



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M/GCA/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTRE R ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé (RDC+ 7 étages+ S/sol) à usage multiple

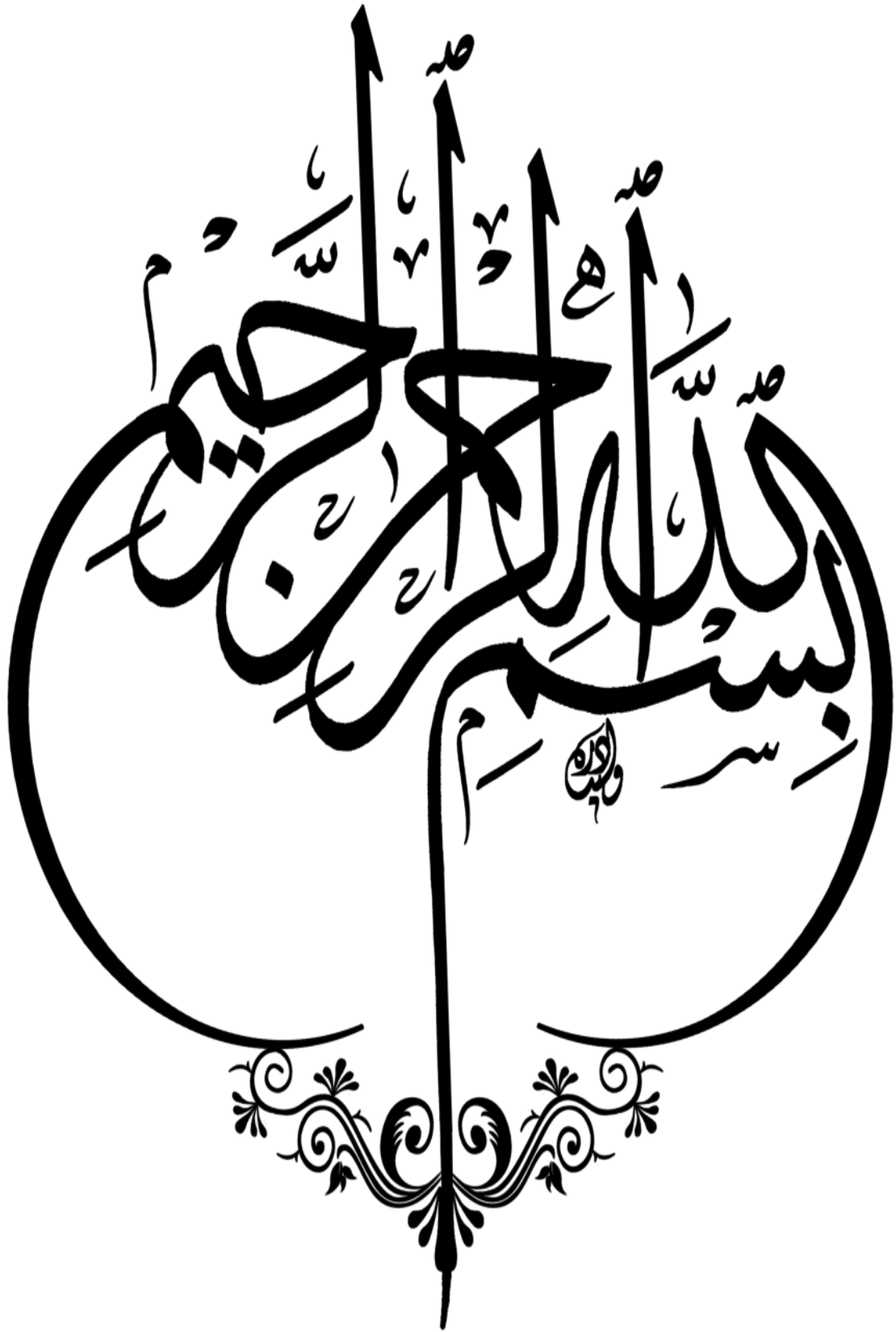
Présenté par :

- BENOUKH ADEL
- CHEIBANI MOCTAE ELAHI

Soutenu le 21 /06 / 2026 devant le jury composé de :

Président : M Mehala Toufik	M.C.B
Examineur : M Bahar Sadek	M.C.A
Encadrant : Mme Belbachir Nasrine	M.C.A

Année Universitaire : 2025 / 2026



Nos remerciements

Nous tenons d'abord à remercier toutes nos familles en particulier nos parents et amis qui de près ou de loin nous ont soutenues et encouragés pour l'élaboration de ce mémoire.

Nous souhaitons vivement remercier notre encadrante **Belbachir Nasrine** qui nous a fait bénéficier de ses conseils et ses compétences, soulignant ainsi l'intérêt qu'elle porte à notre travail. Nous le remercions pour nous avoir accueillis dans son encadrement.

Nos remerciements vont aussi à tous les membres du jury, pour le soutien et l'attention qu'ils vont nous les prêter pendant toute la durée de la soutenance.

Nos vifs remerciements sont adressés à toutes ces personnes pour leur aide et leur patience avec nous, sans oublier nos camarades étudiants de génie civil.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple composé d'un sou sol, d'un rez de chaussée et de sept étages. L'objectif est de proposer une bonne conception ainsi qu'une répartition efficace des éléments porteurs en béton armé, puis de procéder à leur dimensionnement conformément aux réglementations en vigueur (RPA 2024 et BAEL 91).

La structure est implantée dans la wilaya de Mostaganem qui est classée en zone d'activité sismique élevée selon le RPA2024.

Le système de contreventement adopté pour cette structure est un système mixte associant des voiles et des portiques en béton armé.

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis 2023.

Enfin, le calcul des portiques, des voiles et de l'infrastructure a été effectué conformément aux règles du BAEL91 et du RPA 2024.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, voiles de contreventement, portique, étude dynamique.

Abstract

This project presents a detailed study of a multi-purpose building consisting of a basement, a ground floor, and seven upper stories. The main objective is to develop an efficient structural design and an optimal arrangement of reinforced concrete load-bearing elements, followed by their sizing and design in accordance with the applicable regulations, namely RPA 2024 and BAEL 91.

The structure is located in the Wilaya of Mostaganem, which is classified as a high seismic activity zone according to RPA 2024. To ensure adequate seismic resistance, a dual structural system combining reinforced concrete shear walls and moment-resisting frames was adopted.

The dynamic analysis of the structure was carried out using ROBOT Structural Analysis 2023 software to evaluate its behavior under seismic loading. Subsequently, the design and sizing of the structural elements, including frames, shear walls, and foundations, were performed in compliance with the requirements of BAEL 91 and RPA 2024, ensuring the safety, stability, and durability of the building.

Keywords: Building, Reinforced concrete, Shear Walls, Moment-resisting frames, Dynamic study.

ملخص

يُقدّم هذا المشروع دراسةً تفصيليةً لمبنى متعدد الاستعمالات يتكون من طابق سفلي (قبو)، وطابق أرضي، وسبعة طوابق علوية. ويهدف إلى اقتراح تصميم إنشائي أمثل وتوزيع فعّال للعناصر الحاملة المكونة من الخرسانة المسلحة، ثم إجراء حساباتها وتصميمها وفقاً للتشريعات المعمول بها، والمتمثلة في BAEL 91, RPA 2024.

يقع هذا المنشأ في ولاية مستغانم المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع حسب لوائح RPA 2024. لضمان مقاومة فعالة للتأثيرات الزلزالية، تم اعتماد نظام مختلط لمقاومة القوى الأفقية يجمع بين الجدران القصية والإطارات الخرسانية المسلحة.

تم إجراء التحليل الديناميكي للمنشأ باستخدام برنامج ROBOT Structural Analysis 2023 ، وذلك لدراسة سلوكه تحت تأثير الأحمال الزلزالية. وفي الأخير، تم تصميم وحساب مختلف العناصر الإنشائية، بما في ذلك الإطارات الخرسانية والجدران القصية والأساسات، وفقاً لمتطلبات BAEL 91 و RPA 2024 ، بما يضمن سلامة المنشأ واستقراره ودمومته.

الكلمات المفتاحية: مبنى، جدران قصية، الخرسانة المسلحة، إطارات خرسانية، دراسة ديناميكية

Table des matières

Nos remerciements	II
Résumé	III
Abstract	IV
ملخص	V
Symboles et notations	X
Liste des Figures	XII
Liste des Tableaux	XIV
Introduction général	16
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET	17
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	17
1. Introduction	18
2. Implantation de l'ouvrage.....	18
3. Présentation de l'ouvrage	18
4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	22
5. Description technique de la structure	23
5.1 Structure principale	23
5.2 Structure secondaire	23
5.3 Fondation.....	25
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	26
6.1 Caractéristiques mécaniques du béton.....	26
6.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier	28
6.3 Protection des armatures	29
7. Logiciels utilisés	29
8. Règlements utilisés.....	29
9. Conclusion	29
1. Introduction	31
2. Prédimensionnement des poutres.....	31
2.1 Prédimensionnement des poutres principales.....	31
2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires.....	32
3. Prédimensionnement des planchers.....	32
3.1 Planchers à corps creux	32
3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux.....	33
3.2.3 Planchers de la dalle pleine	34

3.3.1	Calcul des charges du plancher de la dalle pleine	35
4.	Prédimensionnement des poteaux	36
4.1	Dimensionnement du poteau le plus sollicité	36
5.	Prédimensionnement des voiles	41
6.	Prédimensionnement de l'acrotère	42
7.	Prédimensionnement des balcons	43
8.	Prédimensionnement des escaliers	43
9.	Conclusion	46
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES		47
1.	Plancher à corps creux	48
1.1	Types de poutrelles	48
1.2	Choix de la méthode de calcul	49
1.3	Ferraillage de la poutrelle	49
1.4	Application de la méthode forfaitaire	49
1.5	Exemple de calcul:	49
1.6	Exemple de calcul du ferraillage d'une poutrelle	53
1.7	Ferraillage de la dalle de compression	56
2.	Plancher à dalle pleine	60
2.1	Méthode de calcul	60
3.	Etude des balcons	71
3.1	Détermination des efforts	71
3.2	.Calcul des efforts internes	72
3.3	Ferraillage de la dalle du balcon	72
3.4	Conclusion :	74
4.	Étude de l'acrotère	75
4.1	Évaluation des sollicitations de calcul	75
4.2	Ferraillage de l'acrotère	77
5.	Escaliers	79
5.1	Combinaisons de charges	80
5.2	Calcul des sollicitations des escaliers	80
6.	Conclusion	85
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE		86
1.	Introduction	87
2.	Étude dynamique	87

2.1	Objectif de l'étude.....	87
2.2	Présentation du Logiciel Robot structural Analysis	87
2.3	Modélisation de la structure	88
3.	Calcul de facteur de qualité	92
4.	Choix de la méthode de calcul.....	92
5.	Méthode d'analyse modale spectrale.....	92
5.1	Principe.....	92
6.	Résultats de la méthode modale spectrale	94
6.1	Période fondamentale de la structure	94
6.2	Vérification du taux de participation modale	96
6.3	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	96
7.	Vérification de la Structure.....	97
7.1	Combinaisons d'actions.....	97
7.2	Justification vis-à-vis de la résistance	97
7.3	Justification vis-à-vis de la ductilité	97
7.4	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	97
7.5	Justification vis-à-vis de la résistance des planchers.....	98
7.6	Justification de la stabilité des fondations	98
7.7	Vérification de l'effet P- Δ	99
8.	Conclusion.....	101
	CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX	102
1.	Introduction	103
2.	Etude des poutres.....	103
2.1	Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024.....	103
2.2	Ferraillage des poutres.....	103
2.3	Exemple de calcul du ferraillage d'une poutre	104
3.	Etude des poteaux.....	110
3.1	Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024.....	111
3.2	Ferraillage des poteaux.....	112
3.3	Exemple de calcul du ferraillage d'un poteau	114
4.	Etude des voiles.....	132
4.1	Procédure de ferraillage.....	132
4.1.1	Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024.....	133
4.2	Ferraillage des voiles.....	134

4.2.1	Calcul du ferrailage :	137
4.3	Voile périphérique :	144
4.3.1	Calcul des ferrailages :	146
CHAPITRE VI : EUDE DE L'INFRASTRUCTURE		152
1	Introduction	153
2.	Combinaisons de calcul :	153
3.	Choix du type de fondation :	153
3.1	Calcul des semelles isolées :	154
3.1.1	Pré dimensionnement :	154
4.	Etude du radier général :	155
4.1	Pré dimensionnement :	155
4.2	Ferrailage du radier	158
➤	Distribution des contraintes à l'ELU avec robot Bat.	159
➤	Calcul des armatures.....	161
5.	Pré dimensionnement des nervures :	172
5.1	Ferrailage de nervure	173
Conclusion générale		176
BIBLIOGRAPHIE		177

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanente

Q, P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

q_u : Chargement ultime

q_s : Chargement de service

M_f : Moment fléchissant

M_t : Moment de flexion en travée

M_a : Moment de flexion en appui

M_d : Moment en appui droite

M_g : Moment en appui gauche

N : Effort normal

T_d : Effort tranchant à droite du point considéré

T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier
 τ_u : Contrainte tangentielle de calcul
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite
 \emptyset_t : Diamètre des armatures
S : Espacement entre armatures transversales
 A_u : Armatures calculées à l'ELUR
 A_s : Armatures calculées à ELS
 A_a : Armatures en appuis
 A_t : Armatures en travées
 I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses
 I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
 M_{zz} : Inertie massique
 L_f : Longueur de flambement
 B_r : Section réduite
 L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
 L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
 I_0 : Moment d'inertie de la section homogène
 I_f : Moment d'inertie fictif
f : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
 Δ_{ft} : Flèche totale
 ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)
 λ : Elancement
W : Poids total de la structure.
 β : Coefficient de pondération.

