la section des armatures minimale :

Au niveau d'un appui, deux exigences doivent être satisfaites : la section minimale des armatures longitudinales inférieures et la contrainte de compression dans la bielle

Les sections d'acier adoptées étant identiques pour les appuis de rive et intermédiaires, la vérification menée en zone d'about (appui de rive) est suffisante, car elle constitue la configuration la plus critique vis-à-vis du glissement du point

d'appui. Le contrôle des armatures inférieures est réalisé conformément aux prescriptions de l'article A.5.1,31 du BAEL 91 révisé 99 via la formule suivante :

$$A_{S1} \geq \frac{V_{ult} \cdot \gamma_s}{f_e} \quad (5.10)$$

Tableau 5. 4 : Vérification de la section des armatures minimale.

Poutre	As(cm ²)	Vu (KN)	$\frac{V_{ult} \cdot \gamma_s}{f_e}$	Conditions
	RPA2024			
PP 1	4.62	100.87	2.19	Vérifiée
PP 2	6.47	109.81	2.39	Vérifiée
PP 3	7.70	186.97	4.06	Vérifiée
PS 1	3.39	138.77	3.02	Vérifiée
PS 2	3.39	148.11	3.22	Vérifiée
PS 3	3.39	83.66	1.19	Vérifiée

d) Vérification de contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire « R_u »

On doit vérifier que :

$$\sigma_{mb} = \frac{R_u}{b_0 \cdot a} \leq 0.867 f_{cj} \quad (5.11)$$

Avec :

R_u : L'action verticale de l'appui intermédiaire, est égale à :

$$R_u = |V_{ug}| + |V_{ud}| \quad (5.12)$$

V_{ug} : L'effort tranchant à gauche de l'appui.

V_{ud} : L'effort tranchant droite de l'appui.

Par mesure de simplification et afin de se placer dans la configuration de calcul la plus défavorable, l'action verticale sur l'appui intermédiaire est majorée forfaitairement en prenant une valeur égale à **2V_u**, considérant le cas le plus défavorable.

Tableau 5. 5 : Vérification de la contrainte moyenne de compression au droit des appuis intermédiaires.

Poutre	V_u (KN)	R_u (KN)	σ_{mb} (MPa)		$0.867.f_{cj}$ (MPa)	Condition
			Pot (40x40)	Pot (35x35)		
PP 1	100.87	201.74	1.92	2.24	21.68	Vérifiée
PP 2	109.81	219.62	2.09	2.44	21.68	Vérifiée
PP 3	186.97	373.94	3.56	4.15	21.68	Vérifiée
PS 1	138.77	277.54	2.64	3.08	21.68	Vérifiée
PS 2	148.11	296.22	2.82	3.29	21.68	Vérifiée
PS 3	83.66	167.32	1.32	1.59	21.68	Vérifiée

2) À ELS**a) Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de la vérification, obtenus à l'aide du logiciel **Socotec**, sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 6 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé

Poutre	σ_{bc} (Mpa)		$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Condition
	En Appuis	En Travée		
PP 1	8.49	3.67	15.00	Vérifiée
PP 2	9.57	4.11		Vérifiée
PP 3	14.39	8.57		Vérifiée
PS 1	9.87	5.77		Vérifiée
PS 2	9.55	5.92		Vérifiée
PS 3	7.67	4.71		Vérifiée

Le point le plus critique étant l'appui de la PP 3 en Appuis avec 14,39MPa

b) Dans l'acier :

L'environnement de l'ouvrage n'induisant aucune agressivité particulière, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Par conséquent, aucune vérification complémentaire des contraintes de traction dans les armatures

longitudinales n'est requise à l'ELS, la condition de résistance à l'ELU restant prépondérante.

c) Vérification de la flèche :

L'évaluation de la déformabilité des poutres a été effectuée en extrayant la flèche maximale à partir du modèle numérique conçu sur le **logiciel Robot Structural Analysis**. La valeur ainsi obtenue doit impérativement satisfaire au critère de flèche admissible.

Tableau 5. 7 : Vérification de la flèche des poutres

Poutre	Δf_T (mm)	$f_{adm} \left(\frac{L}{500} \right)$ $f_{adm} 0.005 + \left(\frac{L}{1000} \right)$ (mm)	Condition
PP 1	3.6	10.38	Vérifiée
PP 2	4.0	10.38	Vérifiée
PP 3	4.6	10.38	Vérifiée
PS 1	2.1	6.6	Vérifiée
PS 2	1.75	6.6	Vérifiée
PS 3	1.6	6.6	Vérifiée

5.2.4. Section des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est régi par les spécifications de l'équation (6.53). Dans le cadre de ce projet, le choix s'est porté sur des aciers de diamètre $\Phi = 8\text{mm}$ pour l'ensemble des poutres (principales et secondaires). Par conséquent, l'aire de la section droite de ces armatures transversales se calcule de la manière suivante:

$$A_t = N_{br} \cdot \left(\pi \cdot \frac{\Phi_t^2}{4} \right) \quad (5.13)$$

$$A_t = 2 \times 0.5 = 1.01 \text{ cm}^2$$

L'espace maximale

Selon le BAEL 91 révisée 99, l'espace est déterminé par la formule suivante :

$$s_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_c}{\gamma_s \cdot b_0 \left(\tau_u - 0.3 f_{tj} \right)} \quad (5.14)$$

On calcul par la valeur maximale de τ_u (cas plus défavorable).

$$s_t = \frac{0.9 \times 101 \times 400 \times 10^{-1}}{1.15 \times 300 \times (1.02 - 0.3 \times 2.1)} = 25.76 \text{ cm}$$

L'espacement doit vérifier la condition suivante :

$$s_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min (28.80 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc, on prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

5.2.4.1 Vérification des exigences de RPA2024

Les exigences réglementaires du RPA 2024 conditionnent le ferrailage transversal minimal ainsi que l'espacement limite des cours d'armatures (en zone nodale et courante) directement selon le niveau de sismicité de la région d'implantation du projet.

a) L'espacement

En zone nodale : $S_t \leq \min (10\phi, 12.5\text{cm})$ en zone. II ; $S_t = 12.5\text{cm}$

En zone courante : $S't \leq h/2 ; 15\phi$, en zone II

Avec : $S't = 18\text{cm}$

On aura alors :

Le choix des barres est le suivant : $2\phi 8 \dots\dots\dots A_t = 1.01\text{cm}^2$

$$S_{t, \text{adopté}} = \min \{S_{t, \text{BAEL}} ; S_{t, \text{RPA}}\} \dots\dots\dots S_t = 10\text{cm}$$

Tableau 5. 8 : Vérification de l'espacement selon RPA 2024.

Poutre	S_t (cm)	RPA 2024		Condition	Choix (cm)
		Zone nodale s (cm)	Zone courante s' (cm)		
PP	20.00	10.00	15.00	Vérifiée	10/15
PS	20.00	10.00	15.00	Vérifiée	10/15

b) La quantité des armatures transversales minimales :

On prend le cas le plus défavorable :

$$A_t = (0.003).s.b \quad (5.15)$$

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 7.2 \times 30 = \mathbf{0.648 \text{ cm}^2}$$

$$A_{t, \text{RPA}} = 0.003.S_t.b = 0.648 \text{ cm}^2 > A_{t, \text{BAEL}} = 0.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

5.2.5. Schéma de ferrailage

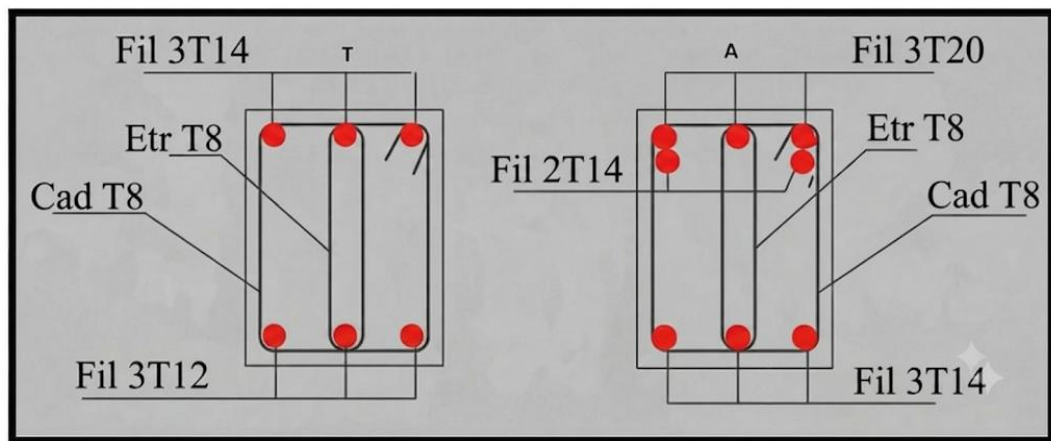


Figure 5. 4 : Ferrailage de la poutre PP 2.

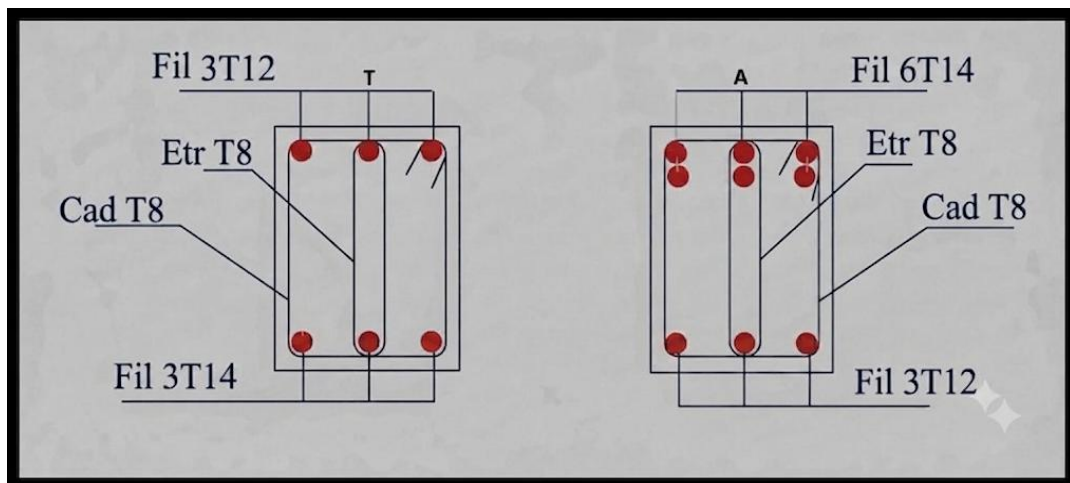


Figure 5. 5 : Ferrailage de la poutre PP 2.

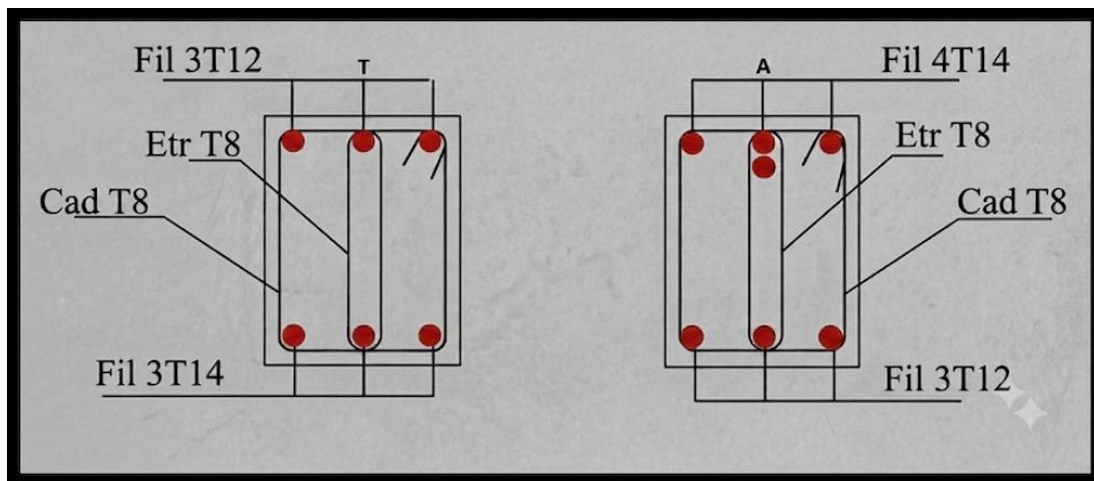


Figure 5. 6 : Ferrailage de la poutre PS 1.

5.3. Calcul des poteaux

Le système porteur vertical, constitué par les poteaux, encaisse et transmet l'intégralité des sollicitations statiques et dynamiques issues des différents planchers de l'ouvrage, afin de les transmettre directement vers les fondations. Au-delà de leur rôle de stabilisation sous sollicitations verticales, ils participent activement — lorsqu'ils sont associés aux poutres pour former des portiques — à la reprise des actions horizontales, notamment les forces sismiques.

En raison de la simultanéité des efforts, les poteaux sont soumis à un effort normal couplé à des moments fléchissant agissant dans les deux directions orthogonales. Par conséquent, leur dimensionnement est mené en flexion composée déviée, sous une hypothèse de fissuration considérée comme peu préjudiciable.

5.3.1. Représentation des poteaux

Toujours dans le cadre de l'optimisation des matériaux, les poteaux ont été classifiés en différents types :

- **P1** : (40x40) cm².

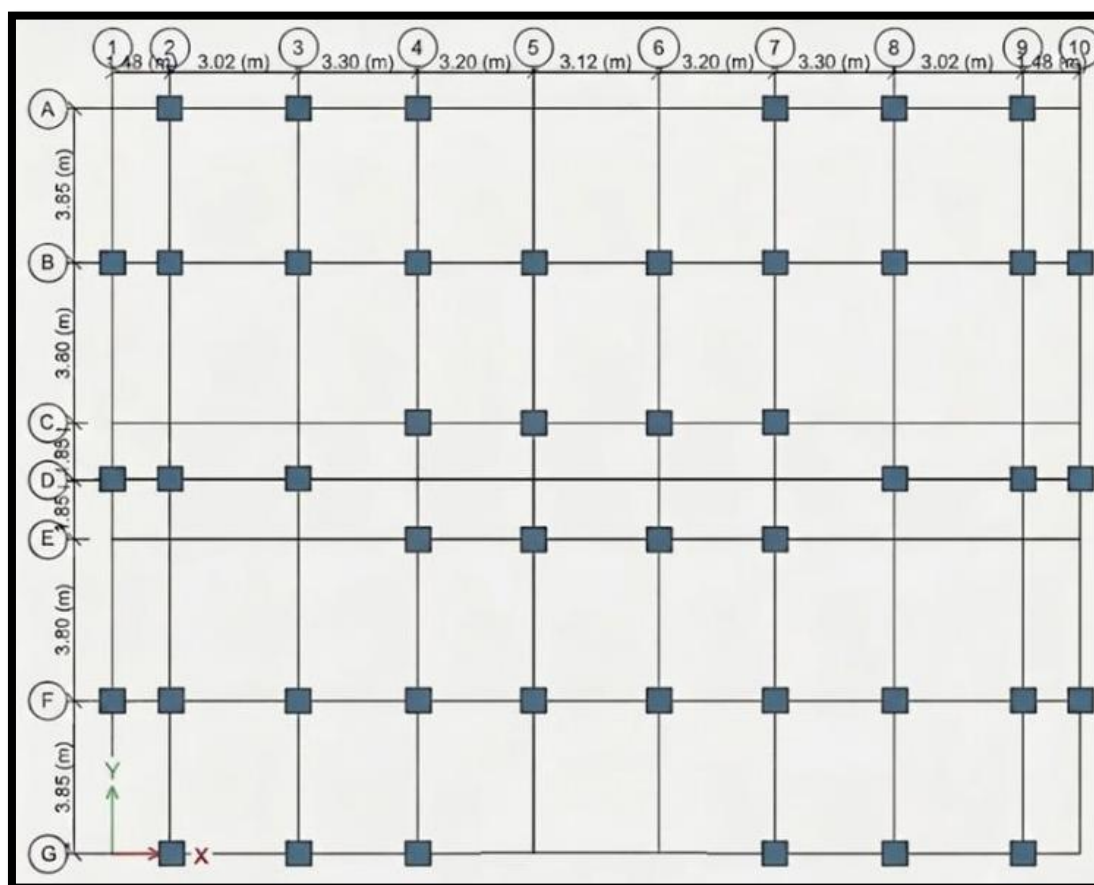


Figure 5. 7 : Les poteaux des étages 1 et 2.

➤ **P2** : (35x35) cm².

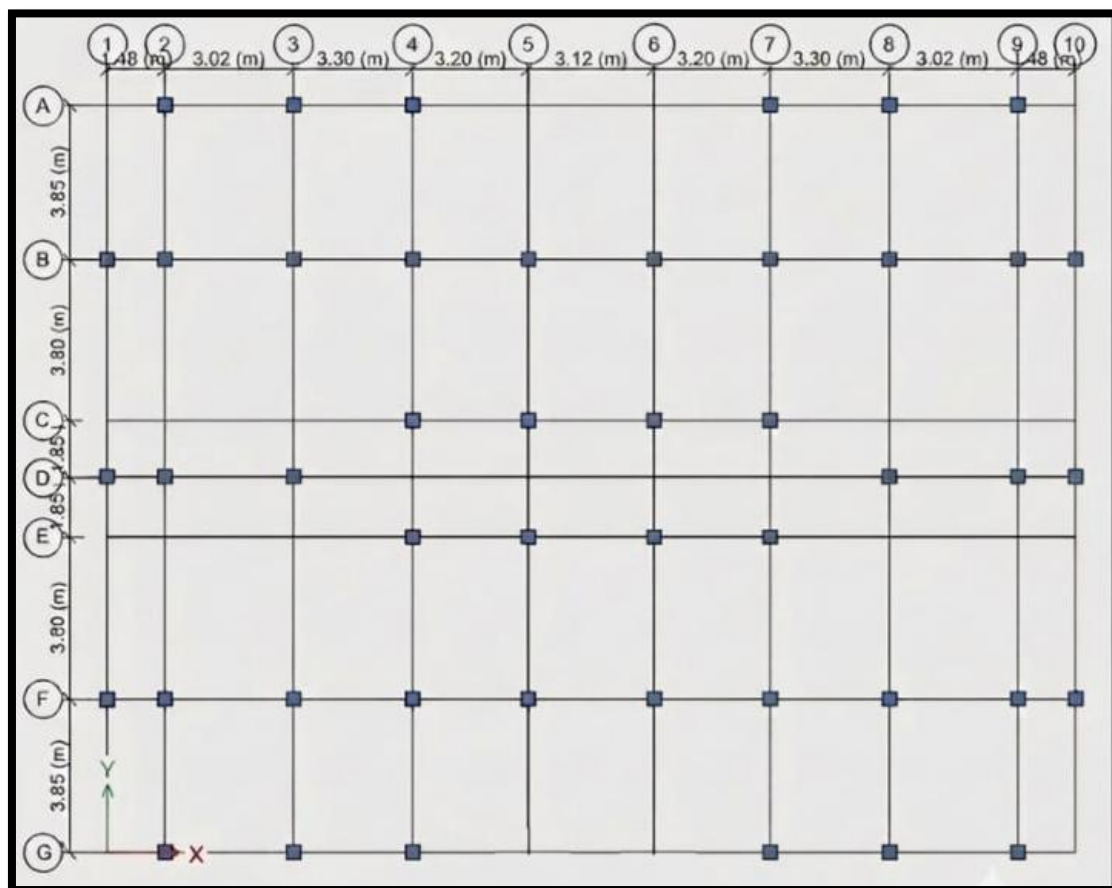


Figure 5. 8 : Les poteaux des étages 3,4 et 5.

Remarque : Les poteaux structurellement solidaires des voiles de contreventement ne sont pas traités comme des éléments isolés au sens classique, mais sont assimilés à des raidisseurs d'extrémités. Leur dimensionnement est par conséquent intégré à l'étude des voiles, prenant en compte leur apport direct à la rigidité et à la stabilité d'ensemble de la structure.

5.3.2. Sollicitations

Le dimensionnement des poteaux intègre les combinaisons d'actions issues des charges permanentes (G) et d'exploitation (Q), conformément aux règles BAEL 91 révisées 99 pour les situations durables. En situation accidentelle, ils sont soumis aux combinaisons sismiques édictées par le RPA 2024. L'ensemble de ces combinaisons d'actions fondamentales et accidentelles a fait l'objet d'un inventaire détaillé au paragraphe 3.7.3 (Tableau 3.10).

À partir de ces combinaisons on distingue les cas suivants :

➤ Effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{\max}$, $M_{\text{cor-y}}$, $M_{\text{cor-z}}$).

- Moment maximal et un effort normal correspondant (M_{y-max} , M_{z-max} , N_{cor-y} , N_{cor-z}).
- Effort normal minimal et un moment correspondant (N_{min} , M_{cor-y} , M_{cor-z}).

Les sollicitations des poteaux obtenues par le modèle numérique de logiciel Robot Structural Analysis sont présentées par le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 18 : Synthèse des sollicitations extrêmes de calcul pour le poteau P1.

Sollicitation	Comb	Poteau « 40*40 »		
		RPA 2024		
		N_{cor} (KN)	M_{cor-y} (KN.m)	M_{cor-z} (KN.m)
N_{max} (KN)	ELU	1665.64	-1.11	4.31
N_{max} (KN)	ELS	1213.07	-0.81	3.14
N_{max} (KN.m)	ELA	882.44	-17.92	3.95
M_{y-max} (KN.m)	ELA	186.11	27.36	-4.97
M_{z-max} (KN.m)	ELA	372.59	3.33	41.23

Tableau 5. 19 : Synthèse des sollicitations extrêmes de calcul pour le poteau P2.

Sollicitation	Comb	Poteau « 35*35 »		
		RPA 2024		
		N_{cor} (KN)	M_{cor-y} (KN.m)	M_{cor-z} (KN.m)
N_{max} (KN)	ELU	986.98	-4.26	11.21
N_{max} (KN)	ELS	719.53	-3.1	8.17
N_{max} (KN.m)	ELA	351.49	-14.83	5.27
M_{y-max} (KN.m)	ELA	54.13	27.67	-28.75
M_{z-max} (KN.m)	ELA	78.56	-18.4	46.32

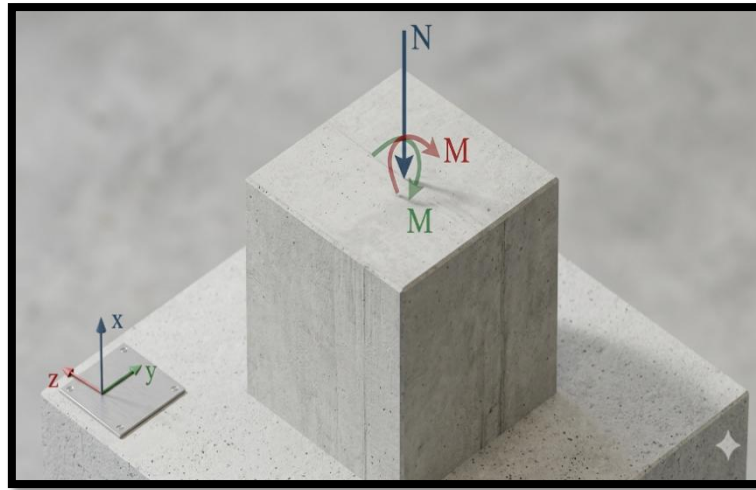


Figure 5. 9 : Les sollicitations et le repère locale des poteaux.

Note : Par convention, un effort normal positif ($N > 0$) caractérise un effort de compression $N_{\max}$, tandis qu'un effort normal négatif ($N < 0$) indique un effort de traction $N_{\min}$.

5.3.3. Calcul de la section des armatures longitudinales

Le calcul des sections d'armatures longitudinales des poteaux a été conduit numériquement à l'aide du logiciel Robot Expert. Afin d'intégrer fidèlement la mise à jour du **RPA 2024** relative à la modification du coefficient de sécurité du béton

$$f_{c28} = \frac{1.15 \cdot f_{bu2024}}{0.85} \quad (5.16)$$

$$\Rightarrow f_{c28} = 23.96 \text{ MPa.}$$

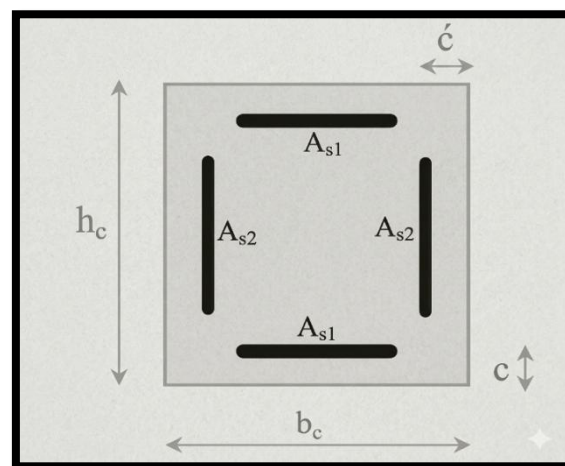


Figure 5. 10 : Section du poteau à ferrailer

Avec :

- **c et $\bar{c}$** : L'enrobage, il est pris égale à **3.00 cm**
- **h_c** : La largeur du poteau.
- **b_c** : La longueur du poteau.

Par ailleurs, le dimensionnement des aciers est soumis aux exigences minimales et maximales dictées par le code parasismique. Les deux versions du règlement (RPA 99/v2003 et la mise à jour RPA 2024) encadrent les pourcentages de ferrailage à travers des critères stricts, détaillés précédemment dans le Tableau 2.19 (§ 2.2.7.2.1.a). Pour notre projet (Zone II), ces seuils réglementaires se définissent comme suit :

➤ **Section minimale d'armature :**

$$\{A_{\min} = 0.8\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{Pour RPA 2024}$$

➤ **Section maximale d'armature dans la zone courante :**

$$\{A_{\max} = 4\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{Pour RPA 2024}$$

➤ **Section maximale d'armature dans la zone de recouvrement :**

$$\{A_{\max} = 6\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{Pour RPA 2024}$$

Les résultats du calcul de ferrailage, obtenus à l'aide du logiciel **Robot Expert**, sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 20 : Section des armatures théorique nécessaire pour le ferrailage des poteaux.

Poteau	$A_{\min \text{ BAEL}}$ (cm ²)	RPA 2024		
		A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	$A_{sth\text{-}totale}$ (cm ²)
P1(40*40)	6.40	2	1.2	6.4
P2(35*35)	5.60	1.9	2.1	8

Choix des armatures :

Lors de la disposition finale des armatures longitudinales dans les poteaux, deux critères fondamentaux doivent être rigoureusement respectés :

1. **L'espacement maximal entre les barres (b_i)** : Conformément aux exigences du RPA présentées dans le **Tableau 2.19** (§ 2.2.7.2.1.a), la distance maximale mesurée entre deux barres verticales consécutives sur une même face du poteau ne doit pas excéder, pour notre zone (Zone II) :

$$b_i = 25 \text{ cm}$$

2. **La répartition par face :** La vérification que la section d'acier totale calculée est équitablement distribuée sur chaque face du poteau (ou répond aux sollicitations par axe de flexion).

À des fins de clarification, l'application de ces dispositions constructives est illustrée à travers l'exemple pratique suivant :

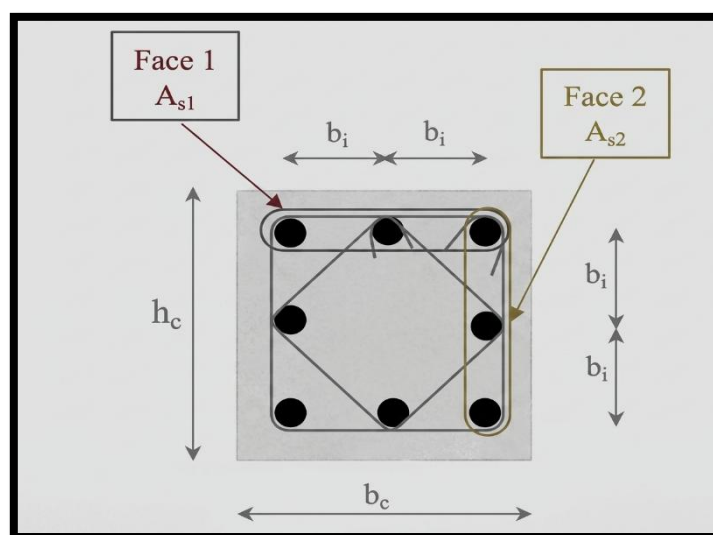


Figure 5. 11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

Tableau 5. 21 : Choix des armatures des poteaux pour RPA 2024.

Poteau	A_{sth} (cm ²)	Exigences			Choix (RPA 2024)			Conditions
		A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	b_i (cm)	Armatures	A_{adp} (cm ²)	b_{i-adp} (cm)	
P1(40*40)	6.4	12.80	64	20	4T16 + 4T16	16.08	17	Vérifiée
P2(35*35)	8	9.80	49	20	4T14 + 4T14	12.31	14.5	Vérifiée

5.3.3.1. Recouvrement selon RPA

Les deux versions de RPA présentent des longueurs minimales des recouvrements en fonction de la zone sismique (Tableau 2.19) (cf. § a.2.2.7.2.2).

{50. Φ_1 Pour RPA 2024

Tableau 5. 22 : Longueurs minimales des recouvrements des armatures longitudinales des poteaux.

Φ (cm)	L (cm)
1.20	60.00
1.40	70.00
1.60	80.00

5.3.3.2. Vérifications

Afin de mener à bien les vérifications vis-à-vis de l'état limite ultime de cisaillement et de garantir la résistance des poteaux, il est impératif de déterminer l'effort tranchant maximal sous les combinaisons d'actions durables (ELU) et accidentelles (RPA).

Les valeurs maximales de l'effort tranchant, extraites du modèle numérique développé sur le logiciel Robot Structural Analysis, sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau 5. 23 : Effort tranchant maximale dans les poteaux.

Poteau	V_u (KN)	
	ELU	ELA
P1(40*40)	35.54	32.43
P2(35*35)	28.13	25.04

1) À ELA (Exigences de RPA) :**a) Vérification de l'effort normal réduit :**

Il est déjà vérifié (cf. § 5.9.6).

b) Vérification de sollicitation tangente :

Selon les deux versions de RPA, La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton « τ_u » sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur max « $\overline{\tau_u}$ ».

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28} \quad (5.17)$$

L'objectif principal de ce critère est de prémunir les « poteaux courts » contre les ruptures par cisaillement pur, génératrices de désordres structuraux majeurs lors des séismes. Lorsque leur présence est requise par l'architecture, l'essentiel du cisaillement de l'étage doit être transféré vers les éléments rigides de contreventement (voiles).

Avec :

ρ_d : Un coefficient correcteur, il est égal à 0.075 si l'élanement géométrique « λ_g », dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 ; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

- **L'élanement géométrique** : pour les poteaux de forme carré, il est déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b_c} = \frac{l_f}{h_c} \quad (5.18)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{b_c} = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.36 > 5 \dots\dots\dots \text{Pour les poteaux P1} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b_c} = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5 \dots\dots\dots \text{Pour les poteaux P2} \end{array} \right.$$

On prend ρ_d égal à **0.075**

Tableau 5. 24 : Vérification de sollicitation tangente selon RPA.

Poteau	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Condition
P1(40*40)	0.24	1.88	Vérifiée
P2(35*35)	0.32	1.88	Vérifiée

2) À ELU

a) Vérification stabilité de forme

Pour l'évaluation des éléments en flexion composée, le contrôle de la stabilité au flambement est requis. Cet état limite est régi par l'effort normal ultime, qui quantifie l'effort axial maximal supporté par la section sans rupture par instabilité. Concernant notre structure, les longueurs de flambement « L_0 » prises en compte sont de 3,06 m (poteau1) et 3,06 m (poteau2).