Liste des Figures

Figure 1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)	18
Figure 2. Vue en plan Sous Sol	19
Figure 3. Vue en plan RDC	19
Figure 4. Vue en plan (1er-7eme)étage	20
Figure 5. Coupe en élévation	21
Figure 6. Plan de Façade principale.....	22
Figure 7. Dalle à corps creux	24
Figure 8. Plancher à dalle pleine	24
Figure 9. Composants d'un escalier	24
Figure 10. Section transversale de la poutre principale.....	32
Figure 11. Section transversale de la poutre secondaire.....	32
Figure 12. Schéma d'une dalle à corps creux	33
Figure 13. Section afférente du poteau le plus sollicité.....	36
Figure 14. Section réduite du poteau	37
Figure 15. Coupe en élévation d'un voile	42
Figure 16. Section transversale de l'acrotère	43
Figure 17. Eléments composants d'un escalier	44
Figure 18. Vue en plan de la cage d'escalier	44
Figure 19. Différents types de poutrelles.....	48
Figure 20. Type de poutrelle à étudier.....	49
Figure 21. Section transversale de ferrailage de la poutrelle.....	52
Figure 22. Section de ferrailage.....	53
Figure 23. Section de ferrailage.....	54
Figure 24. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	60
Figure 25. Modes d'encastresments des panneaux des dalles.....	62
<i>Figure 26. Ferrailage de la dalle pleine</i>	<i>71</i>
Figure 27. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon.....	71
Figure 28. Schéma de ferrailage du balcon	75
Figure 29. Coupe transversale de l'acrotère.....	75
Figure 30. Schéma statique de l'acrotère	76
Figure 31. Ferrailage de l'acrotère	79

Figure 32.Dimensions de l'escalier	80
Figure 33.Schéma statique de l'escalier	81
Figure 34.Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU	81
Figure 35.Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS	81
Figure 36.. Ferrailage du l'escalier	85
Figure 37.Modèle 3D de la structure	89
Figure 38.Coupe en plan de la structure	90
Figure 39.Ferrailages des poutres principales	110
Figure 40.Ferrailages des poutres secondaires	110
Figure 41.Coupe du poteau 45 x 45 cm ²	114
Figure 42.Position de N1 ,M1 et M'1 sur la section transversale	116
Figure 43.Croquis du ferrailage des poteaux.....	131
Figure 44.Schéma d'un voile.....	132
Figure 45.Typologie des voiles étudiés	135
Figure 46.Typologie des voiles étudiés	136
Figure 47.Dimension du voile	136
Figure 48.Schéma de ferrailage de voile	144
Figure 49.Enrobage.	147
Figure 50.Schéma du ferrailage de voile périphérique.....	151
Figure 51.Dimension de radier	158
Figure 52.schéma des contraintes de sol à ELS par robot Bat.	158
Figure 53.schéma des contraintes de sol à ELU par robot Bat.....	159
Figure 54.Cartographies A L'ELS	160
Figure 55.Cartographies A L'ELU	160
Figure 56.Schéma statique du débordement.....	169
Figure 57.Dimensions des poutres.....	172
Figure 58. Ferrailage poutre principal	174
Figure 59. Ferrailage poutre secondaire	174
Figure 60.schéma de ferrailage du radier	175

Liste des Tableaux

Tableau 1.Nuances et limites d'élasticité des aciers.....	28
Tableau 2.. Charges du plancher terrasse	34
Tableau 3.Charges du plancher d'étage courant	34
Tableau 4.Charges du plancher de la dalle pleine	35
Tableau 5.Dégression verticale des surcharges d'exploitation	38
Tableau 6. Prédimensionnement des poteaux.....	39
Tableau 7.Choix des sections des poteaux	41
Tableau 8.Prédimensionnement des voiles.....	42
Tableau 9.Charges de la dalle pleine du balcon	43
Tableau 10. Caractéristiques de l'escaliers.....	45
Tableau 11.Charges de la dalle pleine du palier	46
Tableau 12.Charges de la dalle pleine de la paillasse.....	46
Tableau 13.Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle	52
Tableau 14.Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage	52
Tableau 15.Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles	60
Tableau 16.Eléments de réduction (M,T) du balcon	72
Tableau 17.Charges d'acrotère.....	76
Tableau 18.Sollicitations de calcul de l'acrotère	77
Tableau 19.Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELU	82
Tableau 20.Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELS	82
Tableau 21.Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du sous-sol	85
Tableau 22.Tableau de Classification des zones sismiques	90
Tableau 23.Taux des efforts tranchants à la base totaux et portées par les voiles.....	91
Tableau 24.Valeurs des pénalités P _q	92
Tableau 25.Comparaison entre la période dynamique et la période empirique	94
Tableau 26.Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique	95
Tableau 27.Taux de participation modale	96
Tableau 28.Vérification de l'effort tranchant à la base	96
Tableau 29.Vérification des déformations.....	99
Tableau 30.Vérification de l'effet P- Δ sens XX	100

Tableau 31.Vérification de l'effet P- Δ sens YY	100
Tableau 32.vérification au renversement au sens x-x.....	101
Tableau 33.vérification au renversement au sens y-y.....	101
Tableau 34.Sollicitations de calcul maximales des poutres	104
Tableau 35.Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.....	109
Tableau 36.. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux	113
Tableau 37.récapitulatif du ferrailage longitudinale des poteaux	131
Tableau 38.Effort de réduction agissants sur les voiles.....	135
Tableau 39.Ferrailage du voile de contreventement.....	143
Tableau 40.récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée) sens x-x.....	146
Tableau 41.récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée) sens y-y.....	146
Tableau 43.récapitulatif du ferrailage du radier	172
Tableau 44.Récapitulatif des dimensions des poutres des redressements	173
Tableau 45.récapitulatif des sollicitations maximales	173
Tableau 46.récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres.....	173

Introduction général

L'urbanisation croissante et la diversification des activités dans les zones urbaines nécessitent la construction de bâtiments à usage multiple, capables de répondre à la fois aux besoins résidentiels, commerciaux et administratifs. Le béton armé, en raison de sa résistance mécanique, sa durabilité et sa flexibilité architecturale, reste le matériau privilégié pour ce type de construction, particulièrement pour les ouvrages de grande hauteur et les zones à risque sismique.

Ce projet porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment comportant un sous-sol, un rez-de-chaussée et sept étages supérieurs. L'objectif principal est de concevoir une structure sûre et fonctionnelle, en assurant une répartition optimale des éléments porteurs en béton armé et un dimensionnement conforme aux normes en vigueur, notamment le BAEL 91 et le RPA 2024.

Étant implantée dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone de forte activité sismique, la structure doit faire face aux sollicitations sismiques importantes. Pour cela, un système mixte de contreventement combinant des portiques et des voiles en béton armé a été retenu, afin d'assurer à la fois la rigidité et la ductilité de l'ouvrage.

L'analyse dynamique du bâtiment a été réalisée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis 2023, permettant de simuler le comportement de la structure sous charges permanentes, variables et sismiques. Ensuite, le dimensionnement des éléments structuraux principaux, tels que les portiques, les voiles et les fondations, a été effectué conformément aux exigences des normes, garantissant ainsi la sécurité, la stabilité et la durabilité du bâtiment.

Cette étude s'inscrit dans une démarche globale de conception moderne et sécurisée, intégrant à la fois les aspects structurels, réglementaires et sismiques, afin de proposer un ouvrage fonctionnel, résistant et durable dans le temps.

Si tu veux, je peux te préparer une version plus concise et percutante, idéale pour une introduction de mémoire ou rapport de projet. Cela te ferait gagner plusieurs lignes sans perdre l'essentiel.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

2. Implantation de l'ouvrage

Le projet est situé à Kharouba dans la ville de Mostaganem, classée comme zone de forte sismicité V selon le RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2 (Figure 1).



Figure 1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)

3. Présentation de l'ouvrage

Notre structure est un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol réservé aux locaux commerciaux et d'un rez-de-chaussée (RDC) à usage de services et de sept étages pour usage d'habitation.

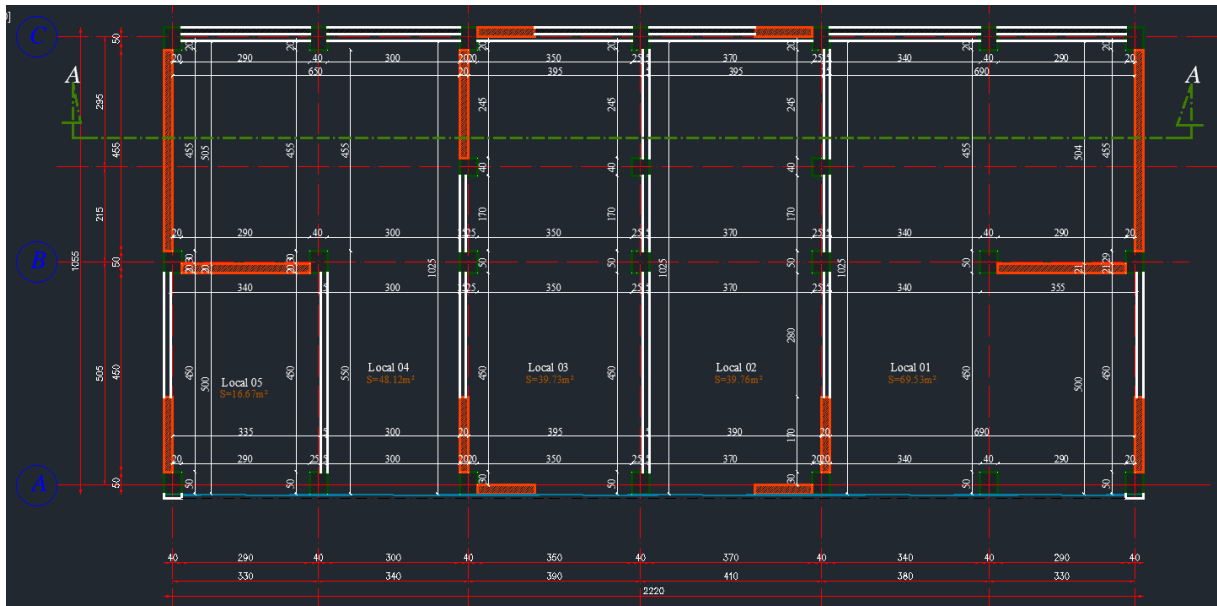


Figure 2. Vue en plan Sous Sol

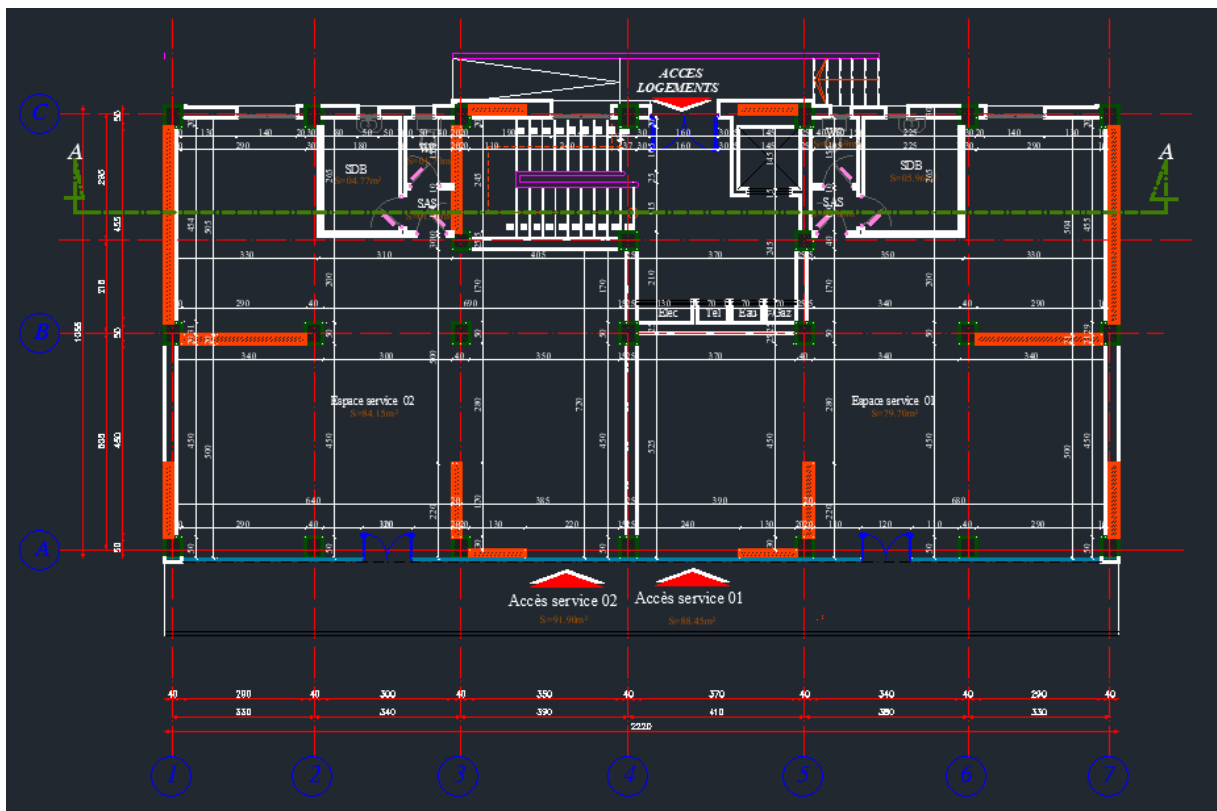


Figure 3. Vue en plan RDC



Figure 5.Coupe en élévation

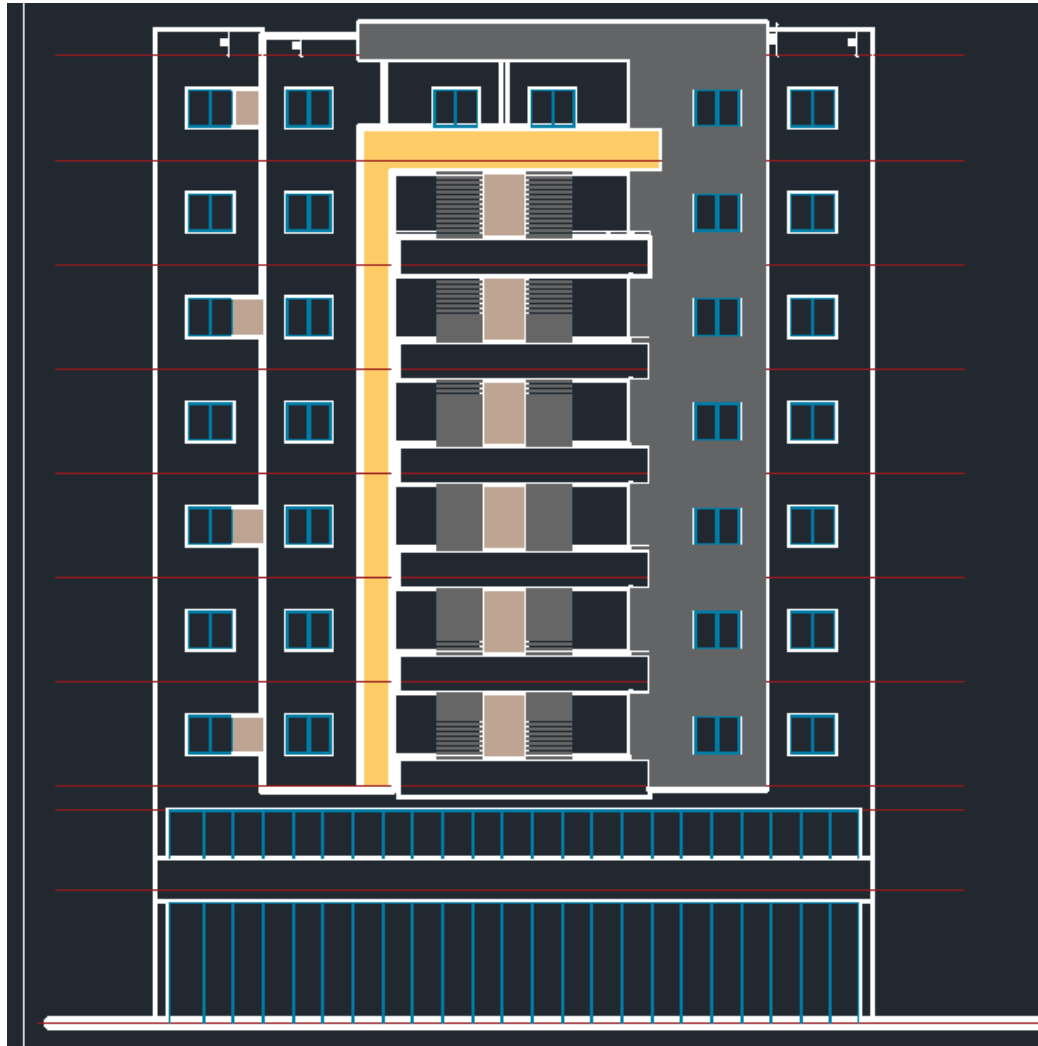


Figure 6. Plan de Façade principale

4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le projet a une forme rectangulaire et le bâtiment présente les dimensions suivantes :

➤ **Dimensions en plan :**

Longueur totale en plan 22,20 m

Largueur totale en plan..... 10,55 m

➤ **Dimensions en élévation :**

Hauteur du sous-sol4.08m

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,23 m

Hauteur des étages courants3,23 m

Hauteur totale du bâtiment.....30.52 m

➤ **Caractéristiques géotechniques du sol :**

- Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$

Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17.00 \text{ kN/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

Le site est classé S3 selon le RPA 2024(Site meuble).

5. Description technique de la structure

5.1 Structure principale

Les normes parasismiques Algériennes, RPA 2024, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone V.

5.1.1 Voiles

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversales et longitudinales. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

5.1.2 Portiques

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres et ils doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et les surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

5.2 Structure secondaire

5.2.1 Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre structure, il existe deux types de planchers à savoir, les planchers en corps creux et les planchers en dalle pleine.

Le plancher en corps creux est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

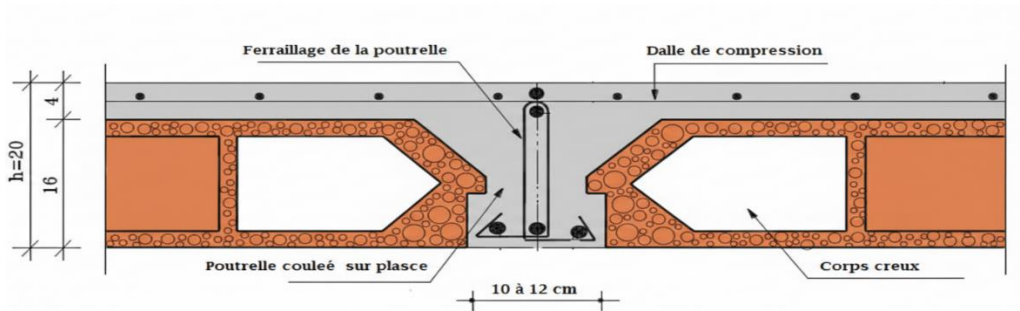


Figure 7. Dalle à corps creux

Les planchers à dalle pleine (Figure 8) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

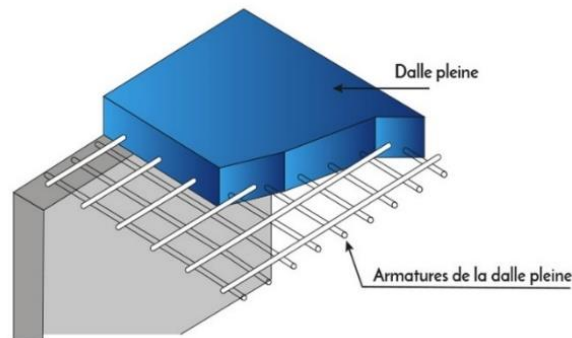


Figure 8. Plancher à dalle pleine

5.2.2 Escaliers

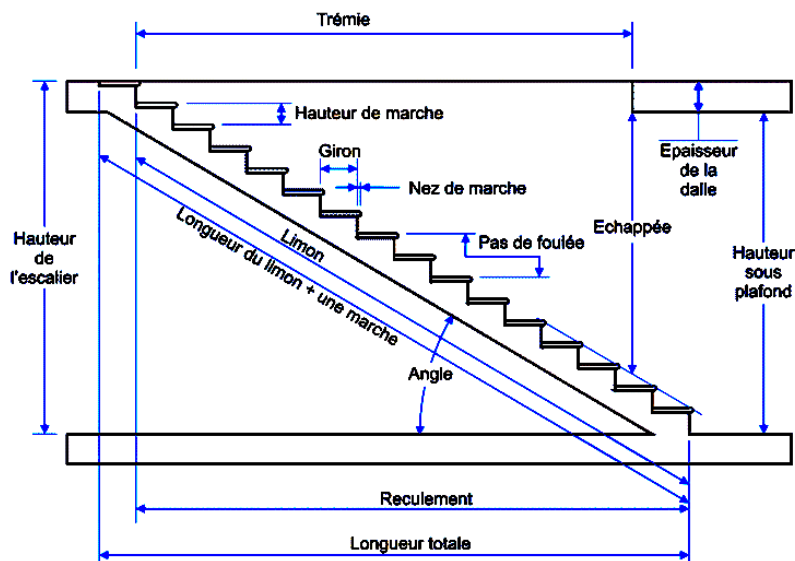


Figure 9. Composants d'un escalier

Les escaliers (Figure 9) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans une structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

5.2.3 Maçonnerie

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10).

5.2.4 Revêtement

Les planchers et les escaliers seront recouverts de carrelage et les salles d'eau et les cuisines seront équipées de revêtements en céramique.

Les murs de façade et les cages d'escaliers sont enduits par du ciment, par contre les cloisons intérieures et les plafonds sont enduits par du plâtre.

5.2.5 Ascenseur

Le bâtiment est équipé d'un seul ascenseur, c'est un dispositif de déplacement vertical, Plus généralement on parle de monte-charge ou d'élévateur.

5.2.6 Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs et l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse.

5.2.7 Acrotère

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

5.3 Fondation

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

6.1 Caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL 91) et le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance au feu.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car l'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

6.1.1 Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes $16 \times 32 \text{ cm}^2$.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . D'après l'article A.2.1.11 du BAEL 91, pour les calculs en phase de réalisation, les valeurs adoptées à "j" jours sont données par les formules suivantes :

$$\text{- Si } j < 28 \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$$

- Si $J > 28$ $f_{cj} = 1,1.f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prend $f_{c28} = 25$ MPa.

6.1.2 Résistance à la traction f_{ij}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge "j" jours notée f_{ij} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa.}$$

6.1.3 Contrainte limite de compression

La contrainte admissible de compression à la l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_b = 1,2 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

6.1.4 Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2.f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15.f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

6.1.5 Module d'élasticité

Le module de déformation longitudinal du béton est donné par les formules suivantes :

- Module instantané : $E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Module différé : $E_{iv} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$

6.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25% à 0.40% de carbone.

6.2.1 Limite élastique f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier sont données par le Tableau 1 suivant :

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers

Type d'acier	Nuances	f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE400	400
Treillis soudées en fils lisses	TLE520	520

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à 2.10^5 MPa.

6.2.2 Contraintes limites de l'acier

➤ Etat limite ultime (ELU)

Si $\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 200000$ MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

➤ Etat limite de service

La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$; [MPa]

- Fissuration très préjudiciable :
 - $\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \min(0.5f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$; [MPa]
- η : Coefficient de fissuration

avec $\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL) et $\eta = 1,6$ pour l'acier à haute adhérence (HA)

6.3 Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

7. Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

- Logiciel Robot Structural Analysis Professionnal 2023.
- AutoCAD 2018.
- Expert BA 2010 (Robot Expert).
- RDM6.
- Office 2016.

8. Règlements utilisés

- Règles parasismiques Algériennes : RPA2024.
- Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.
- Document technique règlementaire : DTR B.C. 2.2.
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

9. Conclusion

Ce premier chapitre a été consacré à une présentation de la structure étudiée en précisant son implantation, sa conception, sa typologie et son système constructif. D'autre part, un aperçu a été donné sur les matériaux constitutifs du projet (béton et acier) et les logiciels et les règlements utilisés dans cette étude.

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT

1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 2024 BAEL 91 et le DTR B.C.2.2, Pour cela une descente des charges et des surcharges a été réalisée afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles ont des sections régulières, soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- Condition du R.P.A 2024

$$b \geq 25 \text{ cm}; h \geq 30 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{\max} \leq 1.5 h + b_1$$

Avec

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b₁ : Largeur du poteau

b_{max} : Largeur maximale de la poutre.

2.1 Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{\max} = 505 \text{ cm}$$

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.67 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 45 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

b = 30 cm > 25 cm; h = 40 cm > 30 cm; h/b = 1,5 < 4.0. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 10) pour la poutre principale est (30 x 45) cm².

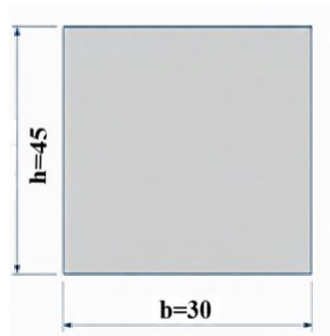


Figure 10. Section transversale de la poutre principale

2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1,16 < 4,0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 11) pour la poutre secondaire est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

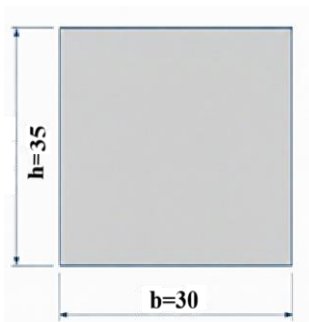


Figure 11. Section transversale de la poutre secondaire

3. Prédimensionnement des planchers

3.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (Figure 12). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{410}{25} \leq e_p \leq \frac{410}{20}$$

$$16.4 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.5 \text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 20 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm. associée à un corps creux d'une hauteur de 16 cm.

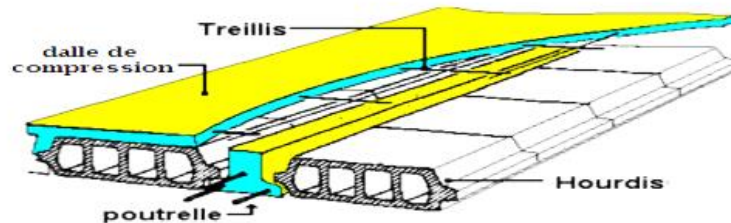


Figure 12. Schéma d'une dalle à corps creux

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- Hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20 \text{ cm}$).
- Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60 \text{ cm}$).
- Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12 \text{ cm}$).
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4 \text{ cm}$).
- Largeur effective est de 60 cm ($b = 60 \text{ cm}$).

3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

3.2.1 Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2.

Tableau 2.. Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Protection gravillon	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	12	0,02	0,24
Forme de pente	22	0,12	2.64
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle corps creux (16+4)			2,80
Enduit plâtre	10	0,01	0,1
Charge permanente			G = 6,74(kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1 (kN/m²)

3.2.2 Plancher étage courant

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

Tableau 3.Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Chappe de mortier	20	0,02	0,4
Enduit plâtre	10	0.01	0,10
Dalle corps creux (16+4)			2,8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 5,06 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			Q = 1,5 kN/m²

3.2.3Planchers de la dalle pleine

Le plancher d'une dalle pleine est considéré horizontalement comme étant infiniment rigide et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance qui sont énumérées ci-dessous.

➤ **Condition de résistance à la flexion (BAEL 91)**

Le panneau le plus défavorable du plancher en dalle pleine du sous-sol est pris en compte pour la détermination de l'épaisseur du plancher. La dalle travaille dans les deux sens car :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.10}{5.05} \leq 1$$

L'épaisseur de la dalle dans ce cas doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{50} = \frac{505}{50} = 10.1 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{505}{40} = 12,625 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'isolation acoustique**

- Contre les bruits aériens : $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie**

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d = 16 \text{ cm}$.

3.3.1 Calcul des charges du plancher de la dalle pleine

Les dalles pleines est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 4.

Tableau 4.Charges du plancher de la dalle pleine

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Chappe de mortier	20	0,02	0,4
Dalle pleine	25	0,16	4
Enduit plâtre	10	0,01	0,10
Cloisons intérieures			1
Charge permanente G			G = 6,26 kN/m²
Charge d'exploitation (Locaux à usage de services)			Q = 2.5 kN/m²

4. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Respect des critères de résistance.
- Respect des conditions du RPA 2024.
- Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 13.

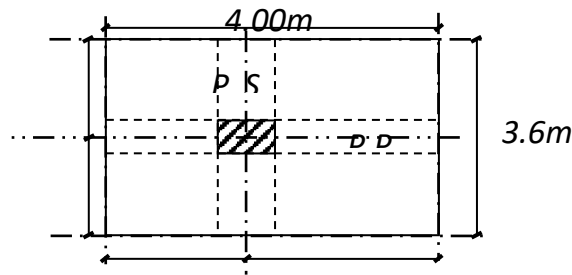


Figure 13. Section afférente du poteau le plus sollicité

4.1 Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff} = 14,40 \text{ m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- **Critère de résistance**

$$Br \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

Avec

B_r : Section réduite du béton (Figure 14)

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

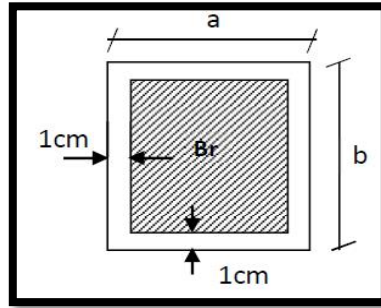


Figure 14. Section réduite du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 1 \% \quad (\text{Mostaganem : zone V selon le RPA 2024})$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

$$\begin{aligned} \text{d'où, } B_r &\geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9}\right) + 0,85 \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u \\ &= 0,6404858204 \cdot N_u \end{aligned}$$

N_u : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

➤ **Vérification des conditions du RPA 2024**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{N_c}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,35$$

➤ **Vérification des conditions de flambement**

Selon les règles du BAEL 91, on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

λ : Elancement du poteau.

l_0 : Hauteur d'étage.