Tableau 5. 25 : Vérification de stabilité de forme selon RPA 2024.

Poteau	l_f (m)	λ	α	B_r (m ²)	A_s (cm ²)	N_{u-lim} (KN)	N_u (KN)	Condition
P1(40*40)	2.142	18.56	0.80	0.14	16.08	2668.51	1036.97	Vérifiée
P2(35*35)	2.142	21.46	0.79	0.11	12.31	2097.00	507.73	Vérifiée

3) À ELS :**a) Dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5. 26 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé.

Poteau	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Condition
P1(40*40)	8.4	15.00	Vérifiée
P2(35*35)	11.1		Vérifiée

b) Dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire pour les armatures.

5.3.4. Calcul de la section des armatures transversales**a) Détermination du diamètre des armatures transversales :****Tableau 5. 27 : Diamètre des armatures transversales.**

Poteau	$h_c/35$ (mm)	$b_c/10$ (mm)	Φl_{min} (mm)	Choix
P1(40*40)	11.43	40.00	16	T8
P2(35*35)	10.00	35.00	14	T8

b) Section des armatures transversales

On a choisi des armatures transversales de 8 mm pour les deux types du poteau. La section des armatures transversale est calculée par la formule :

$$A_t = 4 \times 0.5 = 2.01 \text{ cm}^2$$

NB : On utilise des cadres de FeE400.

c) L'espacement maximale

Afin de garantir le confinement du béton et de prévenir le flambement des aciers longitudinaux, l'entraxe des cours d'armatures transversales (S_t) doit impérativement satisfaire aux conditions limites suivantes

L'espacement doit vérifier la condition suivante :

Zone nodale

$$s \leq \min (10\Phi_l ; 12.5\text{cm})$$

$$s \leq \min (16\text{cm} ; 12.5 \text{ cm}) = 12.5 \text{ cm}$$

Donc, on prend : $S_t = 12.5 \text{ cm}$

Zone courante :

$$s \leq (15\Phi_l) \Rightarrow s \leq (21\text{cm})$$

Donc,

On prend: $S_t = 21 \text{ cm}$

5.3.4.1. Vérification

les critères de ferrailage transversal en fonction de la sismicité du site. Il fixe ainsi des seuils minimaux pour les sections d'armatures et des valeurs plafonds pour leurs espacements, en distinguant les exigences requises au sein des zones nodales de celles des zones courantes (Tableau 2.20) (cf. § 2.2.7.2.1.b).

➤ **L'espacement**

Tableau 5. 28: Vérification de l'espacement selon RPA 2024.

Poteau	RPA 2024		Choix	
	Zone nodale (t) (cm)	Zone courante (t') (cm)	Z nod	Z cour
P1(40*40)	12.5	21	10	15
P2(35*35)	12.5	21	10	15

L'espacement doit aussi vérifier la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_c f_e} \quad (5.19)$$

On a λ_g supérieur à 5 dans les deux poteaux, donc, on prend ρ_a égale à 2.5

Tableau 5. 29 : Vérification de l'espacement selon RPA.

Poteau	A_t/t		$(\rho_a \cdot V_u)/(h_c f_c)$	Condition
	Zone nodale	Zone courante		
P1(40*40)	0.20	0.13	0.04	Vérifiée
P2(35*35)	0.20	0.13	0.04	Vérifiée

Exemple de calcul (P1-Zone nodale) :

$$\frac{2.01}{10} = 0.20 > \frac{2.5 \times 35,54}{40 \times 500 \times 10^{-1}} = 0.04$$

Exemple de calcul (P2-Zone nodale) :

$$\frac{2.01}{10} = 0.20 > \frac{2.5 \times 28.13}{40 \times 500 \times 10^{-1}} = 0.04$$

La quantité des armatures transversales minimales :

La vérification s'effectue Étant donné que λ_g est supérieur à 5, la vérification requise devient :

(5.20)

$$\frac{A_t}{t.b_c} \% \geq 0.3\%$$

Tableau 5. 30: Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales des poteaux.

Poteau	$A_t/(t.b_c)$		Condition
	Zone nodale	Zone courante	
P1(40*40)	0.50	0.33	Vérifiée
P2(35*35)	0.58	0.38	Vérifiée

5.3.4.2. Détermination de la zone nodale des poteaux

La zone nodale des poteaux est définie par le tableau (2.18) (cf. §2.2.7.2.1)

Tableau 5. 31 : Zone nodale des poteaux.

Poteau	RPA 2024
P1(40*40)	60 cm
P2(35*35)	60 cm

5.3.4.3. Ductilité pour la zone nodale (RPA2024)

Il faut vérifiée que : $l_{cr} = \max(1.5h_c; l_{cl}/6; 60\text{cm})$ (5.21)

Exemple de calcul :

$$l_{cr} = \max(1.5 \times 40; 266/6; 60\text{cm}) \Leftrightarrow l_{cr} = \max(60\text{cm}; 44.33\text{cm}; 60\text{cm}) \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Il faut vérifiée que : $(l_{cl}/h_c) \geq 3$

Exemple de calcul :

$$\frac{(266)}{40} \geq 3 \Leftrightarrow 6.65 \geq 3 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

5.3.5. Schéma de ferrailage

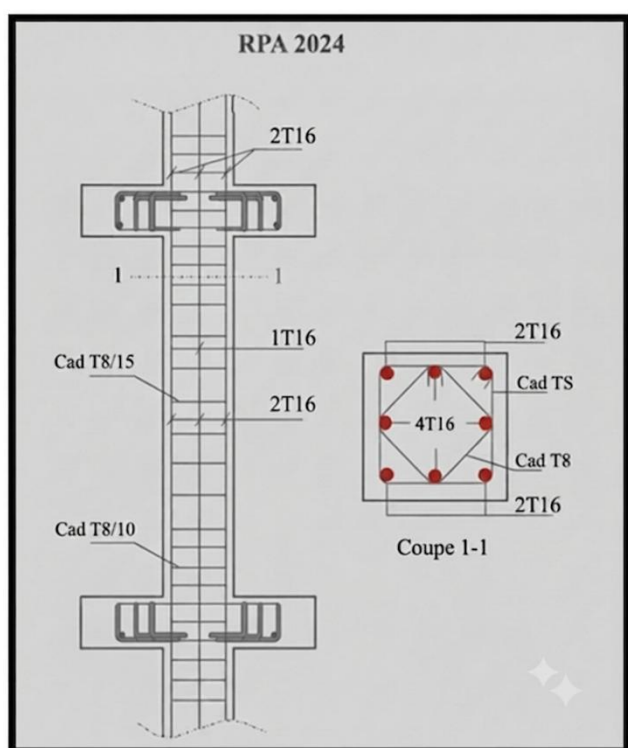


Figure 5. 12 : Ferrailage du poteau P1(40*40).

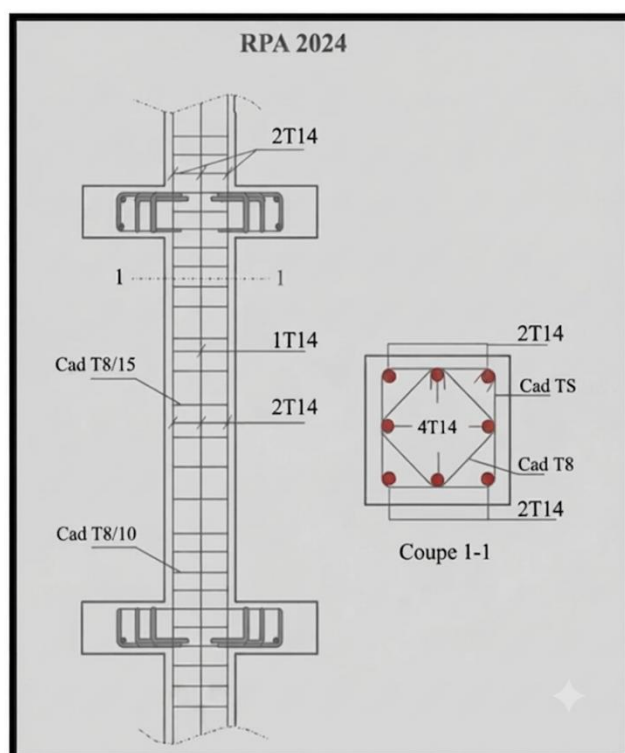


Figure 5. 13 : Ferrailage du poteau P2(35*35).

5.4. Calcul des voiles

Les voiles constituent le système de contreventement principal de la structure. Ils ont pour rôle de reprendre et de transférer les efforts horizontaux (séisme et vent) vers les infrastructures.

Modélisés comme des consoles encastrées en pied dans le système de fondation, ces éléments subissent des sollicitations de flexion composée associées à un effort tranchant. Les conditions environnementales permettent de retenir l'hypothèse d'une fissuration peu préjudiciable.

5.4.1. Représentation des voiles

Les voiles ont été classifiées en différents types présentés par la figure, ces voiles sont ferrailés dans une zone :

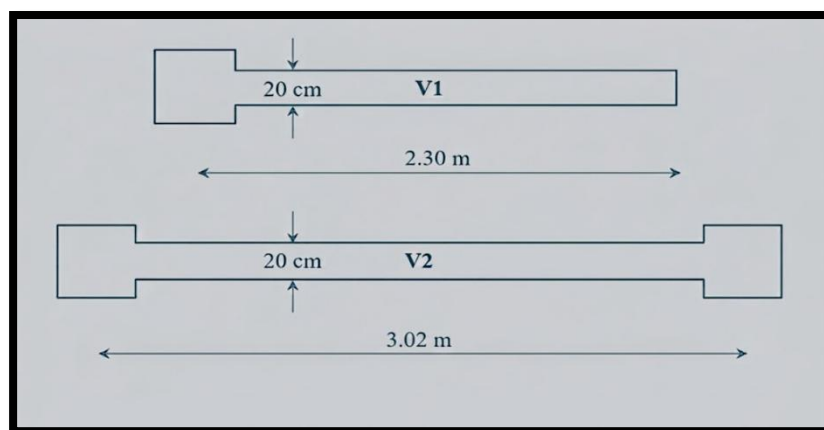


Figure 5. 14 : Les types des voiles dans la structure.

5.4.2. Sollicitations

Le dimensionnement des voiles de contreventement est mené en plaçant la structure sous les combinaisons d'actions sismiques (accidentelles), ces dernières constituant les situations transitoires les plus défavorables édictées par le règlement parasismique. sont détaillées dans le tableau 3.10 (cf. § 3.7.3).

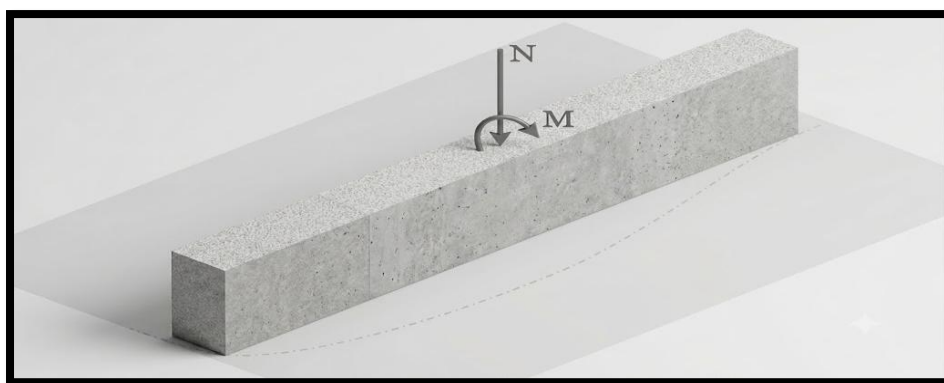


Figure 5. 15 : Les sollicitations des voiles.

Il convient de souligner que la mise à jour du RPA 2024 introduit des exigences rigoureuses, matérialisées par une amplification systématique des moments fléchissant de calcul des voiles afin de prévenir les risques de rotulation plastique prématurée en pied. Les sollicitations enveloppes qui en résultent, extraites du modèle numérique développé sur le logiciel Robot Structural Analysis, sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau 5. 32 : Les sollicitations des voiles issus d'analyse selon RPA 2024.

Voile	Sollicitation		
	N (KN)	M (kN.m)	V (kN)
V1	-122.99	662.76	183.05
V2	-871.58	1132.62	474.72

Afin d'établir l'enveloppe définitive des sollicitations de dimensionnement en conformité avec les règles parasismiques, la démarche suivante est rigoureusement appliquée :

- Identification et classification géométrique du type de voile à justifier.
- Détermination de la hauteur critique de la zone plastique du voile.
- Application des coefficients d'amplification réglementaires

5.4.2.1.1. Vérification des types des voiles

Le **RPA 2024** introduit une classification des voiles en trois catégories principales :

- **Voiles élancés** : Caractérisés par un élancement géométrique où le rapport entre la hauteur totale et la longueur est strictement supérieur à 2 : $\frac{h_w}{L_w} > 2$
- **Voiles courts** : Caractérisés par un rapport hauteur/longueur au plus égal à 2, sans descendre en dessous du seuil des grandes dimensions : $\frac{2}{3} \leq \frac{h_w}{L_w} \leq 2$
- **Voiles de grandes dimensions** : Caractérisés par un rapport hauteur/longueur inférieur à 2/3 : $\frac{h_w}{L_w} < \frac{2}{3}$

Dans notre structure, tous les voiles s'étendent de la base jusqu'au dernier niveau, atteignant une hauteur totale de **15,96 m**.

Donc :

Tableau 5. 33 : Vérification des différents types de voiles de contreventement.

Voile	l_w (m)	h_w/l_w	Type
V1	2.30	6.93	Élancé
V2	3.02	5.28	Élancé

5.4.2.1.2. Détermination de la hauteur critique « h_{cr} »

La hauteur « h_{cr} » de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) \quad (5.22)$$

Avec :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \dots\dots \text{Pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e \dots\dots \text{Pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Tableau 5. 34 : Détermination de « h_{cr} »

Voile	l_w (m)	$h_w / 6$ (m)	h_e (m)	h_{cr} (m)
V1	2.30	2.66	2.71	2.71
V2	3.02	2.66	2.66	2.66

5.4.2.1.3. Diagrammes de calcul

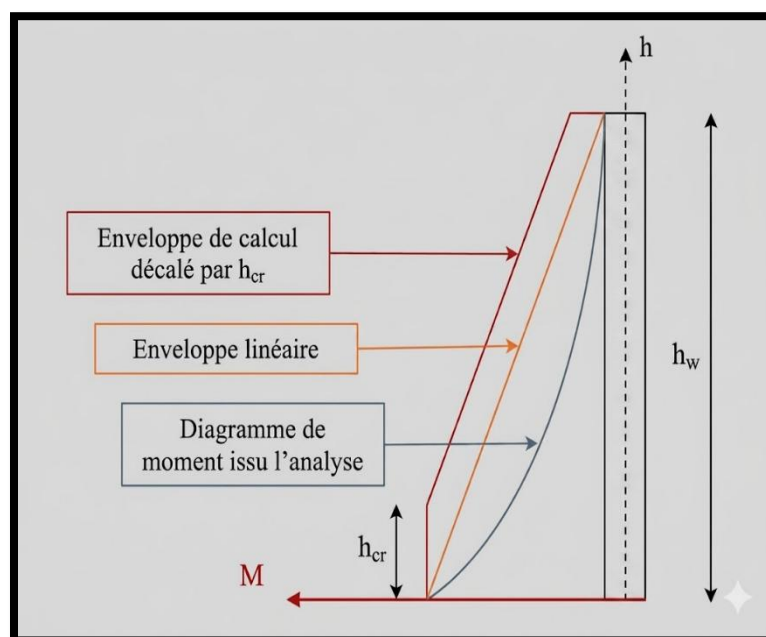


Figure 5. 16 : : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

Pour les systèmes à contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, d'une distance déplace verticalement égale à la hauteur (**h_{cr}**) de la zone critique du voile.

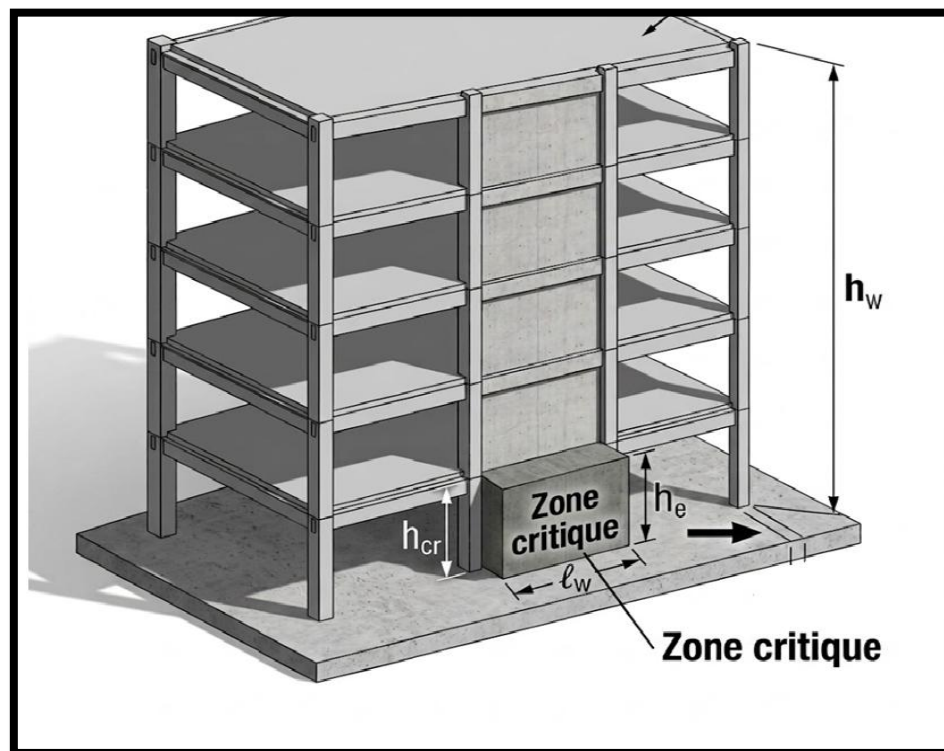


Figure 5.17 : la zone critique à la base de voile.

a) Effort tranchant :

Le **RPA 2024** introduit une méthodologie spécifique pour l'établissement du diagramme enveloppe des efforts tranchants de calcul V_d . Cette enveloppe réglementaire est construite en fonction de la hauteur du voile

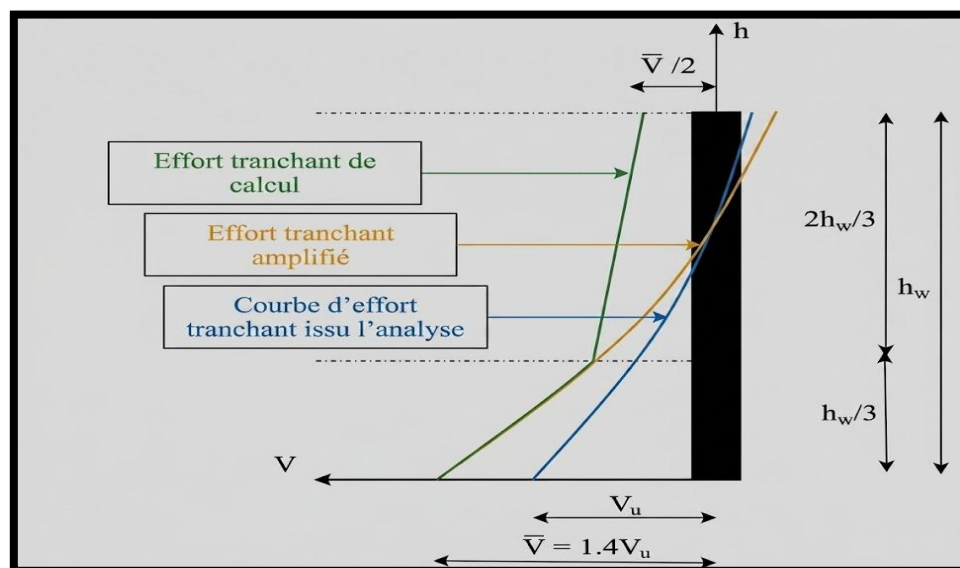


Figure 5.18 : Enveloppe de calcul d'effort tranchant.

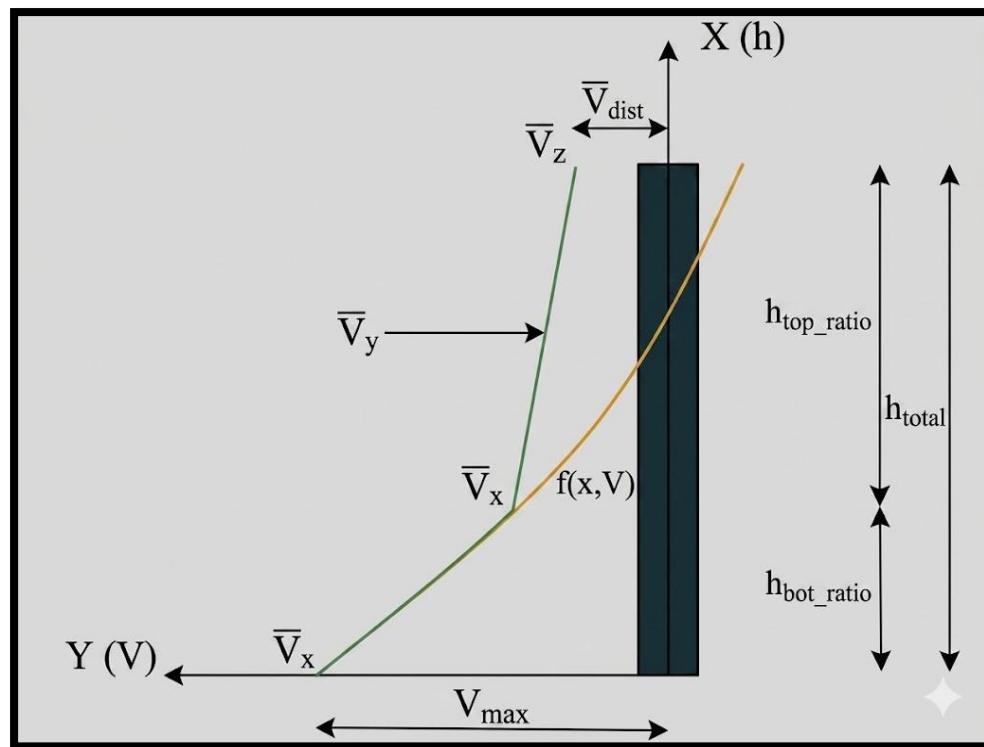


Figure 5.19 : Courbes de calcul des efforts tranchant selon RPA 2024.

5.4.2.1.4. Application

Les diagrammes d'enveloppe de calcul des moments fléchissant des voiles sont présentés par la figure suivante :

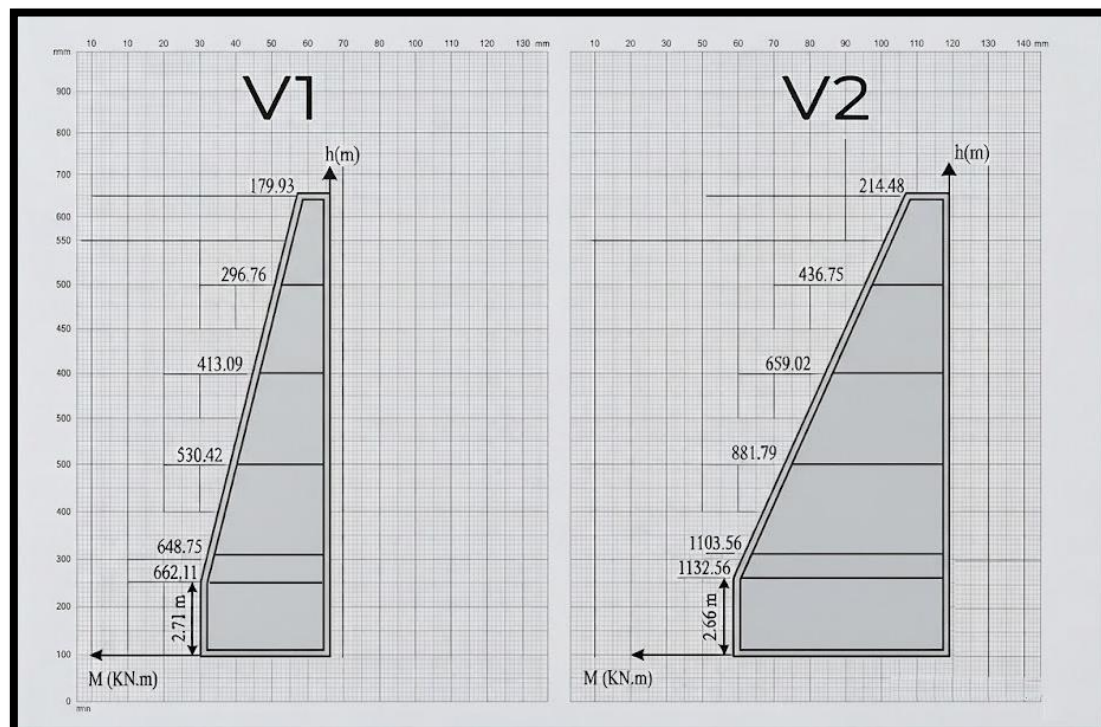


Figure 5.20 : Diagrammes d'enveloppe de calcul des moments fléchissant des voiles

Tableau 5. 35 : Les sollicitations de calcul des voiles.

Voile	Sollicitation		
	N (KN)	M (KN.m)	$\bar{V}$ (KN)
V1	-122.99	662.76	183.05
V2	-871.58	1132.62	474.72

5.4.3. Calcul de la section des armatures longitudinales

Le dimensionnement du ferrailage longitudinal des voiles est effectué par une approche de calcul analytique classique en flexion composée.

Avec :

➤ **d** : hauteur utile de la section, il est pris égale à **0.9l_w** selon les deux versions de RPA.

Les résultats du calcul de ferrailage sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 36 : Sections d'armatures théoriques requises pour le ferrailage des voiles.

Voile	A _{min} BAEL (cm ²)	RPA 2024
		A _{s-SOC} (cm ²)
V1	4.35	13.03
V2	6.26	18.02

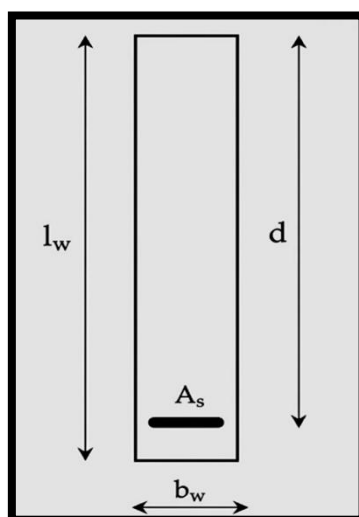


Figure 5. 21 : Section de voile à ferriller.

- Détermination des parties confinées des voiles

Le RPA 2024 introduit des nouvelles exigences concernant le béton situé aux extrémités des voiles notamment les raidisseurs, il est confiné sur une longueur « l_c », mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$. La longueur de la partie confinée doit respecter la condition suivante :

$$l_c \geq \max \{0.15l_w ; 1.5b_w\} \quad (5.24)$$

L'épaisseur « b_c » de partie confinée doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b_c \geq 20 \text{ cm} \\ \text{Si } l_c > \max \{0.2l_w ; 2b_w\} \text{ on prend } b_c \geq h_e/10 \\ \text{Si } l_c \leq \max \{0.2l_w ; 2b_w\} \text{ on prend } b_c \geq h_e/15 \end{cases} \quad (5.25)$$

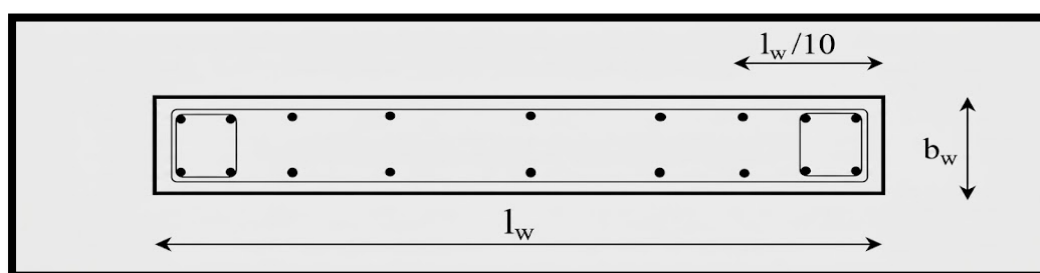


Figure 5. 23 : Élément de rive pour les voiles.

La longueur, l'épaisseur de la partie confinée et les conditions à satisfaire sont présentés par le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 37 : Calcul de parties confinées.

Voile	l_{c-th} (cm)	b_c (cm)	$0.2l_w$ (cm)	$2b_w$ (cm)	l_{c-adp} (cm)	$h_e/10$ (cm)	Condition
V1	35.00	40	46.00	40	50.00	27.1	Vérifiée
V2	45.00	40	60.00	40	70.00	26.6	Vérifiée

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{c-min} \geq 0.5\%.b_c.L_c \quad (5.26)$$

Le tableau suivant représente les sections minimales des armatures dans les zones confinées :

Tableau 5. 38 : Sections minimales des armatures dans les zones confinées

Voile	A_{c-min} (cm ²)
V1	10.00
V2	14.00

5.4.3.2. Choix des armatures

Lors de la sélection des armatures des voiles, il est impératif de se conformer strictement aux exigences édictées par le règlement parasismique. Ces spécifications encadrent principalement les sections minimales d'acier, l'espacement maximal des barres verticales ainsi que les dispositions constructives destinées à assurer la continuité des armatures et la qualité de la mise en œuvre sur chantier.

Au droit des joints de reprise de bétonnage, les efforts tranchants sont repris par des armatures de couture, dont la section est déterminée à l'aide de la relation de calcul correspondante.

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_c} \right) \quad (5.28)$$

Seule la section d'armatures complémentaire, correspondant à la différence entre la section requise et celle des armatures déjà en place, est ajoutée. Ces armatures doivent être réalisées avec des barres de diamètre minimal égal à 10 mm.

Tableau 5. 39 : Choix des armatures des voiles.

Voile	A_{s-soc} (cm ²)	A_{c-min} (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	Choix (RPA 2024)				
				Choix (Zone tendue)	A_{adp} (cm ²)	Choix Zone (courante)	espm	A_{adp} (cm ²)
V1	13.03	10.00	13.84	2x(6T14+2T12)	22.99	2x(6T14)20cm	20cm	18.46
V2	18.02	14.00	14.62	2x(9T12)	20.36	2x(7T14)20cm	20cm	21.4

5.4.4. Calcul de la section des armatures horizontales

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e} \quad (5.29)$$

Avec:

Donc:

$$\Rightarrow A_h \geq \frac{\bar{V}.s}{z.f_e} \quad (5.30)$$

Tableau 5. 40 : Calcul d'armatures horizontales selon RPA 2024.

Voile	z (cm)	A _h (cm ²)	Choix	A _{h-adp} (cm ²)
V1	180	0.70	2T10	1.57
V2	232	0.57	2T10	1.57

5.4.5. Calcul de section des armatures de confinement

L'espacement entre les armatures de confinement doivent satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min \left(b_0/3 ; 12.5 \text{ cm} ; 6\Phi_1 \right)$$

$$S_t \leq \min(11.66 \text{ cm} ; 12.5 \text{ cm} ; 7.2 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 7.2 \text{ cm}$$

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive « A_t », **mesurée dans le sens parallèle** à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur « h_{cr} » et doit satisfaire la condition :

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09.S_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0.3.S_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right. \quad (5.32)$$

Tableau 5. 41 : Calcul d'armatures de confinement.