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50.Q sauf pour le dernier et avant-dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 5).

Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation

	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
1	Haut 7 ^{eme} étage	1
2	Haut 6 ^{eme} étage	2,5
3	Haut 5 ^{eme} étage	3,85
4	Haut 4 ^{eme} étage	5,05
5	Haut 3 ^{eme} étage	6,1
6	Haut 2 ^{eme} étage	7
7	Haut 1 ^{er} étage	7,75
8	Haut RDC	8,5
9	Haut Sous-sol	10.75

Tableau 6. Prédimensionnement des poteaux

H	Étage	G [kN]	Q [kN]	N _{up} [kN]	N _{along} [kN]	N _{upot} [kN]	N _{planc} [kN]	N _u [kN]	N _s [kN]	b _r cm ²	A	Choix	Ver RPA	Ver flembement
3.23	7	6.74	1	11.91		0	140.67	187.63	124.88	120.42	12.97	30	15.82	24.74
3.23	6	11.8	2.5	23.82		23.86	261.1	379.35	251.77	243.47	17.60	30	18.32	24.74
3.23	5	16.86	3.85	35.72		31.80	378.73	550.26	364.87	353.16	20.79	30	22.06	24.74
3.23	4	21.92	5.05	47.63		39.72	493.28	717.88	475.98	460.74	23.47	40	25.19	18.55
3.23	3	26.98	6.1	59.54		53.81	604.85	889	589.66	570.56	25.89	40	28.04	18.55
3.23	2	32.04	7	71.44		67.91	713.42	1056.8	701.35	678.28	28.04	40	30.58	18.55
3.23	1	37.1	7.75	83.35		82	819	1221.3	811.05	783.89	30	45	32.89	16.49
3.23	RDC	37.1	8.5	95.26		99.84	833.95	1320.9	876.97	847.77	31.12	45	34.20	16.49
4.08	Ss	37.1	10.75	95.26		117.6	858.83	1397.9	906.78	906.78	31.63	45	34.77	21.99

➤ **Exemple de calcul du poteau (niveau 5^{ème} étage)**

- **La surface afférente est :**

$$s_{\text{aff}} = (3.90/2 + 4.10/2) \times (5.05/2 + 2.15/2) = 14,4 \text{ m}^2.$$

- **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$p_{\text{pp}} = 25 \times 0.30 \times 0.45 = 3,375 \text{ KN/mL}$$

$$p_{\text{ps}} = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/mL}$$

- **La longueur afférente de la poutre principale :**

$$l_{\text{aff}} = (5.05/2 + 2.15/2) = 3.6 \text{ m}$$

- **La longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$l_{\text{aff}} = (3.90/2 + 4.10/2) = 4.00 \text{ m}$$

- **Poids total des poutres principales et secondaires:**

$$p_t = p_p \times l_{\text{aff}}(p_p) + p_s \times l_{\text{aff}}(p_s) = (3,375 \times 3.6) + (2.625 \times 4)$$

$$p_t = 22,65 \text{ KN}$$

$$N_p = 1,35 \times p_t \times n \text{ Avec: } n = \text{Nombre de plancher (n=3)}$$

$$N_p = 1,35 \times 22.65 \times 3$$

$$N_p = 91,73 \text{ KN}$$

- **Poids propre des planchers :**

$$G_{\text{cumulé}} = 16,86 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{\text{cumulé}} = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times p_{\text{cumulé}}) \times s_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 16.86) + (1,5 \times 3.85)] \times 14.4$$

$$N_{\text{plancher}} = 410,92 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,1 \times p_u = 1,1 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,1 (410.92 + 91.73)$$

$$N_u = 552,92 \text{ KN.}$$

- **La section réduite de béton :**

$$B_r \geq 0,640 \times 552,92 = 353,87 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 353,87 \text{ cm}^2$$

- **Pérennant une section carré pour le poteau :**

$$B_r = (a-2) \times (a-2) \geq \sqrt{353,87+2}$$

$$a=b=20,82\text{cm}$$

Donc on choisit (30X30) cm² pour la section de poteau du 5^{ème} étage (terrasse)

- **Remarque :**

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 7.

Tableau 7.Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
Sous-sol RDC– 1 ^{er} étage	45 x 45
2 ^{ème} –3 ^{ème} -4 ^{ème} étage	40 x 40
5 ^{ème} -6 ^{ème} - 7 ^{ème} étage	30 x 30

5. Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par le RPA 2024. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. D'après le RPA 2024 les voiles (Figure 15) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition

$L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

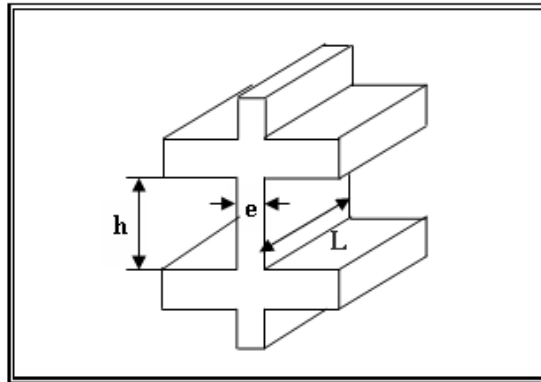


Figure 15. Coupe en élévation d'un voile

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA 2024 pour les voiles linéaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est $a \geq \frac{h_e}{20}$.

Le prédimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 8.

Tableau 8. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
RDC – Etage courant	323	288	14.4	20
Sous-sol	408	373	18.65	20

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 20 cm.

6. Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 16).

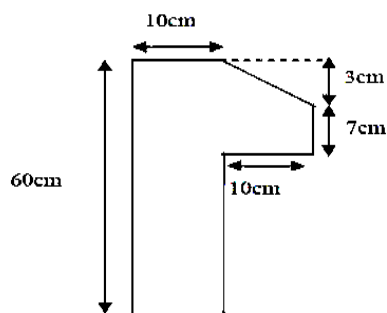


Figure 16. Section transversale de l'acrotère

7. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.00 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 9.

Tableau 9. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	20	0,025	0,5
Mortier de pose	18	0,015	0,27
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,16	4
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			$G = 5,49 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation			$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

8. Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par les ascenseurs. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble (Figure 17).

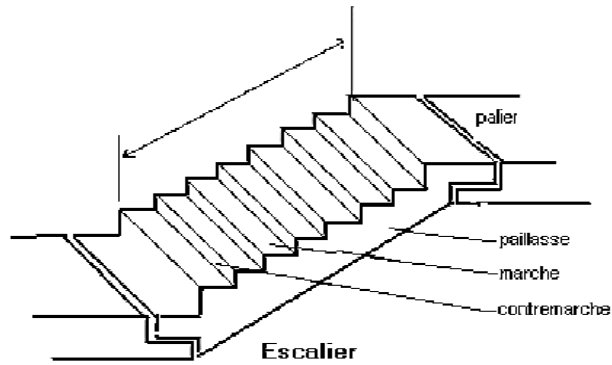


Figure 17.Eléments composants d'un escalier

Les escaliers sont des éléments importants et ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Dans ce projet, les escaliers sont composés de deux volés à côté de l'ascenseur.

La loi de Blondel est une formule universelle qui régit le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions qui sont la hauteur de marche et le giron et dont la formule est : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

En prenant $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$.

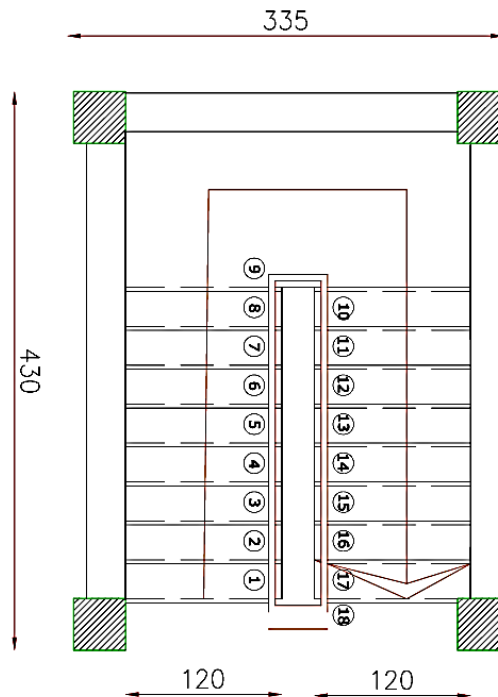


Figure 18.Vue en plan de la cage d'escalier

Tableau 10. Caractéristiques de l'escaliers

	RDC - Etage courant
h_e (m)	3,23
N contre marches	19
N contre marches volée 1	10
N contre marches volée 2	9
h_{volée1} (m)	1,62
h_{volée2} (m)	1,62
l_{volée1} (m)	1,50
l_{volée2} (m)	1,50

La pente est constante pour toutes les volées et elle est égale à :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) la plus défavorable, c'est-à-dire celle du rez-de-chaussée.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{284,62}{30} \leq e_p \leq \frac{284,62}{20}$$

$$\Rightarrow 9,49 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,23 \text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de 12 cm.

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupés sur les Tableaux 11 et 12.

Tableau 11.Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0,025	0,7
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,16	4
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 5,78 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

Tableau 12.Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0,025	0,7
Revêtement verticale	28	0,025. (0,17/0,3)	0,39
Matière de pose	18	0,02	0,36
Poids propre de la paillasse	25	0,12/Cos29,54	3,45
Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
Enduit ciment	18	0,01	0,18
Charge permanente			G = 6,95 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,50 (kN/m²)

9. Conclusion

Il est clair que le prédimensionnement des éléments de la structure est très important pour aborder l'étude de ce projet. Dans ce chapitre, un prédimensionnement de tous les éléments qui composent la structure étudiée a été proposé. Ce prédimensionnement concerne les éléments porteurs comme les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles et les éléments secondaires comme l'escalier, le balcon et l'acrotère.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Plancher à corps creux

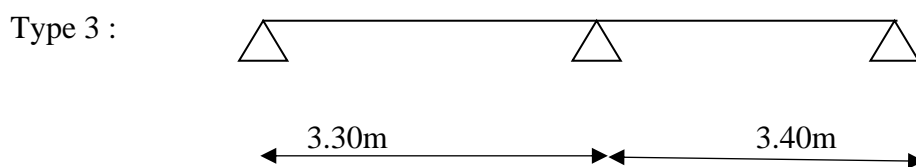
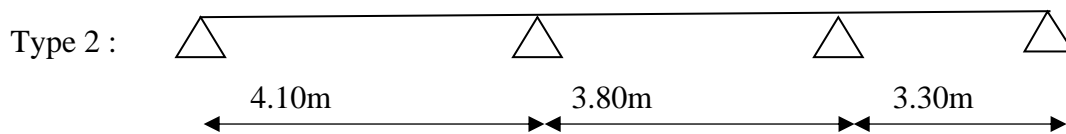
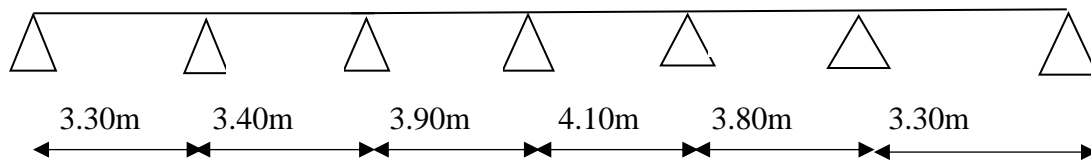
Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction qui est celle de la résistance car les planchers supportent leur poids propre et les charges d'exploitations, servant à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux et celle d'isolation thermique et acoustique.

1.1 Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 6 types de solives (Figure 19).

- **Etage courant**

Type 1



- **Terrasse**

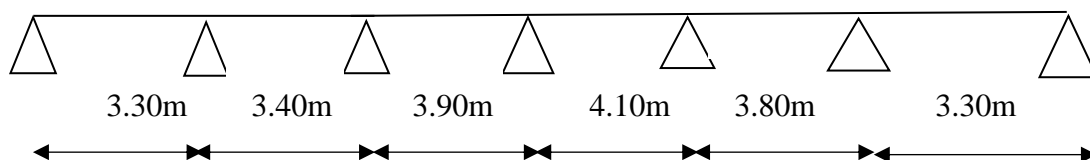


Figure 19. Différents types de poutrelles

1.2 Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- **Méthode forfaitaire**, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.
 - a) $q \leq 2G$; $Q \leq 5 \text{ kN}$, charges localisées $\leq (2 \text{ kN}, 0,25.Q)$
 - b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées
 - c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
 - d) La fissuration est considérée comme peu nuisible
- **Méthode de Caquot**, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifiée.
- **Méthode de Caquot minoré**, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.