Voile	b ₀ (cm)	S _t (cm)	A _g (cm ²)	A _c (cm ²)	A _t (cm ²)	Choix	A _{tadp} (cm ²)
V1	35.00	7.00	1600	1225.00	1.60	4T8 (2 cadres)	2.01
V2	35.00	7.00	1600	1225.00	1.60	4T8 (2 cadres)	2.01

5.4.6. Recouvrement des armatures longitudinales

Le RPA 2024 présente la longueur minimale des recouvrements égale à $60.\Phi_1$.

5.4.7. Vérifications

1) À ELA (Exigences de RPA) :

a) Vérification de contrainte de cisaillement :

Le RPA2024 exige que la contrainte de cisaillement dans le béton et limitée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \leq 0.2.f_{c28} \quad (5.31)$$

Cette vérification est représentée par le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 42 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.

Voile	τ_b (MPa)	$0.2f_{c28}$ (MPa)	Condition
V1	2.27	5.00	Vérifiée
V2	1.94		Vérifiée

b) Vérification de la ductilité locale :

Cette vérification est exclusivement exigée par le nouveau règlement RPA 2024. Pour les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises « ω_{wd} » dans les éléments de rive, doit satisfaire à la condition suivante :

$$\alpha.\omega_{wd} \geq 30.\mu_\phi.(v_d + \omega_v).\epsilon_{sy d} \left(\frac{b_c}{b_0} \right) - 0.035$$

Avec :

- α : coefficient d'efficacité du confinement
- μ_ϕ : valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.
- $\epsilon_{sy d}$: valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.
- v_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes.

Il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à **0.12** dans la zone critique à la base du voile.

Il convient également de vérifier que la longueur comprimée des parties de rive « $l_{c,calcul}$ » est supérieure à $\max(0.15l_w ; 1.5b_w)$.

Les tableaux ci-dessous présentent des récapitulatifs des critères de justification de la ductilité locale dans les voiles :

Tableau 5. 43 : Vérification du le rapport mécanique ω_{wd} .

Voile	ω_{wd}	α	μ_ϕ	V_d	ω_v	$\varepsilon_{sy d}$	Condition
V1	0.36	0.55	1.20	0.09	0.17	0.0025	Vérifiée
V2	0.41	0.24	8.62	0.04	0.13	0.0025	Vérifiée

Tableau 5. 44 : Vérification de longueur comprimée des parties de rive $l_{c,calcul}$.

Voile	χ_u (cm)	$\varepsilon_{cu,c}$	$l_{c,calcul}$ (cm)	$0.15l_w$ (cm)	$1.5b_w$ (cm)	Condition
V1	68.34	0.023	58.07	35.00	30.00	Vérifiée
V2	61.90	0.013	63.24	45.00	30.00	Vérifiée

Exemple de calcul :

Afin de mieux clarifier cette nouvelle exigence présentée par la RPA 2024, un exemple de calcul appliqué au voile **V1** est détaillé ci-après :

a) Calcul du rapport mécanique en volume des armatures de confinement

« ω_{wd} » :

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.33)$$

Avec :

- V_{st} : volume des armatures de confinement.
- V_b : volume du noyau en béton.
- Le rapport f_{yd}/f_{cd} est donné par :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e \cdot \gamma_b}{f_{c28} \cdot \gamma_s} \quad (5.34)$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{500 \times 1.2}{25 \times 1} = 24$$

a.1) Calcul du volume des armatures de confinement « V_{st} » :

e volume des armatures de confinement est calculé par la formule suivante :

$$V_{st} = L \cdot \left(\pi \cdot \frac{\Phi_l^2}{4} \right) \cdot N_{br} \quad (5.35)$$

➤ **L** : longueur totale des armatures des confinements.

$$L = [(35 \times 4) + (5 \times 2)] + [(35 \times 2) + (12 \times 2) + 5] + [(47.5 \times 2) + (15 \times 2) + (5)]$$

$$L = 379 \text{ cm}$$

➤ **N_{br}** : nombre totale des armatures de confinement, est déterminé par :

$$N_{br} = \frac{(h_{cr} - 10 \text{ cm})}{S_t}$$

$$\Rightarrow N_{br} = \frac{271 - 10}{7} \approx 38$$

Donc :

$$V_{st} = 379 \times \left(\pi \cdot \frac{0.8^2}{4} \right) \times 38 = 7235.564 \text{ cm}^3$$

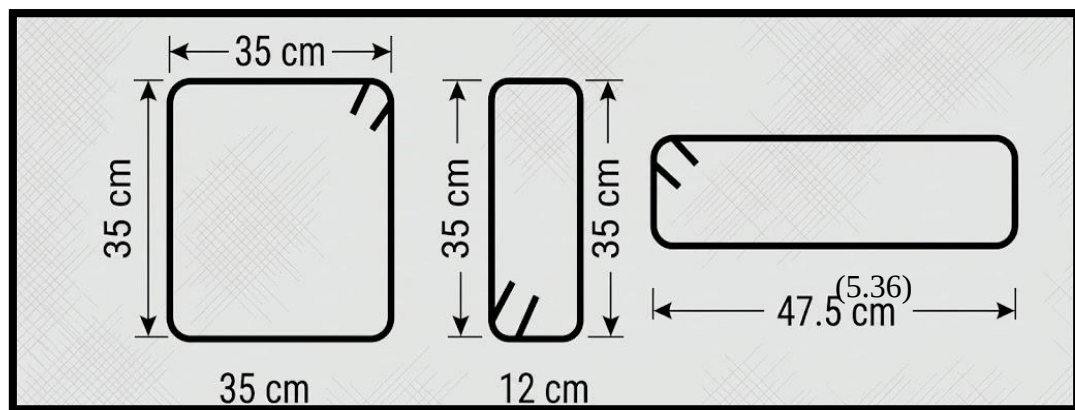


Figure 5. 23 : Les armatures de confinement du voile V2.

a.2) Calcul du volume de noyau du béton « V_b » :

Le volume de noyau du béton est calculé par la formule suivante :

$$V_b = h_{cr} \cdot S_c$$

$$\Rightarrow V_b = 271 \times 1800 = 487800 \text{ cm}^3$$

Donc :

$$\omega_{wd} = \frac{7235.564}{487800} \times 24 = 0.35$$

b) Calcul de coefficient d'efficacité du confinement « α » :

Le coefficient d'efficacité du confinement est calculé par la formule suivante :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

Avec:

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6.b_0.h_0)} \\ \alpha_s = (1 - \frac{S_t}{2.b_0}).(1 - \frac{S_t}{2.h_0}) \end{cases} \quad (5.37)$$

- **n** : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.
- **bi** : distance entre des barres maintenus consécutives.

$$\Rightarrow \begin{cases} \alpha_n = 1 - 16 \times \frac{12^2}{6 \times 35 \times 35} = 0.68 \\ \alpha_s = (1 - \frac{7}{2 \times 35}) \times (1 - \frac{7}{2 \times 35}) = 0.81 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.68 \times 0.81 = \mathbf{0.55}$$

c) Calcul de la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure « μ_ϕ » :

La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure est calculée par la formule suivante :

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases} \quad (5.38)$$

$$(5.39)$$

Avec :

- **M_{ED}** : le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de **h_{cr}** à la base du voile), égale à 662.11kN.m.
- **M_{RD}** : le moment résistant à la flexion, égale à **1783kN.m** (déterminé par logiciel Socotec).

$$\text{On a : } T_0 = 0.40 \text{ s} \geq T_2 = 0.40 \text{ s}$$

Donc :

$$\mu_\phi = 2 \left[\left(\frac{4.5}{1.05} \times \frac{662.11}{1783} \right) - 1 \right] = \mathbf{1.20}$$

d) Calcul de l'effort normal réduit « v_d » :

L'effort normal réduit est calculé par la formule (5.16) :

$$v_d = \frac{1055.47 \times 10}{(20 \times 230) \times 25} = \mathbf{0.09}$$

e) Calcul du pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes « ω_v » :

Le pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes est calculé par la formule suivante :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c).b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.40)$$

Avec :

➤ A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile, égale à 18.46 cm².

Donc :

$$\omega_v = \frac{18.46}{(230 - 2 \times 50) \times 20} \times 24 = \mathbf{0.17}$$

f) Calcul de la valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier « $\varepsilon_{sy d}$ » :

La valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier est calculée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{sy d} = \frac{f_e}{E_s} \quad (5.41)$$

$$\varepsilon_{sy d} = \frac{500}{200000} = \mathbf{0.0025}$$

Donc, la vérification devient comme suit :

$$\alpha.\omega_{wd} \geq 30.\mu_\phi.(v_d + \omega_v).\varepsilon_{sy d} \left(\frac{b_c}{b_0} \right) - 0.035$$

$$\omega_{wd} = 0.36 > \frac{30 \times 1.20 \times (0.09 + 0.17) \times 0.0025 \times \left(\frac{40}{35} \right) - 0.035}{0.36} = 0.022 \dots\dots \text{C.V}$$

g) Calcul de la position de l'axe neutre « χ_u » :

$$\chi_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w.b_c}{b_0}$$

$$\chi_u = (0.09 + 0.17) \times \frac{230 \times 40}{35} = \mathbf{68.34 \text{ cm}}$$

h) Calcul du raccourcissement limite à la rupture du béton comprimé « $\varepsilon_{cu.c}$ » :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1\alpha.\omega_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.55 \times 0.36 = \mathbf{0.0233}$$

I) Calcul la longueur comprimée des parties de rive « l_c , Calcul » :

La longueur comprimée des parties de rive est calculée par la formule suivante :

$$l_{c,calcul} = \chi_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) \quad (5.44)$$

Avec :

➤ ε_{cu} est pris égale à 0.0035.

Donc, la vérification devient :

$$l_{c,calcul} = 68.34 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0233}\right) = \mathbf{58.07 \text{ cm}} > \max \{0.15l_w ; 1.5b_w\} = \mathbf{35 \text{ cm}} \dots\dots \text{C.V}$$

2) À ELU :

On doit vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq N_{u-lim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad (5.45)$$

Avec les paramètres suit les mêmes principes que celle appliquée aux poteaux, sauf que :

➤ La longueur de flambement, elle est prise égale à :

$$l_f = \begin{cases} 0.80.h_e & \dots\dots\dots \text{Pour un voile avec un plancher du deux côté.} \\ 0.85.h_e & \dots\dots\dots \text{Pour un voile avec un plancher d'un seul côté.} \end{cases}$$

➤ La section réduite du voile, elle est prise égale à :

$$B_r = l_w \cdot (b_w - 2 \text{ cm}) \quad (5.46)$$

Tableau 5. 45 : Vérification de stabilité de forme.

Voile	l_f (m)	λ	α	B_r (m ²)	A_s (cm ²)	N_{u-lim} (KN)	N_u (KN)	Condition
V1	2.12	36.74	0.697	0.50	59.1	10119.5	1055.47	Vérifiée
V2	2.16	37.44	0.692	0.68	62.12	130363	596.97	Vérifiée

3) À ELS :

a) Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

En situation sismique (accidentelle), la sécurité de l'ouvrage exige que la contrainte maximale de compression agissant sur la fibre de béton la plus sollicitée (σ_{bc}) demeure inférieure à la contrainte admissible de calcul du béton sous sollicitations accidentelles ($\overline{\sigma_{bc}}$). La condition de stabilité s'exprime ainsi :

Tableau 5. 46 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé.

Voile	σ_o (Mpa)	σ_e (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Condition
V1	2.47	3.31	15.00	Vérifiée
V2	1.94	2.28		Vérifiée

b) Dans l'acier :

L'ouvrage étant calculé sous combinaisons d'actions sismiques (situations accidentelles), les vérifications relatives à ELS, telles que la limitation de l'ouverture des fissures, ne sont pas applicables. La condition de résistance à l'ELU demeure le seul critère déterminant.

5.4.8. Schéma de ferrailage

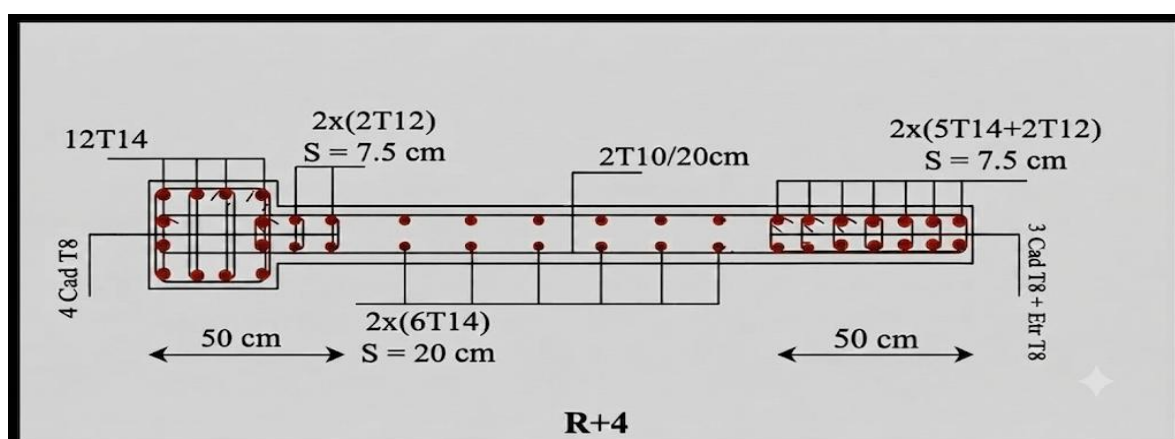


Figure 5. 24 : Schéma de ferrailage du Voile V1.

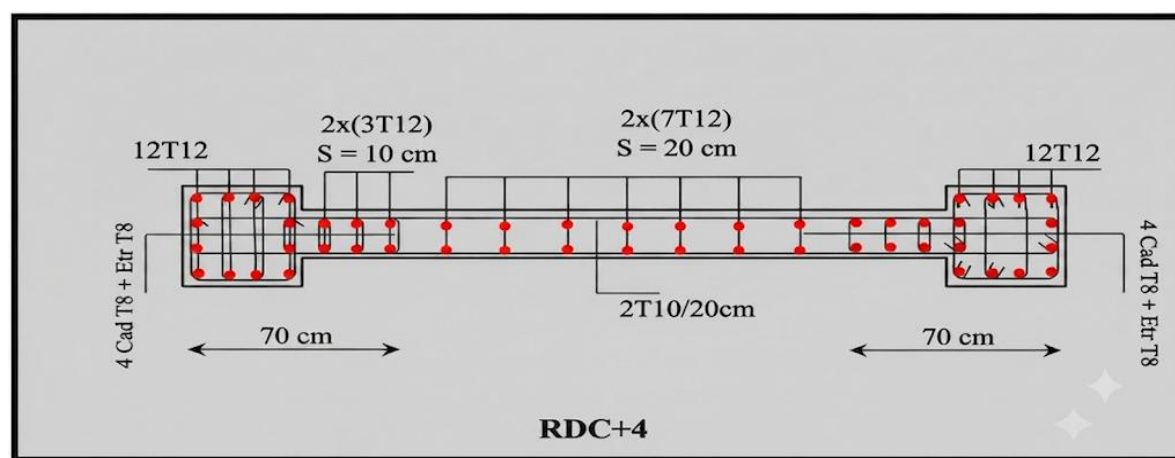


Figure 5. 25 : Schéma de ferrailage du Voile V2.

5.5. Conclusion

Ce chapitre a permis de finaliser le dimensionnement et le ferrailage de l'ossature du bâtiment selon un **système de contreventement mixte**, en stricte conformité avec le règlement **RPA 2024**.

- **Éléments structuraux** : Les poutres ont été calculées en flexion simple, et les poteaux ainsi que les voiles en flexion composée, assurant la continuité des portiques et l'absorption des efforts horizontaux.
- **Conformité et ductilité** : Toutes les vérifications réglementaires ont été validées (cisaillement, taux de ferrailage). Les dispositions constructives retenues (zones nodales, ancrages, espacements) garantissent à la structure le comportement ductile requis vis-à-vis des séismes.

L'interaction optimale entre les portiques et les voiles confère à l'ossature la rigidité nécessaire pour aborder l'étape suivante de l'étude d'infrastructures de fondation.

CHAPITRE06 :

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1. Introduction

Les fondations ont pour fonction principale de transmettre au sol, dans des conditions optimales, les charges issues de la superstructure. En cas de séisme, elles se déplacent en effectuant le même mouvement de translation que le sol qui les soutient. Le dimensionnement des fondations ne peut être réalisé qu'en connaissant deux éléments fondamentaux :

La charge totale à transmettre au sol ;

Analyse des caractéristiques mécaniques du sol de fondation permet de distinguer deux typologies principales de fondations :

1. Fondations superficielles

- **Domaine d'application** : Sols résistants à faible profondeur ($D < 3\text{m}$)
- **Mécanisme de fonctionnement** : Transmission directe des charges par contact sol structure

Typologies courantes

- Semelles isolées (charges ponctuelles)
- Semelles filantes (charges linéiques)
- Radiers (charges réparties)

2. Fondations profondes :

- **Domaine d'application** : Sols compressibles ou résistants en profondeur
($D > 5\text{m}$)
- **Mécanisme de fonctionnement** : Report des charges par frottement latéral et/ou pointe

Typologies courantes

- Pieux forés ou battus
- Puits de fondation
- Micropieux

6.2. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique s'apparente à une infrastructure continue en béton armé ceinturant la base de la structure. Au-delà de sa fonction de contreventement et de chaînage périphérique consolidant l'intégrité monolithique du bâtiment, ce mur de soutènement est principalement dimensionné pour intercepter et stabiliser les sollicitations horizontales induites par la poussée active des terres adjacentes.

Vis-à-vis des prescriptions réglementaires édictées par le Règlement Parasismique Algérien (RPA), l'élément doit impérativement satisfaire aux critères géométriques et de ferrailage minimal suivants :

- Une épaisseur brute de coffrage au moins égale à 15 cm ;
- Une configuration de ferrailage impliquant systématiquement deux nappes d'armatures distinctes (intérieure et extérieure) ;
- Un taux de section d'acier minimal fixé à 0,1 % de la section totale de béton, à distribuer de manière orthogonale (directions horizontale et verticale).

6.2.1. Pré dimensionnement du voile périphérique

On adopte une épaisseur de **20 cm**, qui satisfait la condition des deux versions du RPA.

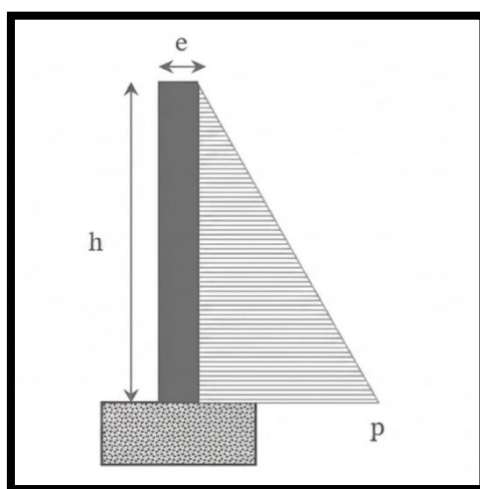


Figure 6. 1 : Distribution des charges sur le voile périphérique.

6.2.2. Sollicitations

Le dimensionnement du voile périphérique s'assimile au calcul d'une dalle rectangulaire sollicitée sur ses quatre appuis. Cette paroi subit l'action conjuguée de deux forces distinctes : la poussée hydrostatique ou mécanique des terres adjacentes d'une part, et la pression additionnelle générée par les surcharges de surface d'autre part. L'analyse structurelle est menée en flexion simple en considérant une bande unitaire d'un mètre linéaire (1 ml).

Avec :

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.
- Masse volumique du sol : $\gamma_s = 18.00 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement interne du sol : $\varphi = 20^\circ$.

a) Poussé des terres « P₁ »

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot h^2 \quad (6.1)$$

Avec:

- **h** : hauteur du voile périphérique.
- **K_a** : coefficient de poussée des terres, calculé par la formule suivante : (6.2)

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 10^\circ) = 0.490$$

$$\Rightarrow P_1 = 0.5 \times 0.490 \times 18 \times 2^2 = \mathbf{17.64 \text{ KN/ml}}$$

b) Poussé supplémentaire due à surcharges « P₂ » (6.3)

$$P_2 = K_a \cdot Q \cdot h$$

$$\Rightarrow P_2 = 0.49 \times 1.5 \times 2 = \mathbf{1.47 \text{ KN/ml}}$$

c) Charge pondérée « q »

$$\text{À ELU : } q_{\text{ult}} = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = \mathbf{26.02 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{À ELS : } q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = \mathbf{19.11 \text{ KN/ml}}$$

6.2.3. Ferrailage du voile périphérique

a) Sollicitation :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

Avec :

$$L_x = 2.00 \text{ m} ; L_y = 3.85 \text{ m}$$

Donc :

$$\alpha = L_x / L_y = 2.00 / 3.85 = 0.52 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Moment fléchissant (6.4)

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

$$\text{On a } \alpha = 0.52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.098 \\ \mu_y = 0.126 \end{cases}$$

$$\text{À ELU : } \begin{cases} M_{0x} = 10.20 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 2.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{À ELS : } \begin{cases} M_{0x} = 7.50 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments

$$\text{À ELU : } \begin{cases} M_{ux} = 0.80 M_{0x} = \mathbf{8.16 \text{ KN.m}} \\ M_{uy} = 0.80 M_{0y} = \mathbf{1.83 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\text{À ELS : } \begin{cases} M_{sx} = 0.80M_{0x} = \mathbf{6 \text{ KN.m}} \\ M_{sy} = 0.80M_{0y} = \mathbf{1,55 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{q.L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + (\alpha/2)}$$

$$\Rightarrow V_{\max} = \mathbf{20,65 \text{ KN}}$$

6.2.3.1. Calcul de la section des armatures :

Sens-x :

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_{\text{ult}}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8,16 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.17} = 0,018$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' »

$$\mu = 0,018 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0,023) = \mathbf{0,178 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures

$$A_s = \frac{M_{\text{ult}}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8,16 \times 10^6}{178 \times 348} = 131,73 \text{ mm}^2 = \mathbf{1,317 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité (BAEL)

$$A_{\min} = 8 \times e = \mathbf{1.60 \text{ cm}^2}$$

g) Section minimale du RPA (les deux versions)

$$A_{\min} = 0.1\%b.h = 0.001 \times 20 \times 100 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

Donc on ferraille avec la section minimale du RPA

h) Choix des armatures

On prend : **5T10/ml** ; Soit : $A_{\text{adp}} = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}$

Sens-y

a) Calcul de moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_{ult}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,83 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.17} = 0,004$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' »

$$\mu = 0,004 < \mu_l = 0.371$$

Donc :

Par conséquent, l'incorporation des armatures comprimées n'est pas nécessaire ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) = 0,005$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0,005) = \mathbf{0,179m}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_{ult}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1,83 \times 10^6}{179 \times 348} = 29,38 \text{ mm}^2 = \mathbf{0,293 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité (BAEL)

$$A_{min} = 8 \times e = \mathbf{1.60 \text{ cm}^2}$$

g) Section minimale du RPA (les deux versions)

$$A_{min} = 0.1\%b \cdot h = 0.001 \times 20 \times 100 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

Donc on ferraille avec la section minimale du RPA

h) Choix des armatures

On prend : **5T10/ml** ; Soit : $A_{adp} = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}$

6.2.3.2. Vérification**1) À ELU :****a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \tau_{u-lim} = 0.07f_{c28}/\gamma_b$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{20,65 \times 10^3}{1000 \times 180} = \mathbf{0.115 \text{ MPa}} < \tau_{u-lim} = \mathbf{1.17 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) À ELS :

a) Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K.y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30yA_s - 30dA_s = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 862780.41$$

$$\Rightarrow y = 4\text{cm}$$

Donc :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2]$$

$$= \frac{100 \times 4.05^3}{3} + 15 \times [3.93 \times (18 - 4.05)^2] = 13687 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6 \times 10^6}{13687 \times 10^4} = 0.043$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.043 \times 40 = 1.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Dans l'acier

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \eta.K.(d - y) \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.043 \times (180 - 40) = 90.30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

6.2.4. Schéma de ferrailage

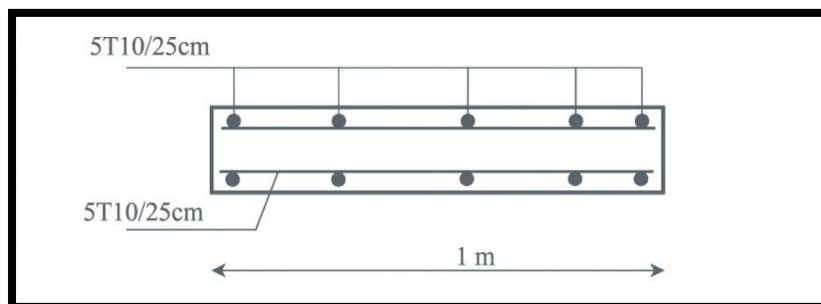


Figure 6. 2 : Ferrailage du voile périphérique.

6.3. Étude et dimensionnement des infrastructures de fondation

La fondation désigne la partie inférieure d'un ouvrage, établie en contact direct avec le sol d'assise, dont la fonction essentielle est de transférer l'ensemble des actions issues de la superstructure vers le terrain. L'infrastructure doit impérativement répondre à deux exigences majeures :

- Collecter les charges permanentes et les surcharges variables supportées par l'ossature ;
- Diffuser ces sollicitations dans les couches porteuses du sous-sol sans altérer l'intégrité ni la stabilité globale du bâtiment.

Par conséquent, les éléments de fondation doivent garantir un état d'équilibre statique et dynamique constant sous l'effet combiné des forces descendantes de la structure et des réactions du sol. Le respect de ce principe d'interaction sol-structure implique une parfaite adéquation entre les actions transmises et la capacité portante du terrain, excluant tout risque de rupture par cisaillement ou de tassements différentiels préjudiciables.

6.3.2. Critères de sélection du système de fondation

Le choix d'une typologie de fondation (superficielle, semi-profonde ou profonde) résulte d'une analyse multicritère intégrant notamment :

- **La nature de l'ouvrage** : Les caractéristiques morphologiques et structurelles de la construction (bâtiment d'habitation, soutènement, ouvrage d'art, etc.) ;
- **Le contexte géotechnique** : Les propriétés physico-mécaniques du site et la contrainte admissible du sol d'assise ;
- **Les contraintes d'exécution** : Les méthodes de mise en œuvre, la faisabilité technique et la complexité du chantier ;
- **L'aspect économique** : L'optimisation des coûts financiers liés aux travaux d'infrastructure.

Par ailleurs, l'analyse structurelle et le dimensionnement géométrique des massifs restent directement tributaires de l'intensité des charges appliquées, de la configuration du système structural retenu, des paramètres de résistance du sol (cohésion, angle de frottement) ainsi que des caractéristiques mécaniques des matériaux de construction employés.

6.3.3. Vérification des types de fondations

6.3.3.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N_s = 1060.13 \text{ kN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 120 \text{ kN/m}^2.$$

$$\frac{N_s}{s} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} \geq \sqrt{\frac{1060.13}{120}} \quad \text{AN : } B \geq 2.97 \text{ m}$$

Alors ;

(6.5)

$$B = 2.97 > 2.69$$

Compte tenu d'un entraxe minimal entre poteaux réduit à 2.69 m, l'évaluation géométrique met en évidence une interférence physique entre les massifs de fondation limitrophes. Ce phénomène de chevauchement mutuel des surfaces d'impact rend l'adoption de semelles isolées structurellement irréalisable et inadaptée pour la configuration actuelle de notre projet.

6.3.3.2. Vérification des semelles filantes

Une approche préliminaire est menée afin d'évaluer l'opportunité technique d'un système de fondations superficielles par semelles filantes croisées. Conformément aux dispositions des règles BAEL 91/99, le choix de cette typologie est conditionné par le ratio d'implantation au sol. Plus précisément, la surface totale d'assise des semelles ne doit pas excéder 50 % de la surface d'emprise au sol globale du bâtiment.

N_{total} : l'effort normal dû aux charges verticales

On a : $N_{total} = 40277.64 \text{ kN}$ et $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars}$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 375.58 \text{ m}^2$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{40277.20}{120} = 335.64$$

$$\text{On a : } \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\%$$

$$\text{Alors : } \frac{335.64}{375.58} = 0.89$$

Donc $89\% > 50\%$

Lorsque la surface cumulée des semelles excède la moitié de l'emprise au sol du bâtiment, le recouvrement de leurs surfaces d'influence devient inévitable. Cette configuration géométrique impose généralement d'écarter la solution des fondations superficielles isolées au profit d'une autre solution structurelle.

6.3.3.3. Vérification des radier général

Au vu des caractéristiques morphologiques de l'ouvrage, de l'intensité des actions verticales transmises par la superstructure, ainsi que de la densité importante des voiles de contreventement associés à une faible capacité portante du terrain d'assise, le recours à un radier généralisé s'est imposé comme l'unique solution d'infrastructure viable. Ce système de fondation superficielle offre des performances techniques déterminantes :

- **Uniformisation des pressions de contact** : L'extension de la surface portante à l'ensemble de l'emprise permet de réduire au minimum les contraintes effectives appliquées au sol ;
- **Maîtrise des déformations structurales** : La forte rigidité flexionnelle de cette matrice de fondation limite drastiquement l'apparition de tassements différentiels entre les lignes d'appuis ;
- **Rationalisation de l'exécution** : Une simplification des opérations de coffrage et de coulage, offrant une meilleure cadence de chantier comparativement à un maillage dense de semelles filantes croisées.

6.3.4. Définition du radier

Le radier se présente comme une structure d'assise monolithique et continue (constituée d'une dalle, de nervures et de poutres principales) qui s'étend généralement au-delà des limites extérieures de l'ouvrage. Sa configuration géométrique assure une répartition homogène des charges descendantes tout en opposant une résistance adéquate aux réactions du sol.

6.3.4.1. Calcul du radier

Le schéma statique d'un radier est considéré comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

6.3.4.2. Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale ;

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions

E. L. U : $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 55180,24 \text{ KN}$.

E. L. S : $N_{ser} = G_T + Q_T = 40277,20 \text{ KN}$.

6.3.4.3. Pré dimensionnement du radier :

6.3.4.3.1. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec : $\sigma_{\text{sol}} = 1,20 \text{ bars} = 12 \text{ t/m}^2$.

$$N = N_{\text{ser}} = 40277,20 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{40277,20 \text{ KN}}{120} = 335,64 \text{ m}^2. \quad (6.6)$$

On prend un débord de $D = 35 \text{ cm}$ de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise S_{radier} .

$$S_{\text{radier}} = 426 \text{ m}^2. \quad (\text{Obtenue par Robot structurelle})$$

Avec

X : Largeur de bâtiment.

Y : Longueur de bâtiment.

6.3.4.3.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes.