1.3 Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorables utilisés pour le ferrailage des solives sont

1.4 Application de la méthode forfaitaire

Dans notre projet, les 4 conditions (a, b, c et d) sont vérifiées et par conséquent la méthode forfaitaire est applicable et les résultats pour les 4 types de poutrelles sont résumés dans le Tableau 13

1.5 Exemple de calcul:

Type 03 :

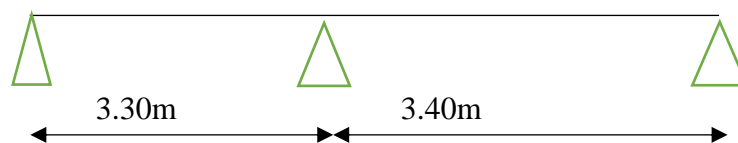


Figure 20.Type de poutrelle à étudier

- Les différentes sollicitations à l'ELU et l'ELS:
- **Moment fléchissant isostatique:**
- **Etat limite ultime(E.L.U) :**

$$M_{01}^U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.4486 \times 3.30^2}{8} = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.4486 \times 3.40^2}{8} = 7.87 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment sur appui intermédiaire :**

➤ **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

• **Travée 1**

$$M_{t1} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3a) ; 1.05] M_{01}$$

On a:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.229$$

$$M_{t1} + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max [(1,07) ; 1.05] M_{01}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.6 M_{02}}{2} \geq [1,07] M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 0.634 M_{01}$$

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.6(1.06 \times M_{01})}{2} \geq [1.07] M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 0.634 M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 0.652 M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 4.837 \text{KN.m}$$

• **Travée 2**

$$M_{t2} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3a) ; 1.05] M_{02}$$

On a:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.229$$

$$M_{t2} + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max [(1,07) ; 1.05] M_{02}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t2} + \frac{0.2M_{02} + 0.6 M_{02}}{2} \geq [1,07] M_{02}$$

$$M_{t2} \geq 0.634 M_{02}$$

$$M_{t2} \geq 0.67 M_{02}$$

$$M_{t2} \geq 5.2729 \text{KN.m}$$

➤ **Moment fléchissant en appuis :**

➤ **Appuis de rives (1et3):**

➤ **Etat limite ultime (ELU):**

$$M_{a1} = -0,2 \times M_{01} = -0,2 \times 7.42 = -1,484 \text{KN.m}$$

$$M_{a3} = -0,2 \times M_{02} = -0,2 \times 7.87 = -1,574 \text{KN.m}$$

➤ **Appui intermédiaire (2) :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{a2} = -0.6 \times M_{02} = -0.6 \times 7.87 = -4.722 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

$$M_{01}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{3.96 \times 3.3^2}{8} = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^s = \frac{q_s \times l_2^2}{8} = \frac{3.96 \times 3.4^2}{8} = 5.72 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

• **Travée 1**

$$M_{t1} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3a) ; 1.05] M_{01}$$

On a:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.229$$

$$M_{t1} + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max [(1,07); 1.05] M_{01}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.6 M_{02}}{2} \geq [1,07] M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 0.634 M_{01}$$

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.6(1.06 \times M_{01})}{2} \geq [1.07] M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 0.634 M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 0.652 M_{01}$$

$$M_{t1} \geq 3.514 \text{ KN.m}$$

• **Travée 2**

$$M_{t2} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3a) ; 1.05] M_{02}$$

On a:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.229$$

$$M_{t2} + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max [(1,07) ; 1.05] M_{02}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t2} + \frac{0.2M_{02} + 0.6 M_{02}}{2} \geq [1,07] M_{02}$$

$$M_{t2} \geq 0.634 M_{02}$$

$$M_{t2} \geq 0.67 M_{02}$$

$$M_{t2} \geq 3.832 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment fléchissant en appuis :**

➤ **Appuis de rives (1et3):**

➤ **Etat limite ultime (ELS):**

$$M_{a1} = -0,2 \times M_{01} = -0,2 \times 5.39 = -1,078 \text{ KN. m}$$

$$M_{a3} = -0,2 \times M_{02} = -0,2 \times 5.72 = -1,144 \text{ KN. m}$$

➤ **Appui intermédiaire (2) :**

➤ **Etat limite ultime (ELS) :**

$$M_{a2} = -0.6 \times M_{02} = -0.6 \times 5.72 = -3.432 \text{ KN. m}$$

Tableau 13.Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

Types de poutrelle Etage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-4.95	-3.57	7.70	5.56	11.46	8.28
2	Etage courant	-5.76	-4.16	8.27	5.98	12.36	8.93
3	Etage courant	-4.72	-3.41	5.26	3.80	10.65	7.69
4	Terrasse	-5.74	-4.19	8.69	6.34	13.29	8.82

Tableau 14.Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrillage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-5.76	8.69	13.29
ELS	-4.19	6.34	

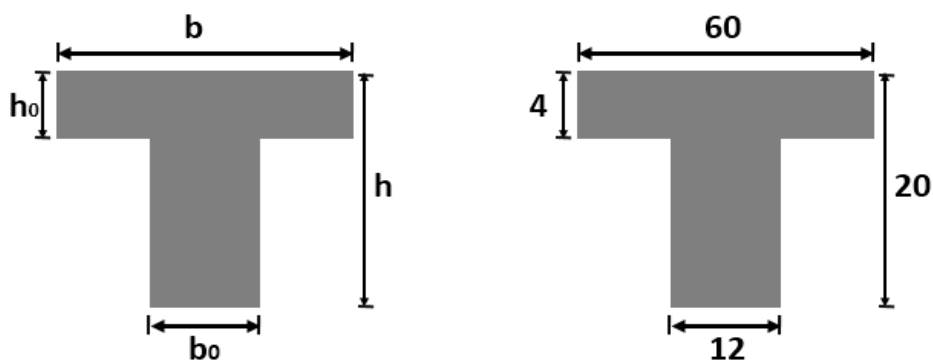


Figure 21.Section transversale de ferrillage de la poutrelle

1.6 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

➤ Calcul en travée :

➤ **Etat limite ultime (ELU)** : $M_{t\max}^u = 8.69 \text{ kN.m}$

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN.m}$$

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t\max}^u = 8.69 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 22).

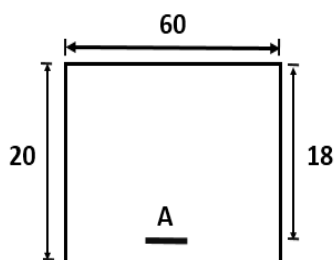


Figure 22. Section de ferrailage

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A'**

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8690}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0315$$

$\mu = 0,0315 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0400$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

➤ **Détermination des armatures**

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8690}{348 \times 0,984 \times 18} = 1,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité [BAEL 91]**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures**

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 6.34 \text{ kN.m}$**

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,0400 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Calcul en appui :**

- **Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle type 1 en appui :**

Etat limite ultime (ELU) : $M_{a\max}^u = 5.76 \text{ KN.m}$

La table se trouve dans la partie tendue. On élimine les ailles et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 23).

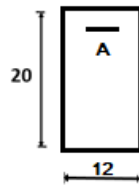


Figure 23. Section de ferrailage

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_{a\max}^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{5760}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0.104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

- **Détermination des armatures**

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{a\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5760}{348 \times 0,945 \times 18} = 0.97 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité [BAEL 91]**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 0.97 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$1T10 \rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 4.19 \text{ kN.m}$**

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u \max}{M_a^s \max} = \frac{5.76}{4.19} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,138 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{\max}^u = 13.29 \text{ kN}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

$$T_{\max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{\max}^u = 13.29 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{400} \left[13290 + \frac{-8690}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,36 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL 91].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{13290}{12 \times 18 \times 100} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

➤ **Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]**

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min}\right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales**

δ_t : L'espace entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{avec : } \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc,

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm [BAEL 91]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm [BAEL 91]}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2}) = 16,20 \text{ cm}$$

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

1.7 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \quad A_1 = \frac{200}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \quad A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles ($L_n=60 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P) et A_2 : Diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \text{et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On choisit un treillis soudé T6 (200x200mm)

➤ **Vérification de la flèche:**

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B6.5.2.annexeD]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.049 < 0.063 \text{ Avec : } l = 4.1 \text{ m (la plus grande portée)} \Rightarrow$$

condition non vérifiée.

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$$

$$M_t^s = 0.65 M_0^s \quad \text{avec: } M_t^s \text{ le moment max en travée}$$

$$0.049 \leq \frac{1}{10} \left(\frac{6340}{650} \right) = 0.98 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t^s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc. Le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

g: charge permanente après mise en place des cloisons .

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 6.740 = 4.044 \text{ KN/ml;}$$

j = g : charge permanente avant mise en place des cloisons,

$$j = g = 4.044 \text{ KN/ml (Plancher terrasse)}$$

$$p: \text{ charge totale; } p = (G+Q) \times 0,6 = (6.740+1) \times 0,6 = 4.644 \text{ KN/m}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 02 alors la flèche maximale

➤ **Calcul des moments fléchissant**

$$M_{tj} = 0.65 \frac{q_{sjx} l^2}{8} = 0.65 \frac{4.044 \times 4.10^2}{8} = 5.5233 \text{ KN. m}$$

$$M_{tp} = 0.65 \frac{q_{spx} l^2}{8} = 0.65 \frac{4.644 \times 4.10^2}{8} = 6.3428 \text{ KN. m}$$

➤ **Module de déformation longitudinale**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.8$$

➤ **Calcul du moment d'inertie I_0 :**

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times \frac{4}{2} + 12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) + 15 \times 2.36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 7.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.32 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b_0 \times \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0^3)}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A \times (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 11209.3095 \text{ cm}^4$$

➤ **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 1.1$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \sigma_{sj} = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5523.3}{2.36 \times 0.855 \times 18} = 152.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6342.8}{2.36 \times 0.855 \times 18} = 174.63 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul de μ_g : μ_j et μ_p**

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 152.07 + 2.1}$$

$$\mu_g = 0.42$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 174.63 + 2.1}$$

$$\mu_p = 0.38$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right) \times 0.011}$$

$$\lambda_i = 3.67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.67 = 1.468$$

➤ **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 11209.3095}{1 + 3.67 \times 0.42}$$

$$I_{fg}^i = 4851.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 11209.3095}{1 + 1.468 \times 0.42}$$

$$I_{fg}^v = 7627.46 \text{ cm}^4$$

➤ **Pour la charge (p)**

$$I_{fj}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 11209.3095}{1 + 3.67 \times 0.38}$$

$$I_{fj}^p = 5149.19 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles**

$$f_g^i = \frac{M_{tg} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5523.3 \times 505^2}{10 \times 32164.20 \times 4851.75} = 0.90 \text{ cm}$$

$$f_g^v = \frac{M_{tg} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5523.3 \times 505^2}{10 \times 10818.87 \times 7627.46} = 1.71 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6342.8 \times 505^2}{10 \times 32164.20 \times 5149.19} = 0.98 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_g^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (1.71 - 0.90) + (0.98 - 0.90) \leq \Delta_{ft} = \frac{410}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0.80 \text{ cm} < \Delta_{ft} = 0.82 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 15 suivant :

Tableau 15.Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	1 HA10	2 Ø 6
En travée	3 HA10	2 Ø 6

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm dans les deux sens (Figure 24).

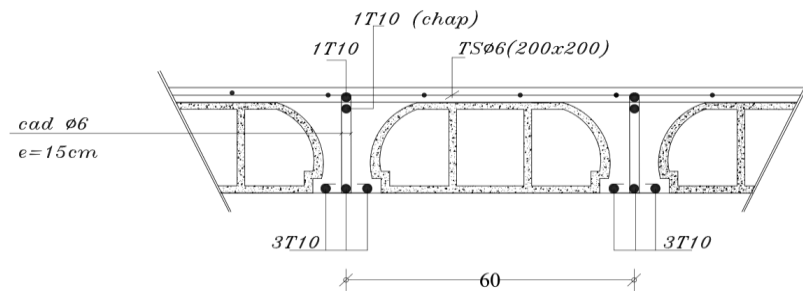


Figure 24.Coupe transversale d'un plancher à corps creux

2. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

2.1 Méthode de calcul

Pour $\rho < 0,4$; Les dalles portent dans un seul sens.

Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; Les dalles portent selon les deux directions.

Suivant notre étude sur le programme Socotec, on suit les étapes suivantes :

Calcul des moments de flexion maximaux M_x^0 et M_y^0 au centre de la dalle en la considérant sur

son contour : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$

$$M_y^0 = \mu_y M_x^0$$

Avec, μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x / l_y .

Les affectations de fraction forfaitaire de M_x^0 et M_y^0 selon le processus suivant(BAEL 91) en

respectant la condition suivante :

$$\frac{M_t + M_w + M_e}{e} \geq 1.25 M_0$$

Pour les panneaux intermédiaires :

Moments en travée

$$M_t^x = 0.75 M_x^0$$

$$M_t^y = 0.75 M_y^0$$

Moments en appuis

Pour les panneaux de rive :

$$M_a^x = -0.5 M_a^x$$

$$M_a^y = -0.5 M_a^y$$

Moments en travée

$$M_t^x = 0.85 M_x^0$$

$$M_t^y = 0.85 M_y^0$$

Moments sur appuis intermédiaires

$$M_x^{ai} = -0.5 M_x^0$$

$$M_y^{ai} = -0.5 M_y^0$$

Moments sur appuis de rive

$$M_{ar}^x = -0.3 M_x^0$$

$$M_{ar}^y = -0.3 M_y^0$$

Concernant l'effort tranchant, pour une charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle, a et b sont les dimensions de la dalle telle que (a < b)

Effort tranchant par unité de longueur d'appui {

Maximum au milieu du plus grand côté : $T_{max} = \rho / (2b + a)$

Minimum au milieu du plus ptite côté: $T_{min} = \frac{\rho}{3b}$

➤ Détermination des moments maximums

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II), on a :

$$G = 6.01 \text{ kN/m}^2; Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Le panneau le plus défavorable est $L_x = 4,10 \text{ m}$ et $L_y = 5,05 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.10}{5.05} = 0,812 > 0,4 \Rightarrow \text{Dalle sur 4 cotés porte en deux sens.}$$

- **ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.01 + 1,5 \times 2.5 = 11.86 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $qu = qu \times 1,00 = 11.86 \text{ kN/ml}$

- **ELS** : $q_s = G + Q = 6.01 + 2.5 = 8.51 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_s = q_s \times 1,00 = 8.51 \text{ kN/ml}$.

Les moments maximums en travée et en appui dans les 2 sens .

- **Calcul des sollicitations:**

$$M_x^u = \mu_x \cdot \rho \cdot l_x^2 \rightarrow \text{La direction } l_x$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x^u \rightarrow \text{La direction } l_y$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f\{\rho = l_x/l_y ; \nu\}$$

Et Coefficient de poisson : $\{\nu = 0 \text{ pour le beton fissure ELU}$

$\{\nu = 0.2 \text{ pour le beton fissure ELS}$

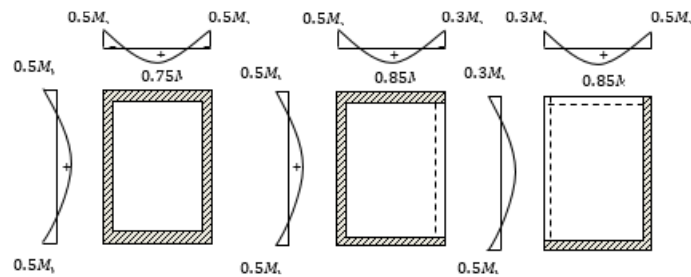


Figure 25. Modes d'encastres des panneaux des dalles

- **Calcul des moments fléchissant**

$$l_x = 4.10 \text{ m} ; \quad l_y = 5.05 \text{ m}$$

$$\rho = l_x / l_y = \frac{4.10}{5.05} = 0.8 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans deux sens.

- **ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0561 \times 11.86 \times 4.10^2$$

$$M_x^u = 11.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x^u = 0.5959 \times 11.18$$

$$M_y^u = 6.66 \text{ KN.m}$$

- **En travée Travée intermédiaires :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x^u = 0.75 \times 11.18 = 8.385 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y^u = 0.75 \times 6.66 = 5.0 \text{ KN.m}$$

- **En appui**

- **Appui intermédiaire**

$$M_x^{ai} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 11.18 = -5.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ai} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 6.66 = -3.33 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0.0628 \times 8.51 \times 4.10^2$$

$$M_x^s = 8.98 \text{ K N.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x = 0.7111 \times 8.98$$

$$M_y^s = 6.38 \text{ KN.m}$$

- **En travée intermédiaire :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x^s = 0.75 \times 8.98 = 6.735 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y^s = 0.75 \times 6.38 = 4.785 \text{ KN.m}$$

- **En appui**

- **Appuis intermédiaires**

$$M_x^{ai} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 8.98 = -4.49 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ai} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 6.38 = -3.19 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage**

- **Sens X-X**

- **ELU :**

$$M_{tx}^u = 8.385 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8385}{100 \times 14.5^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$\alpha = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.035$$

$$\beta = 0.986$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8385}{348 \times 14.5 \times 0.986}$$

$$A_{tx}^u = 1.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tx}^u = 1.69 \text{ cm}^2$$

➤ **choix des armatures :**

$$A = 6T10/ml = 4.71 \text{ cm}^2 (e = 15 \text{ cm})$$

➤ **Espacement maximale des armatures**

$$e \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

• **ELS**

$$M_{tx}^s = 6.735 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_{\bar{A}} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{8.385}{6.735} = 1.24$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > 0.035$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

• **En appui :**

• **ELU**

$$M_{ax}^u = -5.59 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{5590}{100 \times 14.5^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.025$$

$$\beta=0.99$$

$$A_x^u = \frac{M_x^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5590}{348 \times 14.5 \times 0.99}$$

$$A_{ax}^u = 1.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{ax}^u = \text{Max}(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A_{ax}^u = 1.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximale des armatures**

$$e \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} (e = 15 \text{ cm})$$

• **ELS**

$$M_{ax}^s = -4.49 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{5590}{4490} = 1.24$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > 0.025$$

Donc :

le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

- **Sens-Y-Y**
- **En travée :**
- **ELU**

$$M_{ty}^u = 5 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{5000}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.025$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5000}{348 \times 13.5 \times 0.99}$$

$$A_{ty}^u = 1.07 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A_t^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (} e = 20 \text{ cm)}$$

• **ELS**

$$M_{ty}^s = 4.785 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{\lambda} < 1 \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{5}{4.785} = 1.04$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 > 0.025$$

Donc

le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

• **En appui :**

• **ELU**

$$M_{ay}^u = -3.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3330}{348 \times 13.5 \times 0.99}$$

$$A_{ay}^u = 0.72 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay}^u = \text{Max}(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A_{ay}^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (e=15 cm)}$$

• **ELS**

$$M_{ay}^s = -3.19 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_{\bar{z}} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{3.33}{3.19} = 1.04$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 > 0.029$$

Donc :

le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

➤ **Vérification**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{qu \times l_z}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{11.86 \times 4.10}{2} \times \frac{5.05^4}{5.05^4 \times 4.10^4}$$

$$T_x^u = 0.086 \text{ KN.}$$

$$T_y^u = \frac{qu \times l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{11.86 \times 5.05}{2} \times \frac{5.05^4}{5.05^4 \times 4.10^4}$$

$$T_y^u = 0.11 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u) = \max(0.086; 0.11)$$

$$T_{\max}=0.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{110}{100 \times 13,5} = 0.08 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}^S}{M_x^S}$$

$$\frac{A}{B \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}^S}{M_x^S} = \frac{16}{410} = 0.039 < \frac{1}{20} \times \frac{11.18}{8.385} = 0.067 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{B \times d} = \frac{4.71}{100 \times 13.5} = 0,00348 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc. Le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$j = G$ – poids des murs

$$j = 6.01 - 1 = 5.01 \text{ KN/m}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 6.01 \text{ KN/ml}$$

$$p = G + Q = 6.01 + 2.5 = 8.51 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 8.51 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$M_g = 0.75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0561 \times 6.01 \times 4.10^2$$

$$M_g = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0.75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0561 \times 5.01 \times 4.10^2.$$

$$M_j = 3.54 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0.75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0561 \times 8.51 \times 4.10^2.$$

$$M_p = 6.02 \text{ kN.m}$$

➤ Module de déformation longitudinale

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 3700 \times \sqrt[3]{28} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.8$$

➤ **Calcul du moment d'inertie I_0 :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 4.71 \times 14.5)}{(100 \times 16) + (4.71 \times 15)} = 8.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.27 = 7.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{B \times V_1^3}{3} + \frac{B \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8.27^3}{3} + \frac{100 \times 7.73^3}{3} + 15 \times 4.71 \times (7.73 - 1.5)^2$$

$$I_0 = 27458.89 \text{ cm}^4$$

➤ **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{B \times d} = \frac{4.71}{100 \times 14.5} = 0.00324$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.324$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{4250}{4.71 \times 0.911 \times 14.5} = 68.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{6020}{4.71 \times 0.911 \times 14.5} = 96.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{3540}{4.71 \times 0.911 \times 14.5} = 56.90 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul de U_g ; U_p ; U_j**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00324 \times 68.31 + 2.1}$$

$$\mu_g = -0.23$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00324 \times 96.76 + 2.1}$$

$$\mu_p = -0.097$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00324 \times 56.90 + 2.1}$$

$$\mu_j = -0.30$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.00324}$$

$$\lambda_i = 6.48$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6.48 = 2.59$$

➤ **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 27458.89}{1 + 6.48 \times 0.23}$$

$$I_{fg}^i = 12128.49 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 27458.89}{1 + 2.59 \times 0.23}$$

$$I_{fg}^v = 18928.86 \text{ cm}^4$$

➤ **Pour la charge (j)**

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 27458.89}{1 + 6.48 \times 0.30}$$

$$I_{fj}^i = 10259.76 \text{ cm}^4$$

➤ **Pour la charge (p)**

$$I_{fj}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 27458.89}{1 + 6.48 \times 0.097}$$

$$I_{fj}^p = 18546.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles**

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4250 \times 505^2}{10 \times 32164.20 \times 12128.49} = 0.28 \text{ cm}$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4250 \times 505^2}{10 \times 10818.87 \times 18928.86} = 0.53 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{3540 \times 505^2}{10 \times 32164.20 \times 10259.76} = 0.27 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^p} = \frac{6020 \times 505^2}{10 \times 32164.20 \times 18530.54} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (0.53 - 0.27) + (0.26 - 0.28) \leq \Delta_{ft} = \frac{410}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0.24 \text{ cm} < \Delta_{ft} = 0.82 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

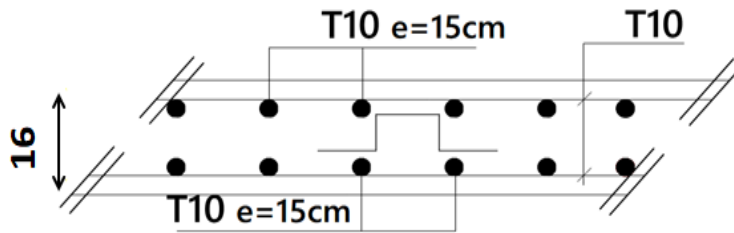


Figure 26. Ferrailage de la dalle pleine

3. Etude des balcons

Le bâtiment est équipé de balcons composés de dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces dalles sont de type console, ce qui signifie qu'elles sont intégrées et encastrées au niveau du plancher.

3.1 Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,49 \text{ kN/m}^2$

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1,51 \text{ kN}$

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_1 + Q_1 = 8.99$$

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 27 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 16.

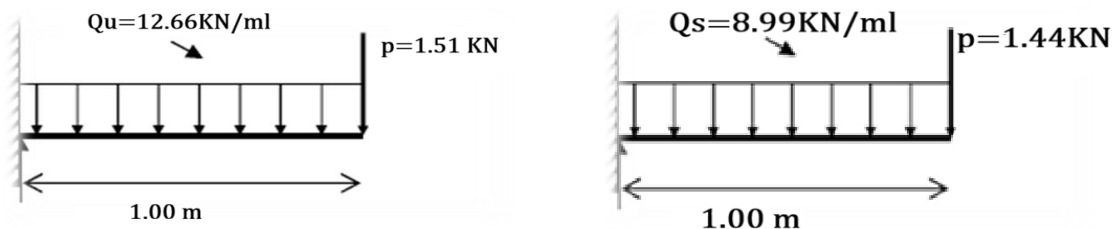


Figure 27. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Tableau 16.Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	7.84	-14.17
ELS	6.01	-10.50

3.2 .Calcul des efforts internes

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times 1 = \frac{12.66 \times 1^2}{2} + 1.51 \times 1 = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$M_S = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_u \times 1 = \frac{8.99 \times 1^2}{2} + 1.51 \times 1 = 6.01 \text{ KN.m}$$

$$T_s = -q_s \times 1 - p_u = -8.99 \times 1 - 1.51 = -14.17 \text{ KN}$$

$$T_u = -q_u \times 1 - p_u = -12.66 \times 1 - 1.51 = -14.17 \text{ KN}$$

3.3 Ferrailage de la dalle du balcon

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est considérée comme préjudiciable. La section considérée pour le ferrailage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 15 cm.

$$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7840}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 \leq \mu_{AB} 0.392 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas.}$$

$$1000_{\epsilon_s} > 1000_{\epsilon_l} \quad \sigma_s \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9848$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7840}{348 \times 0.9848 \times 13.5} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_a, A_{\min}) \dots\dots A_a = 1.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T12/ml \quad A = 6.79 \text{ cm}^2/ml.$$
$$(T12 \quad e = 15\text{cm}).$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T10/ml \quad A = 4.71 \text{ cm}^2/ml.$$
$$(T10 \quad e = 15\text{cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_u = 7840 \text{ N.m}$$

$$M_s = 6010 \text{ N.m}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 6.79 \times (13.5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 101.85y_1 - 1374.975 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 4.32 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (4.32)^3 + 15 \times 6.79 \times (13.5 - 4.32)^2$$

$$I = 9205.22 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{6010}{9205.22} \times 4.32$$

$$\sigma_b = 2.82 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6010}{9205.22} (13.5 - 4.32)$$

$$\sigma_s = 89.90 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s$$

$$= \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,1\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63\text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 2.82 < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 89.90 < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

$$T_{\max}^u = 14.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} = \frac{14170}{(100 \times 15) \times 100} = 0.094\text{MPa}$$

$$\tau_{u \text{ bar}} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.094 > \tau_{u \text{ bar}} = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{et} \end{array} \right. \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

(Il n'y a pas de reprise de béton

➤ **Calcul de la flèche:**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{20} \rightarrow \frac{15}{100} > \frac{1}{20} \rightarrow 0.15 > 0.05 \text{ c. v}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \rho = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0038 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \text{ c. v}$$

3.4 Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

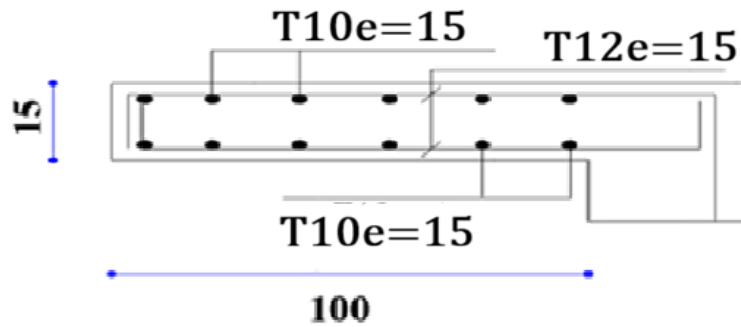


Figure 28. Schéma de ferrailage du balcon

4. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui entoure les planchers terrasses. Il a pour but de garantir la sécurité des personnes contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau sur la façade. De plus, il est également utilisé comme point d'ancrage pour le matériel de maintenance des bâtiments.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement (Figure 29).

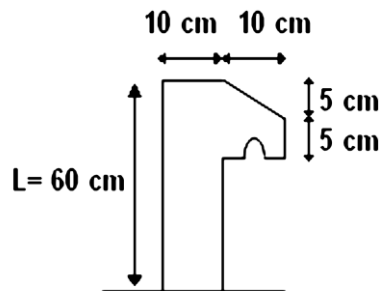


Figure 29. Coupe transversale de l'acrotère

Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut avoir des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul sera effectué à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

4.1 Évaluation des sollicitations de calcul

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le Tableau 17

Tableau 17.Charges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,069	0,069 x 25=1,725	0,015x 1,47 x 18 = 0,4	2,125	1

Selon le RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + 3.h_z / H).W_p$$

F_p : Force horizontale due au séisme.

A : Coefficient d'accélération zonal.

C_p : Facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA 2024.

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$F_{pK} = (0.25 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 30.52) \times 2.125 = 0.540 \text{ kN}$$

Centre de pression :

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique est illustré sur la Figure 30 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 18.

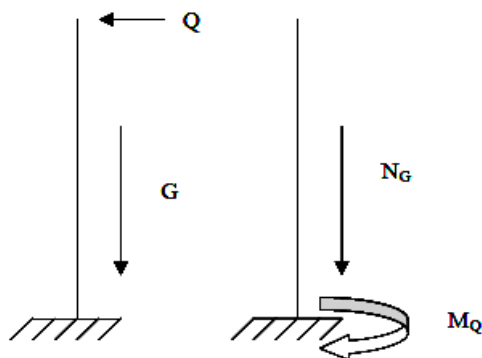


Figure 30. Schéma statique de l'acrotère

Tableau 18.Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,486	2,87	1,5
ELS	0,324	2,125	1

4.2 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,486}{2,87} = 0,169 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,812 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{486}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} = 0,0137 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,28 - \frac{28,70}{348} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = \text{cm}^2.$$

Choix des armatures (Figure 31)

$$A_s = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures

$$A_r = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement de } S_t = (60 - 2,5)/3 = 19 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \text{ et } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,324 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 2,125 \text{ kN.}$$

$$e = \frac{0,324}{2,125} = 0,15 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,15 - 0,1/2 = -0,20 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -3265,34 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 71864,064 \text{ cm}^3$$

y_2 est la racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$, la solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 et après itération on trouve :

$$Y_{2.1} = a \cos(\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$$

$$Y_{2.2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$$

$$Y_{2.3} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = 36,67 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$$

La solution qui convient est $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10 \text{ cm}$$

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{b y_{SER}^2}{2} + 15 A_s (d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,94^2}{2} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 42,72 \text{ cm}^3$$

Contrainte du béton

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} = \frac{1687}{100 \times 42,72} = 0,39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ MPa}$$

$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$\eta = 1,6$ (Acier HA)

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement $T_u = 1 \text{ kN}$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

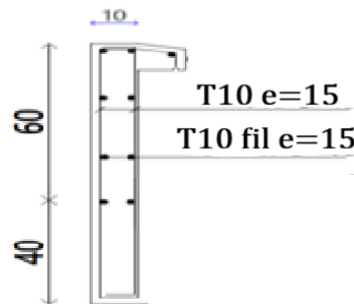


Figure 31. Ferrailage de l'acrotère

5. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

5.1 Combinaisons de charges

Les charges du palier et de la paillasse ont été calculées en chapitre 2, ce qui permet de déterminer les combinaisons de charges selon le BAEL 91.