- **Formule empirique :**

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{538}{10} = 54 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 55 \text{ cm}$

- **Condition d'épaisseur minimale :**

Pour se conformer aux exigences minimales de construction pour les fondations superficielles de grande ampleur, la hauteur totale du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$$

- **Condition forfaitaire : (BAEL 91/99 Annexe E.3)**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} ; L_{\text{max}} = 5.38 \text{ m}$$

$$\frac{538}{8} = 67.25 \text{ cm} \leq h_r \leq \frac{538}{5} = 107.6 \text{ cm}$$

On prend : $h_r = 90 \text{ cm}$

- **Condition de la longueur élastique : (BAEL91/99 ; Art-B.6.5)**

$$L_e = \left(\frac{4 \times EI}{K \times b} \right)^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi}$$

Avec:

- **Le** : Longueur élastique.
- **L_{max}** : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.
- **E_{vj}** : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} = 3.2×10⁴ MPa).
- **b** : Largeur de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 40 + 10 = 50 cm
- **I** : Inertie de la section du radier. (I = b × h × (r³/12)).
- **K** : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. (K = 23.4 MPa/m).

À partir de la condition précédente, nous obtenons l'expression de **h** :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}}$$

$$= \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 5.38\right)^4 \frac{25}{3.2 \times 10^4}} = 46.51 \text{ cm}$$

• En conclusion, l'épaisseur minimale normalisée qui satisfait simultanément aux quatre conditions énoncées ci-dessus est fixée à :

- h = 90 cm ;
- Avec une largeur b = 50 cm

6.3.4.3.3. Calcule l'épaisseur de la dalle du radier : (BAEL91/99 ; Art-B.6.8.42)

L'épaisseur de la dalle du radier est régie par la condition suivante :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{538}{20} = 26.9 \text{ cm}$$

On adopte : e = 35 cm

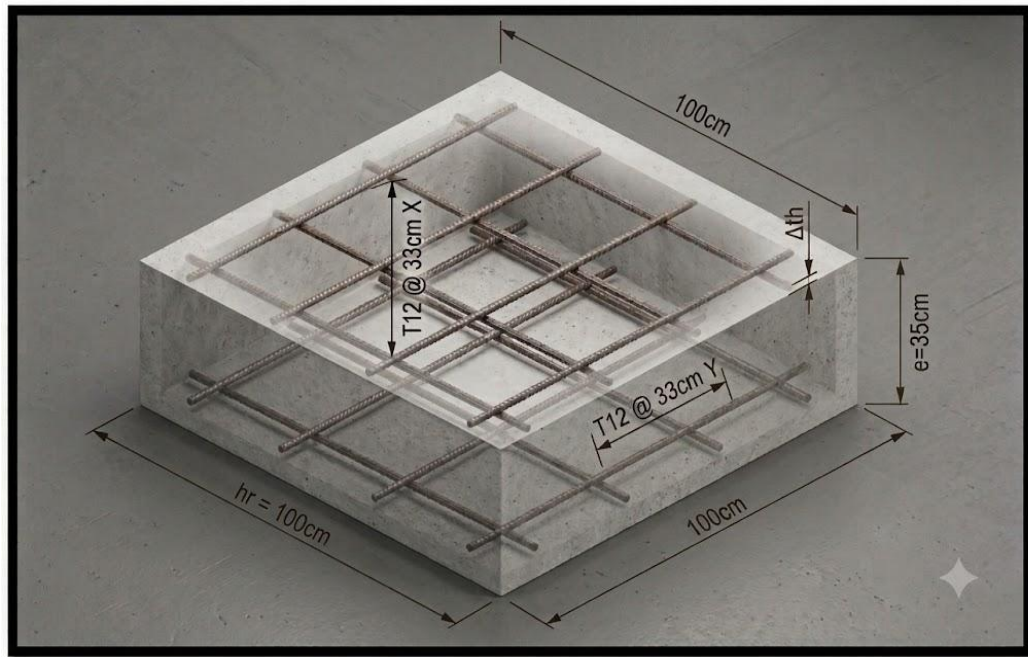


Figure 6. 3 : L'épaisseur de la dalle du radier

6.3.4.3.4. Vérification de la stabilité au renversement

Indépendamment de la nature du système d'infrastructure retenu (fondations superficielles, semi-profondes ou profondes), il est réglementairement requis de contrôler la stabilité globale de l'ouvrage face au risque de basculement. Cette vérification impose que l'excentricité de la résultante générale — issue de la combinaison des actions gravitaires verticales et des forces sismiques horizontales — soit impérativement contenue à l'intérieur du noyau central (généralement restreint à la moitié centrale) de la surface d'assise des éléments de fondation sollicités

$$(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}). \quad (6.8)$$

$$e = \frac{138.98}{55180.24} = 0,0025 \text{ m} < \frac{18.46}{4} = 4.61 \text{ m.}$$

6.3.4.3.5. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (6.9)$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = 2(a + h) = 2(40 + 90) = 260 \text{ cm.}$$

$$v = 2(b + h) = 2(40 + 90) = 260 \text{ cm.}$$

Avec **a** et **b** sont les dimensions du poteau.

$$U_c = 2(260 + 260) = 520 \text{ m}$$

$$Q_u = 1060,13 \text{ KN} \leq 0,045 \times 520 \times 90 \times \frac{2,50}{1,50} = 3510 \text{ KN}$$

$$1060,13 \text{ KN} \leq 3510 \text{ KN.}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

6.3.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \quad (6.10)$$

$$\Rightarrow 59,77 \text{ cm} \leq h \leq 89,99 \text{ cm}.$$

On prend :

$$b = 45 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm}.$$

6.3.5.1. Des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i] \quad (6.11)$$

$$G_{\text{radier}} = 25 [0,55 \times 426 + 0,7 \times 0,45 \times 179,62] = 7272 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_{\text{ser}} = 7272 + 40277,20 = 47549,2 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{47549,2}{426} = 111,62 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 111,62 \text{ KN/m}^2 \leq 120 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.3.5.2. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \quad (6.12)$$

Avec :

- **I** : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,75)^3/12 = 0,016 \text{ m}^4$
- **E** : Module d'élasticité du béton différée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.
- **b** : Largeur de la poutre $b = 0,40 \text{ m}$.
- **K** : Coefficient de la raideur de sol $k = 2400 \text{ KN/m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 10818,86 \times 10^3 \times 0,016}{2400 \times 0,45}} = 5,03$$

$$L_{\text{max}} = 5,38 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,90 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **L_{max}** : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

6.3.6. Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_u' = N_u + 1,35 \cdot G_{\text{radier}} \quad (6.13)$$

$$N_u' = 55180,24 + 1,35 \times 7272 = 64997,44 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_u'}{S_r} = \frac{64997,44}{426} = 152,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radie}} = \gamma_b \times h = 18,75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 133,83 \text{ KN/m}^2. \quad (6.14)$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de Q= 133,83KN /m².

6.3.7. Ferrailage du radier

Sur le plan mécanique, le comportement du radier est analogue à celui d'un plancher inversé, où les voiles de contreventement et les poteaux font office de points d'appuis rigides. La dalle est ainsi soumise à une distribution de pression ascendante et uniforme, générée par la combinaison des charges permanentes de l'ouvrage et des surcharges d'exploitation. Par conséquent, l'évaluation des sollicitations et la détermination des sections d'acier s'effectuent conformément aux directives des règles **BAEL 91 modifiées 99**.

Concernant les conditions environnementales et de durabilité, la fissuration est qualifiée de **préjudiciable**. Ce choix se justifie par les variations hygrométriques du site, le massif de fondation étant exposé à des cycles alternés d'immersion et d'émersion au sein de la nappe phréatique ou d'eaux douces souterraines

6.3.7.1. Méthode de calcul

$$\text{Dans le sens grande portée } M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2. \quad (6.15)$$

$$\text{Dans le sens petite portée } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}.$$

Le calcul de **Mt** et **Ma** est ;

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_0 \quad (6.16)$$

$$\text{En appuis : } M_t = 0,5 \cdot M_0$$

- Coefficients des Moments (μ_x et μ_y) à l'ELU ; selon le **BAEL 91 / CBA 93**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} ; \quad (6.17)$$

$$\mu_y = \alpha^4 \times (1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)).$$

μ_x et μ_y Sont des coefficients fonction de α et v' (v' prend 0 à l'E.L.U et 0,2 à l'E.L.S) (cours béton armé **B.A.E.L 91 modifiée 99**). Pour le calcul, on suppose que

les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

6.3.7.2. Calcul du ferrailage

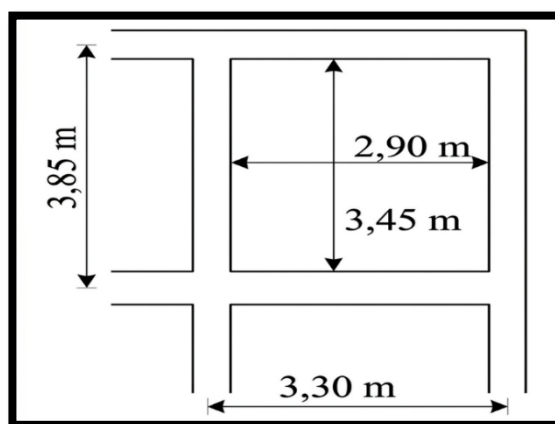


Figure 6. 4 : Schéma du panneau le plus défavorable.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

6.3.7.3. Détermination des efforts

Tableau 6.1 : moments fléchissant suivant les deux sens.

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens(x)				Sens(y)			
			μ_x	M_0 (KN. m)	M_t (KN. m)	M_a (KN. m)	μ_y	M_0 (KN. m)	M_t (KN. m)	M_a (KN. m)
2,90	3,45	0,84	0,057	64,15	48,12	32,08	0,62	39,77	29,83	19,89

6.3.7.4. Calcul des armatures

a) Suivant L_x

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{48,12 \times 10^3}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,034 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,034 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48,12 \times 10^3}{0,98 \times 31,5 \times 348} = 4,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm.

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32,08 \times 10^3}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,023 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,023 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,08 \times 10^3}{0,98 \times 31,5 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm

b) Suivant Ly

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,83 \times 10^3}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,021 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,021 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,83 \times 10^3}{100 \times 31,5^2 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm.

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,89 \times 10^3}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,014 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,014 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,89 \times 10^3}{0,99 \times 31,5 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm

6.3.7.5. Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \min(105; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.3.8. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport des côtés ($\alpha = \frac{L_x}{L_y}$) étant supérieur à 0.4 pour l'ensemble des panneaux constituant le radier, ces derniers travaillent par conséquent dans les deux directions. Sous l'effet de ce comportement bidirectionnel, les lignes de rupture se propagent à 45°, subdivisant les actions de chaque panneau en quatre composantes distinctes à transférer vers les poutres périphériques : deux surfaces de charge trapézoïdales dans le sens de la grande portée et deux surfaces triangulaires dans le sens de la petite portée.

6.3.8.1 Armature longitudinale

1. Sens-y

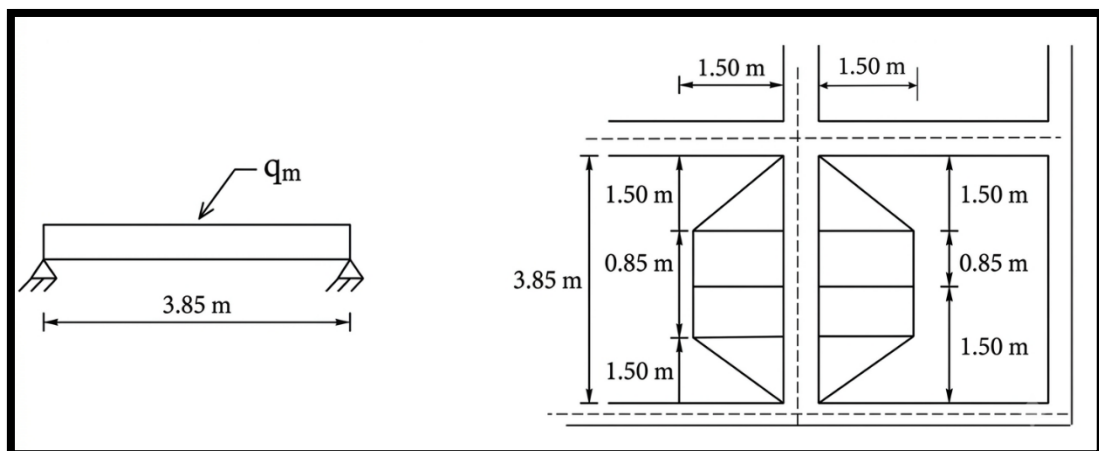


Figure 6.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens longitudinale).

a) Calcul des chargements (q_m) :

q_m : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \times L_{y1}^2} \right) L_{x1}^2 + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \times L_{y2}^2} \right) L_{x2}^2 \right] \quad (6.18)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_{x1} = 2,9\text{m} \\ L_{y1} = 3,45\text{m} \\ L_{x2} = 2,9\text{m} \\ q = 133,83\text{KN/m} \end{cases}$$

$$q_m = \frac{133,83}{2} \left[\left(1 - \frac{2,9}{3 \times 3,45} \right) \times 2,9 + \left(1 - \frac{2,9}{3 \times 3,45} \right) \times 2,9 \right]$$

$$q_m = 279,36\text{KN/m}$$

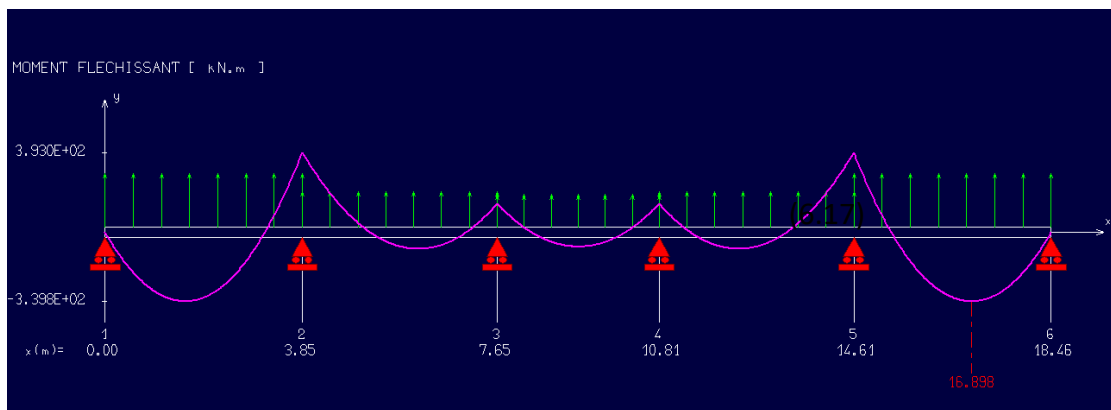


Figure 6.6 : Répartition des moments fléchissant

b) Calcul du ferrailage**➤ En travée**

$M_t = 339,8\text{KN.m}$; tiré à partir du logiciel **RDM 6**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{339,8 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,151 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,151 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,206$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{339,8 \times 10^3}{0,91 \times 63 \times 348} = 17,03\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 4T16 \\ 2^{éme} \text{ lit} : 4T14 \\ 3^{éme} \text{ lit} : 4T14 \end{cases} \Rightarrow A = 20,34 \text{ cm}^2$

➤ En appuis :

$$M_0 = \frac{q_m \times L_y^2}{8} = \frac{279,36 \times 3,85^2}{8} = 517,60 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.2: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinal.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (\text{KN.m})$	$0.5M_0 = 258,80$	$0.2M_0 = 103,52$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,115 \rightarrow 0,938$	$0,046 \rightarrow 0,976$
$A_{cal} (\text{cm}^2 / \text{ml})$	12,69	4,87
$A_{adobté} (\text{cm}^2)$	4T16(fil)+[4T14+4T14] (chap)= 20,34	4T16(fil) = 8,04