- **ELU** $q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,68 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,42 \text{ kN/m}$
 $q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 6,80 + 1,5 \cdot 2,5 = 12,93 \text{ kN/m}$
- **ELS** $q_{\text{palier}} = 5,68 + 2,5 = 8,18 \text{ kN/m}$
 $q_{\text{paillasse}} = 6,8 + 2,5 = 9,30 \text{ kN/m}$

5.2 Calcul des sollicitations des escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à 2 volées et puisque la hauteur d'étage change entre le rez-de-chaussée, l'étage courant, alors les schémas statiques des volées sont différents. La coupe en plan de la cage d'escalier a été schématisée dans le chapitre 2 lors du prédimensionnement (Figure 13).

5.2.1 Etude et ferrailage de l'escalier

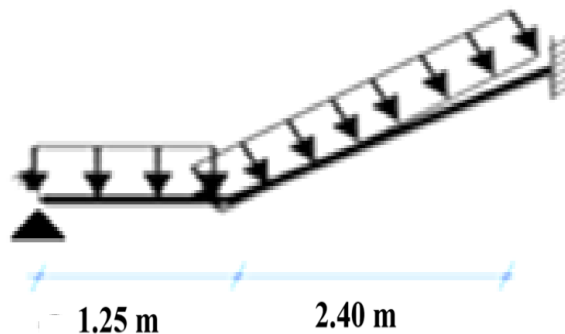


Figure 32. Dimensions de l'escalier

Les dimensions utilisées de l'escalier du sont schématisées sur la Figure 24 et leurs schémas statiques sont illustrées sur la Figure 32 et ainsi le calcul des autres paramètres de l'escalier sont citées ci-dessous.

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_0 = 12 \text{ cm}$ (pré dimensionnée au chapitre 2)

Longueur de la paillasse du volée (L_1 paillasse) :

$$L_1 \text{ paillasse} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

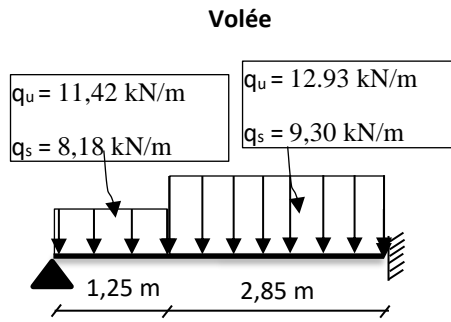


Figure 33. Schéma statique de l'escalier

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastrés et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 34 et 35).

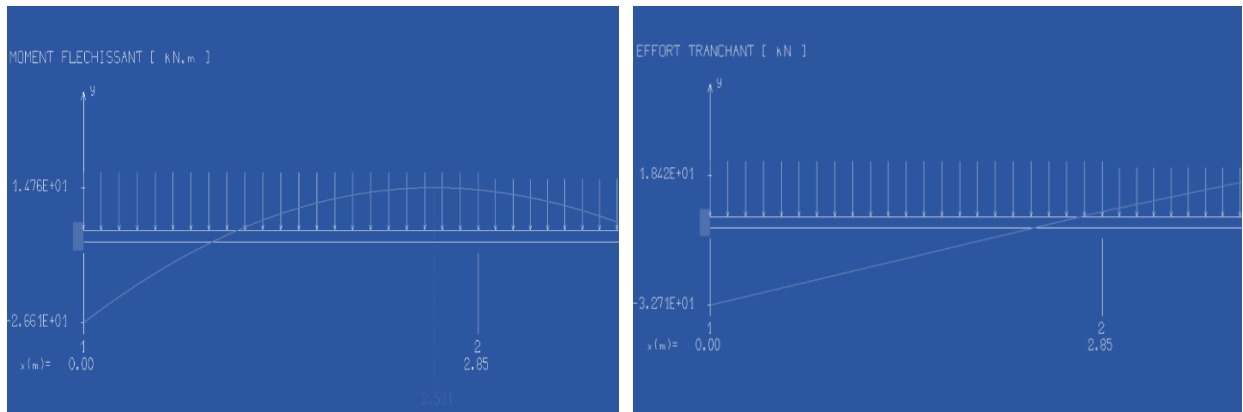


Figure 34. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU

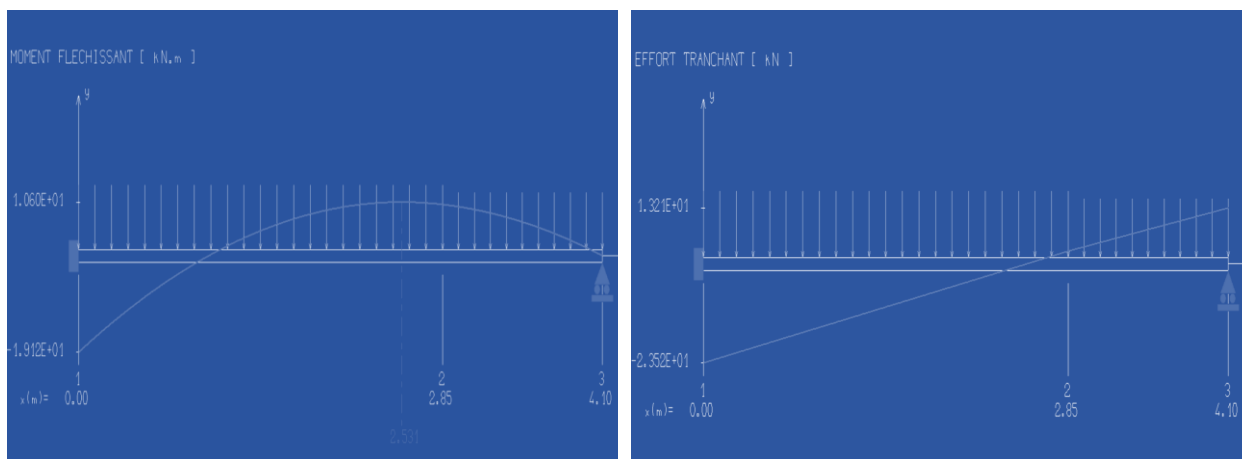


Figure 35. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 19 pour ELU et dans le Tableau 20 pour l'ELS.

Tableau 19. Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELU

		Tmax [kN]	Mmax (appui) [kN.m]	Mmax (travée) [kN.m]
Etage	Volée	32,71	-26,61	14,76

Tableau 20. Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELS

		Tmax [kN]	Mmax (appui) [kN.m]	Mmax (travée) [kN.m]
Etage	Volée	23,52	-19,12	10,60

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14760}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2} = 0,089 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,089}) = 0,117$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,117 = 0,953$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{14760}{0,953 \times 10.8 \times 348} = 4,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,231 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(4,12 ; 1,304) \text{ cm}^2 = 4,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6 \text{ HA12/ml} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6 \text{ HA10 cm}^2/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[36 ; 45]\text{cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification ELS**

$$M_u = 14760 \text{ N.m}$$

$$M_s = 10600 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_{st} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{14760}{10600} = 1,39$$

$$\alpha = 0,117 < 0,45 \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

➤ **Vérification de la flèche**

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \text{et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,12^3}{12} = 0,000144 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 12120 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{14760 * 5^2}{10 * 10818,9 * 10^6 * 0,000144} = 0,0237 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$f = 0,0237 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En appui**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{26610}{100 * 10,8^2 * 14,2} = 0,161 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,221; \quad \beta = 0,912$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{26610}{0,912 * 10,8 * 348} = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = \max(7,76; 1,304) \text{ cm}^2 = 7,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 7 \text{ HA } 12 / \text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6\text{HA}10 / \text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification ELS**

$$M_u = 26610 \text{ N.m}$$

$$M_s = 19120 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A'_{\text{st}} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{26610}{19120} = 1,39$$

$$\alpha = 0,221 < 0,45 \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

➤ **Vérification de la flèche**

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{19120 \times 5^2}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,000144} = 0,031 \text{ cm}$$

$$f = 0,031 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs

$$\text{suyvantes : } \bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$T_u = 32,71 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{32710}{1000 \cdot 108} = 0,303 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Le calcul du volée se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier sont résumés dans le Tableau 21.

Tableau 21. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du sous-sol

Niveau du Sous-sol		Armatures Longitudinale (cm ² /ml)	Armatures de répartition (cm ² /ml)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée	En appui	7HA12 (7,92 cm ² /ml)	6 HA10 (4.79 cm ² /ml)	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	6 HA12 (6.79 cm ² /ml)	6 HA10 (4.79 cm ² /ml)		

Les croquis du ferrailage des escaliers schématisés sur la Figures 36.

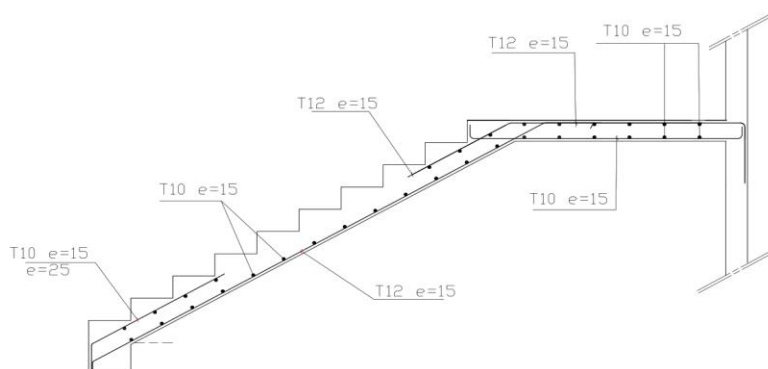


Figure 36.. Ferrailage du l'escalier

6. Conclusion

Ce chapitre a exposé en détail le calcul des différents éléments secondaires composant la structure de l'édifice et ainsi une étude détaillée avec ferrailage du plancher à corps creux et à dalle pleine a été réalisée. L'étude et le ferrailage du balcon , de l'acrotère et de l'escalier assurant la circulation verticale a été détaillée dans ce chapitre.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents. L'étude parasismique considère que les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher et que seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte et que les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).

Selon le RPA 2024 , les forces sismiques peuvent être déterminées par la méthode statique équivalente, par la méthode d'analyse modale spectrale ou par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2. Étude dynamique

2.1 Objectif de l'étude

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Ce qui permet ensuite de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle est présentée initialement est souvent très complexe. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modélisations qui simplifient suffisamment le problème pour qu'il puisse être analysé de manière plus aisée.

2.2 Présentation du Logiciel Robot structural Analysis

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysis propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, les charges de vent, les charges sismiques et les charges de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

2.3 Modélisation de la structure

La modélisation est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique adopté est composé d'une console verticale fixée à sa base où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes suivies lors de la modélisation sont comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.
- Spécification et assignation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.
- Définition des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et attribution de ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.

- Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.
- Introduction du spectre de réponse en introduisant les paramètres de base et sismiques correspondants à la structure
- Lancement de l'analyse du problème et, si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.
- Visualisation des résultats obtenus, que ce soit à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.
- Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis 2023 est représentée sur la Figure 37.

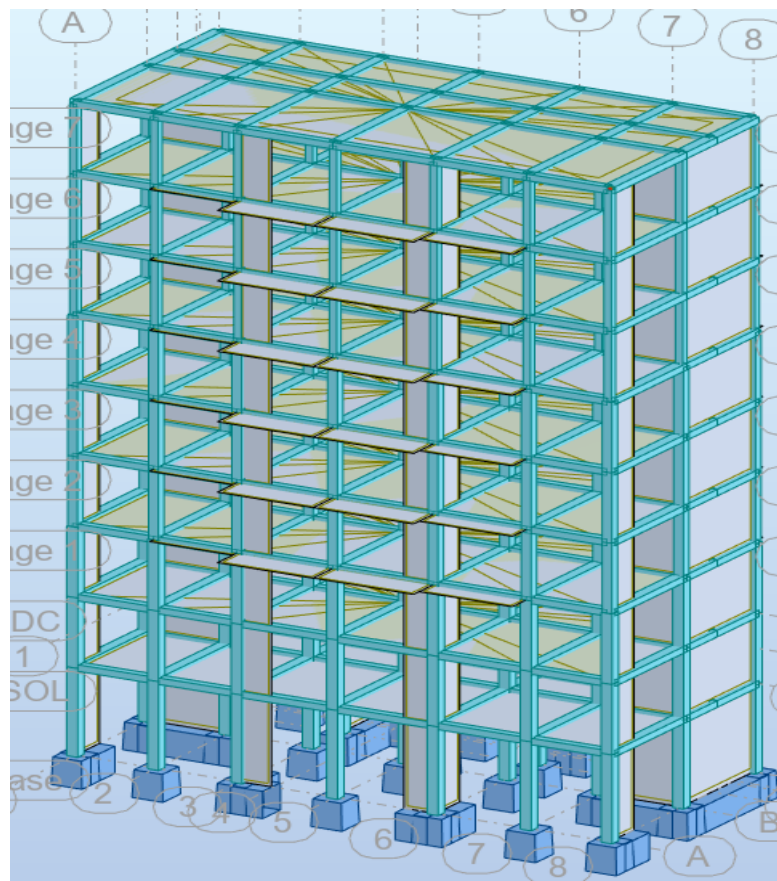


Figure 37. Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 38) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

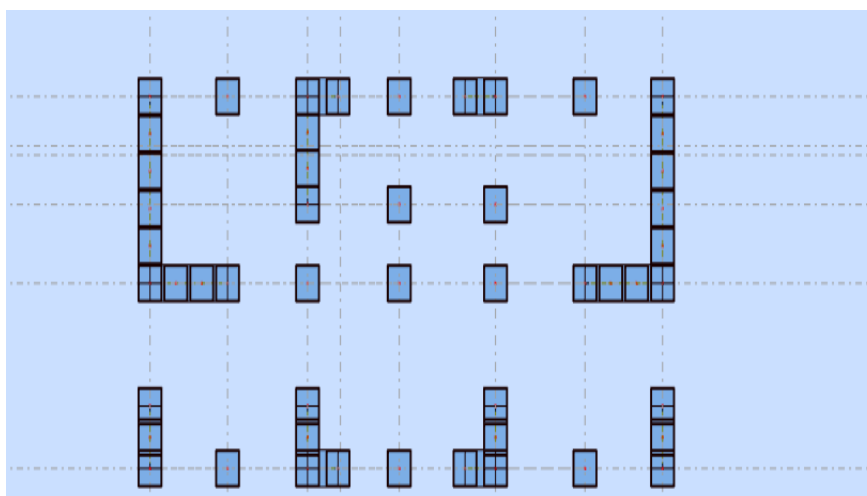


Figure 38. Coupe en plan de la structure

Classification des zones sismiques Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A du RPA 2024 qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau 22. Tableau de Classification des zones sismiques

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

Mostaganem est classée de zone « V » forte de sismicité

➤ **Groupe d'importance de l'usage**

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne– Bâtiments non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

* Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m

* Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc.