1. Sens x :

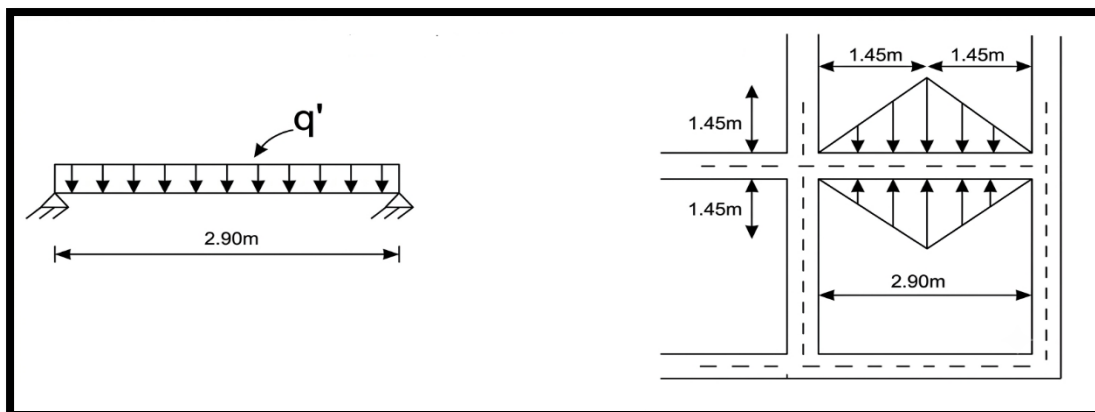


Figure 6. 7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de Rupture (sens transversale).

a) Calcul des chargements (q')

q' : c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 133,83 \times 2,9 = 258,74 \text{ KN/m} \quad (6.19)$$

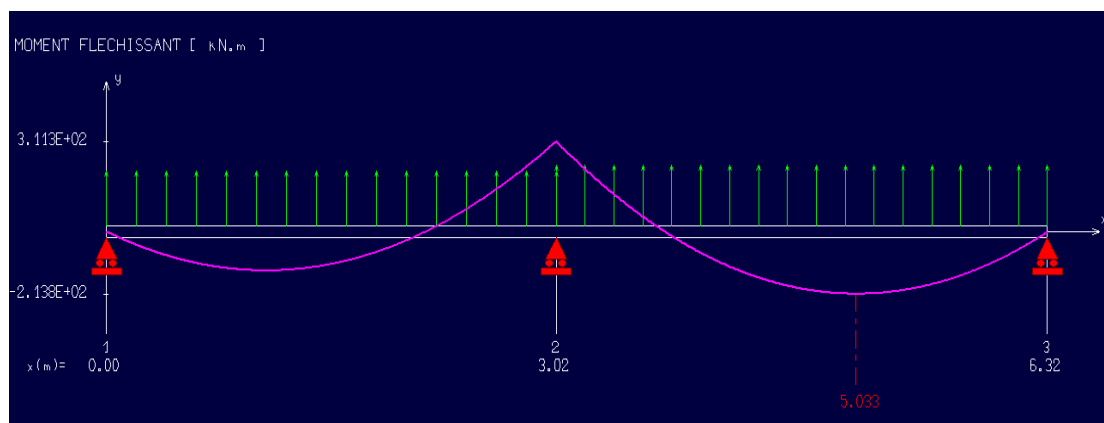


Figure 6.8 : Répartition des moments fléchissant

b) Calcul du ferrailage

En travée

$M_t = 213,8 \text{ KN.m}$; tiré à partir du logiciel **RDM 6**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{213,8 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0,095 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,095 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{213,8 \times 10^3}{0,95 \times 63 \times 348} = 10,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit} : 4T14 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit} : 4T14 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit} : 4T12 \end{cases} \Rightarrow A = 16,82 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$M_0 = \frac{q' \times L^2}{8} = \frac{258,74 \times 2,9^2}{8} = 272 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.3: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (\text{KN.m})$	$0.6M_0 = 163,2$	$0.2M_0 = 54,4$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,073 \rightarrow 0,962$	$0,024 \rightarrow 0,987$
$A_{cal} (\text{cm}^2 / \text{ml})$	7,73	2,51
$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	4T14(fil)+[4T12+4T12] (chap)= 14,19	4T14(fil) = 6,15

2. Armature de peau :

Avec une hauteur totale de section $h = 70$ cm, la poutre de libage s'apparente à un élément de grande hauteur. Pour ce type de géométrie, les sollicitations de retrait et les variations thermiques font naître des risques de fissuration prématurée sur les faces latérales de la pièce. Il s'avère donc indispensable de mettre en œuvre des armatures longitudinales superficielles supplémentaires, communément appelées armatures de peau, réparties le long des parois verticales du coffrage.

3. Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 456 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{456 \times 10^3}{630 \times 400} = 1,80 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,80 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

6.3.8.2. Armature transversale

- **Diamètre**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(20; 10; 40)$$

On prend ; $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = (17,5; 12) = 12 \text{ cm}$$

On prend ; $S_t = 12 \text{ cm}$

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right) = (0,9; 0,4) = 0,9 \text{ Mpa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 12} = 2,71 \geq 0,9 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.3.9. Schéma de ferrailage

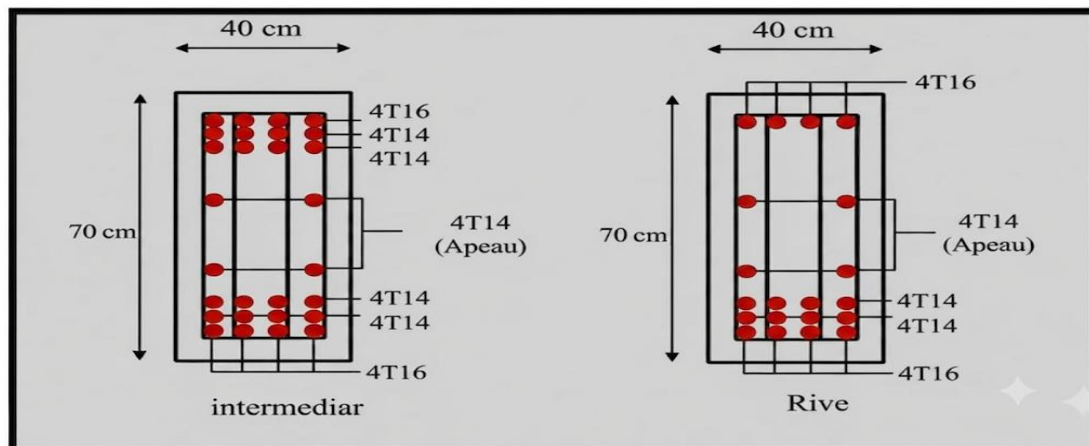


Figure 6.9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal

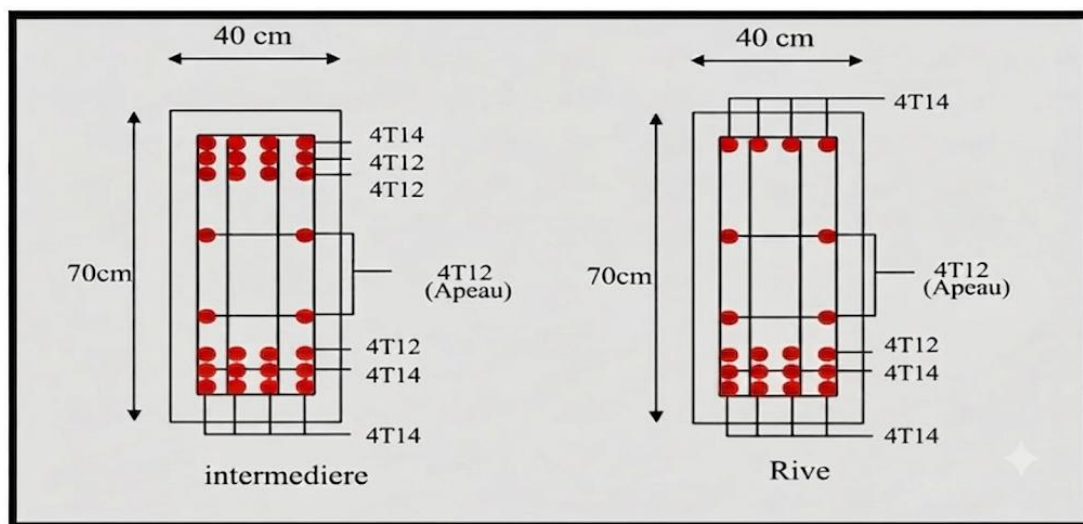


Figure 6.10: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversal.

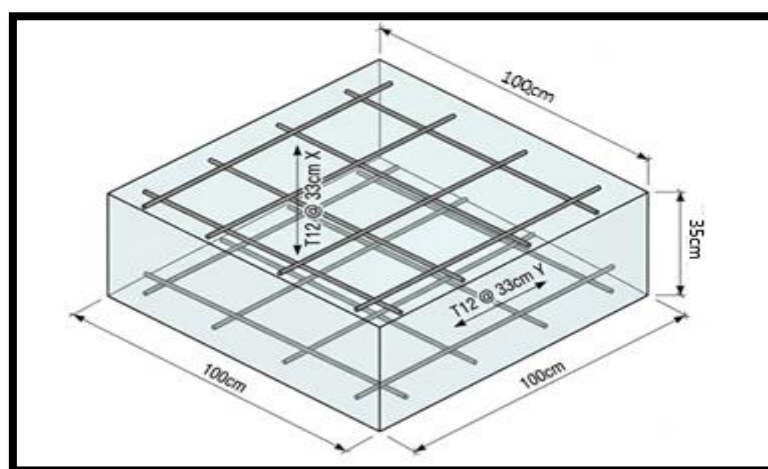


Figure 6.11: Ferrailage de radier pour 1ml

6.4. Conclusion

L'étude des fondations de notre projet a fait l'objet d'une analyse comparative entre plusieurs variantes afin d'identifier la solution technique à garantir la stabilité globale et la sécurité de l'ouvrage.

Dans un premier temps, un pré-dimensionnement des semelles isolées et filantes a été mené. Toutefois, les calculs ont mis en évidence un phénomène de chevauchement important des surfaces d'influence de ces semelles. Une telle configuration proscriit leur réalisation dans des conditions constructives acceptables, car elle risquerait de générer de fortes interactions géotechniques défavorables ainsi que des tassements différentiels majeurs sous la structure.

Le choix final du système de fondation s'est appuyé sur l'analyse conjointe de plusieurs facteurs critiques liés au projet, la solution du **radier général** s'est imposée comme la variante la plus appropriée et la plus sécuritaire, et économique la plus judicieuse pour assurer la pérennité, la durabilité et la bonne tenue de l'ouvrage sous sollicitations statiques et dynamiques.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études a offert l'occasion de mener une étude complète de conception, de modélisation et de dimensionnement d'un bâtiment d'habitation en béton armé de type **R+4**, d'une hauteur totale de **15,96 m**, implanté dans la wilaya de **Tissemsilt**. L'ensemble des calculs a été réalisé conformément aux prescriptions du **RPA 2024**, du **BAEL 91 révisé 99** et du **CBA 93**, garantissant la conformité réglementaire de la structure vis-à-vis des exigences de résistance, de stabilité et de sécurité.

L'analyse sismique a mis en évidence le bon comportement global de l'ouvrage sous les sollicitations dynamiques. Le système de contreventement mixte, associant portiques et voiles en béton armé, assure une répartition efficace des efforts horizontaux tout en limitant les déplacements latéraux dans les seuils réglementaires. Les vérifications imposées par le **RPA 2024**, notamment celles relatives à la période fondamentale, à la participation massique, à l'effort tranchant à la base, aux déplacements inter-étages, à la stabilité au renversement et à l'effet **P-Δ**, ont confirmé la fiabilité du système structural retenu.

Le dimensionnement des éléments porteurs et secondaires a conduit à des sections répondant aux critères de résistance, de rigidité et de ductilité exigés par les règlements en vigueur. Par ailleurs, les caractéristiques géotechniques du site, classé **S3**, ont conduit à l'adoption d'un **radier général renforcé par des libages**, offrant une meilleure homogénéité dans la transmission des charges vers le sol tout en limitant les tassements différentiels.

La modélisation tridimensionnelle réalisée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** a constitué un outil déterminant pour l'évaluation du comportement global de la structure. Les résultats obtenus traduisent une réponse satisfaisante aux sollicitations statiques et sismiques, validant ainsi les choix de conception adoptés au cours de cette étude.

Au-delà des résultats obtenus, ce travail a permis de mettre en pratique les principes fondamentaux du calcul des structures et d'approfondir l'application du **RPA 2024**, dont les nouvelles exigences renforcent significativement le niveau de sécurité parasismique des constructions. Il constitue également une base de réflexion pour des développements futurs, notamment l'étude comparative entre les différentes versions du règlement parasismique algérien, l'analyse non linéaire des structures ou encore l'optimisation technico-économique des solutions constructives afin de concilier performance structurelle, sécurité et maîtrise des coûts.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

I. Règlements Techniques et Codes de Calcul (DTR)

- **DTR-BC 2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment (CNERIB).
- **DTR-BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme.
- **DTR-BC 2.41 (CBA 93)** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CNERIB.
- **DTR-BC 2.48 (RPA 2024)** : Règles Parasismiques Algériennes (Version 2024), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).
- **Règles BAEL 91 modifié 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Fascicule n° 62 - Titre I.

II. Cours et Documents Pédagogiques

- **Abdelmalek, A.** (2024/2025). Cours de Projet de structures en béton armé, Département de Génie Civil, Université Ahmed Ben Yahia El Wancharissi de Tissemsilt.
- **Abdelmalek, A.** (2024/2025). Fiche technique et exemples d'application : Calcul et ferrailage des voiles en béton armé, Université de Tissemsilt.

III. Mémoires de Fin d'Études (PFE)

- Ghecil, S., & Boudar, S. (2025). Étude d'une structure en béton armé selon le RPA 2024. Mémoire de Master, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département Génie Civil, Université de Tissemsilt.
- Hadj Boussada, A., & Daghel, M. A. (2025). Étude dynamique comparative d'une structure selon les nouvelles règles parasismiques. Mémoire de Master, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département Génie Civil, Université de Tissemsilt.
- Hadjar, H., & Kessira, S. (2025). Étude comparative d'un bâtiment avec l'ancien et le nouveau règlement parasismique algérien : cas d'un bâtiment implanté à Boumerdes R+8. Mémoire de Master, Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées, Université de Bouira.
- Yanallah, N., & Beldjouher, A. (2025). Étude technique en génie civil et de l'alimentation intérieure en eau potable d'une structure en R+5. Mémoire de Master, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département Génie Civil, Université de Tissemsilt.
- SEREIR EL HIRTSI Othmane et SALMI Mohamed Rayan Étude.(2025). parasismique d'un bâtiment à usage multiple en béton armé (R+17+ 6 sous-sols) à Bab Ezzouar. Mémoire de fin d'études, école nationale polytechnique

IV. Outils Logiciels et Outils Numériques

- **AUTOCAD 2016** : Logiciel de Conception et Dessin Assistés par Ordinateur (DAO), Autodesk Inc. (Utilisé pour les plans de coffrage et détails de ferrailage).
- **RDM 6** : Logiciel de Résistance Des Matériaux et calcul des structures en 2D, Le Mans Université (Utilisé pour la vérification des sollicitations des poutres).
- **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2022** : Logiciel de modélisation, d'analyse dynamique et de calcul des structures par éléments finis, Autodesk Inc. (Utilisé pour l'analyse spectrale modale).
- **SOCOTEC V1.02** : Logiciel d'aide au calcul et de vérification des sections de béton armé selon les règles BAEL.

V. Ressources Électroniques et Sites Internet

- **Chaibedra, B.** (Chaîne YouTube : @BelkacemChaibedra-DZ). Tutoriels et visioconférences techniques sur la pratique du génie civil et l'application des règlements en Algérie.
- **Nekmouche (CTC)**. Présentation technique du 18 Février 2025 sur le RPA 2024, document hébergé sur Scribd (Consulté en 2026).
- **Structural Guide Blog**. Plateforme technique d'ingénierie des structures : [<https://www.structuralguide.com/blog/>] (<https://www.structuralguide.com/blog/>)
- **Thèses-Algérie Portal**. Base de données des mémoires algériens, Référence n° 1015077708615082 (Étude d'un bâtiment R+4 implanté à M'Sila). [<https://theses-algerie.com/>] (<https://theses-algerie.com/>)