* Parkings de stationnement publics, etc.

- **Système à contreventement mixte** : Equivalent à des voiles système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

R : coefficient de comportement de la structure donner par le tableau (3.17 selon le RPA 2024)

Donc : **R=4.5** (b) selon (RPA 2024)

Cat Description du système de contreventement	Valeur de R
Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 (b)

➤ Vérification de la classification du système de contreventement

Le système de contreventement choisi est "Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles" avec $R = 4,5$. Le système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Cette vérification est vérifiée selon le tableau 23 ci-dessous.

Tableau 23. Taux des efforts tranchants à la base totaux et portés par les voiles

Niveaux	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]	FZ totale [kN]	% Repris par les voiles
7^{ème} étage	-1121,36	-1586,89	-2708,25	58,59
6^{ème} étage	-2235,03	-3282,79	-5517,82	59,49
5^{ème} étage	-3480,02	-4848,51	-8328,53	58,22
4^{ème} étage	-5350,25	-5883,07	-11233,32	52,37
3^{ème} étage	-6816,91	-7364,64	-14181,55	51,93
2^{ème} étage	-8402,88	-8726,90	-17129,78	50,95
1er étage	-10503,87	-9628,58	-20132,45	47,83
RDC	-12051,59	-10909,34	-22960,93	47,51
S-SOL	-12980,09	-13702,63	-26682,72	51,35

3. Calcul de facteur de qualité

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Avec :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Le Tableau 24 résume les valeurs des pénalités.

Tableau 24. Valeurs des pénalités P_q

Critère (q)	P_q
1. Régularité en plan	0
2. Régularité en élévation	0
3. Condition minimales sur le nombre étage	0
4. Condition minimales sur les travées	0,10
	0.10

$$Q_F = 1,10$$

4. Choix de la méthode de calcul

➤ Méthodes dynamiques

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

5. Méthode d'analyse modale spectrale

5.1 Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3 selon RPA 2024). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure

➤ **Spectre de calcul**

Il est nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse sous l'action sismique horizontale défini dans le RPA 2024 ci-dessous.

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la

Pesanteur, g

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de Non effondrement $T_r=475$ ans

I : coefficient d'importance

S: coefficient de site

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté

T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

QF : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2 du RPA 2024, n'est pas pris en compte, car la valeur du produit ($A_v.I.g = 0,225$) est inférieure à (0.25g).

➤ **La force sismique totale**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

6. Résultats de la méthode modale spectrale

6.1 Période fondamentale de la structure

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_n^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N=25,84$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.4 du RPA 2024. $C_T = 0,05$

$$T = 0,573 \text{ s}$$

6.1.1 Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA 2024). Le Tableau 24 montre la vérification de la période.

Tableau 25. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	$T_{x\text{mod}}$ [s]	Condition du RPA
0,573	0,75	0,68	Vérifiée

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

Donc selon le RPA 2024 on prend $T_0 = 0.68$ s

Les périodes T_1 et T_2 sont données par le tableau 25 ci-dessous.

Tableau 26. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Spectre type 1 S (Zones IV, V et VI)		T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Avec :

T_1 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_1 = 0,15$ s** (Site S_3).

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_2 = 0,60$ s** (Site S_3).

λ : Coefficient de correction trouver selon la condition est : **$\lambda=0.85$**

Donc : $A.I.S. [2.5 \frac{Q_F}{R}] . [\frac{T_2}{T}]$ car : $T_2 \leq T \leq T_3$

A : coefficient d'accélération de calcul du sol par le tableau 3.3 du RPA 2024. **$A=0,25$**

I : coefficient d'importance , pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.11) **$I=1.00$**

S: coefficient de site donner par le tableau (3.4) du RPA 2024 **$S=1.3$**

6.1.2 Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Selon le programme Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 le poids total de la structure est : **$W = 24093.59$ KN**

6.1.3 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent

$$V_x = V_y = 3588.94 \text{ KN}$$

6.2 Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 27 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint.

Tableau 27. Taux de participation modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
5/ 1	1,47	0,68	62,27	0,08	0,0	62,27	0,08	0,0
5/ 2	1,84	0,54	62,41	64,25	0,0	0,14	64,17	0,0
5/ 3	2,38	0,42	64,20	64,60	0,0	1,78	0,35	0,0
5/ 4	5,73	0,17	79,56	64,63	0,0	15,36	0,04	0,0
5/ 5	8,22	0,12	79,64	83,28	0,0	0,08	18,64	0,0
5/ 6	10,40	0,10	80,79	83,43	0,0	1,16	0,15	0,0
5/ 7	12,76	0,08	86,18	83,44	0,0	5,38	0,01	0,0
5/ 8	18,52	0,05	86,22	89,27	0,0	0,04	5,83	0,0
5/ 9	20,55	0,05	89,24	89,31	0,0	3,02	0,04	0,0
5/ 10	22,55	0,04	89,25	89,35	0,0	0,01	0,05	0,0
5/ 11	24,63	0,04	89,27	89,35	0,0	0,02	0,00	0,0
5/ 12	25,80	0,04	89,75	89,35	0,0	0,48	0,00	0,0
5/ 13	26,67	0,04	90,26	89,36	0,0	0,51	0,01	0,0
5/ 14	27,42	0,04	90,26	89,36	0,0	0,00	0,00	0,0
5/ 15	27,73	0,04	90,26	89,36	0,0	0,00	0,01	0,0
5/ 16	28,23	0,04	90,31	89,37	0,0	0,05	0,01	0,0
5/ 17	28,34	0,04	90,51	89,37	0,0	0,20	0,00	0,0
5/ 18	28,78	0,03	90,52	89,39	0,0	0,01	0,01	0,0
5/ 19	28,89	0,03	90,55	89,39	0,0	0,03	0,00	0,0
5/ 20	29,03	0,03	90,56	89,62	0,0	0,01	0,23	0,0
5/ 21	29,25	0,03	90,63	89,64	0,0	0,08	0,01	0,0
5/ 22	29,60	0,03	90,78	89,78	0,0	0,15	0,15	0,0
5/ 23	29,74	0,03	90,84	90,32	0,0	0,06	0,53	0,0
5/ 24	29,82	0,03	90,84	90,59	0,0	0,00	0,27	0,0
5/ 25	30,08	0,03	90,97	92,58	0,0	0,13	1,99	0,0

6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Tableau 28. Vérification de l'effort tranchant à la base

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	2869.5	/
$V_t(y)$	/	3247.01
$V(x)$	3588.94	/
$V(y)$	/	3588.94
$\frac{V_t}{V}$	0,78	0.90
Coefficient de majoration	$\frac{0.8 v}{v_t} = 1.030$	PAS DE MAJ

7. Vérification de la Structure

7.1 Combinaisons d'actions

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des Eqns

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

où:

- G: charges permanentes
- Q: charges d'exploitation, non pondérées

et:

$$\begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

7.2 Justification vis-à-vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

où:

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

7.3 Justification vis-à-vis de la ductilité

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspond du présent document technique réglementaire sont appliquées.

7.4 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions. Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement

par rapport au niveau de ses fondations. Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale. Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales. Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême. Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

7.5 Justification vis-à-vis de la résistance des planchers

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul (cf. § 6.1.2). Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Cette condition est satisfaite si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal à 1.3, selon la combinaison de charges suivante :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.3Ex \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.3Ey \end{cases}$$

7.6 Justification de la stabilité des fondations

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ex \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ey \end{cases}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau 29. Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	$\delta_{kx} = \frac{R \cdot \delta_{ekx}}{QF}$ (mm)	$\delta_{ky} = \frac{R \cdot \delta_{eky}}{QF}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,015h (mm)	OBS $\Delta_{kx} < 0,015h$	OBS $\Delta_{ky} < 0,015h$
7 étage	3230	122.72	90	20.45	12.27	3230	Vérifiée	Vérifiée
6 étage	3230	102.27	77.73	16.36	12.27	3230	Vérifiée	Vérifiée
5 étage	3230	85.91	65.45	16.36	12.27	3230	Vérifiée	Vérifiée
4 étage	3230	69.55	53.18	16.36	12.27	3230	Vérifiée	Vérifiée
3 étage	3230	53.18	40.91	16.36	12.27	3230	Vérifiée	Vérifiée
2 étage	3230	36.82	28.64	12.27	12.27	3230	Vérifiée	Vérifiée
1 étage	3230	24.55	16.36	12.27	8.18	3230	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3230	12.27	8.18	12.27	8.18	3230	Vérifiée	Vérifiée
S SOL	4080	0	0	0	0	4080	Vérifiée	Vérifiée

7.7 Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P-D peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 .$$

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal

$$\text{à } \frac{1}{(1 - \theta_K)} .$$

Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 30 dans le sens xx et 31 dans le sens yy confirment que les effets P-D peuvent être négligés dans la structure étudiée.

Tableau 30. Vérification de l'effet P- Δ sens XX

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V _x (kN)	Δ_x (mm)	Θ_x	OBS
7 ^{-ème} étage	3230	2692.80	732.30	20.45	0,0233	Vérifiée
6 ^{-ème} étage	3230	5208.26	1267.8	16.36	0,0208	Vérifiée
5 ^{-ème} étage	3230	7723.31	1692.10	16.36	0,0231	Vérifiée
4 ^{-ème} étage	3230	10372.31	2047.93	16.36	0,0257	Vérifiée
3 ^{-ème} étage	3230	13020.92	2341.51	16.36	0,0282	Vérifiée
2 ^{-ème} étage	3230	15669.53	2572.52	12.27	0,0231	Vérifiée
1 ^{er} étage	3230	18398.98	2742.36	12.27	0,0255	Vérifiée
RDC	3230	20984.49	2841.09	12.27	0,0281	Vérifiée
S-SOL	4080	24101.83	2869.5	0	0,0000	Vérifiée

Tableau 31. Vérification de l'effet P- Δ sens YY

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V _y (kN)	Δ_y (mm)	Θ_y	OBS
7 ^{-ème} étage	3230	2692.80	816.69	12.27	0,0125	Vérifiée
6 ^{-ème} étage	3230	5208.26	1427.82	12.27	0,0139	Vérifiée
5 ^{-ème} étage	3230	7723.31	1908.02	12.27	0,0154	Vérifiée
4 ^{-ème} étage	3230	10372.31	2305.27	12.27	0,0171	Vérifiée
3 ^{-ème} étage	3230	13020.92	2630.43	12.27	0,0188	Vérifiée
2 ^{-ème} étage	3230	15669.53	2887.57	12.27	0,0206	Vérifiée
1 ^{er} étage	3230	18398.98	3081.08	8.18	0,0151	Vérifiée
RDC	3230	20984.49	3201.41	8.18	0,0166	Vérifiée
S-SOL	4080	24101.83	3247.01	0	0,0000	Vérifiée

➤ **Vérification au renversement**

Stabilité au renversement Le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé, en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai

Tableau 32.vérification au renversement au sens x-x

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	2869,5	4,08	24093,59	10,78	115,9128	259728,9002
2	2841,09	7,31			721,7163	
3	2742,36	10,54			1790,114	
4	2572,52	13,77			3181,008	
5	2341,51	17			4990,86	
6	2047,93	20,23			7198,441	
7	1692,1	23,46			9954,078	
8	1267,8	26,69			14292,5	
9	732,3	29,92			21910,42	
SOMME					64155,04	OK

Tableau 33.vérification au renversement au sens y-y

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	3247,01	4,08	24093,59	5,2	186,048	125286,668
2	3201,41	7,31			879,6123	
3	3081,08	10,54			2039,595	
4	2887,57	13,77			3540,818	
5	2630,43	17			5527,72	
6	2305,27	20,23			8036,368	
7	1908,02	23,46			11265,49	
8	1427,82	26,69			16311,06	
9	816,69	29,92			24435,36	
SOMME					72222,08	OK

8. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'estimer la résistance via le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela, par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment et en respectant un ensemble de règles dictées par le RPA 2024, et le bâtiment étudié répond positivement à toutes ces exigences.

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement entre eux, et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales afin de les transmettre vers la fondation qui, à son tour les transmet au sol.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, il a été utilisé le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis Professionnal 2023), qui permet de déterminer les efforts internes au niveau de chaque section d'élément de la structure pour les différentes combinaisons de calcul.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé BAEL 91 et le RPA 2024.

2. Etude des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du BAEL 91 et du RPA 2024 pour la vérification.

2.1 Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

➤ Armatures longitudinales

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.

Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ (zone V).

Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

➤ Armatures transversales

La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA 2024 exige un minimum de $(h/4, 12\phi)$ et en dehors de la zone nodale l'espacement doit être de $s \leq h/2$.

2.2 Ferrailage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91:

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

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

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$$G+\psi.Q+E1$$

$$G+\psi.Q+E2$$

$$E1 =+Ex\pm 0.3Ey$$

$$E2 =\pm 0.3Ex\pm Ey$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnel 2023 et les résultats sont regroupés dans le Tableau 34 ci-dessous.

Tableau 34.Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (kN.m /kN)
E.L.U :	Moment en travée M_t	69.50	29.98
	Moment en appui M_a	-114.41	-41.69
	Effort Tranchant T_u	119.25	47.09
E.L.S :	Moment en travée M_t	50.82	21.61
	Moment en appui M_a	-83.62	-30.03
	Effort Tranchant	87.20	33.89
A.C.C :	Moment négatif M	-157.58	-135.89
	Moment positif M	139.79	118.48
	Effort Tranchant	131	91.33

2.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

➤ En travée :

- (E.L.U) :

$$M_t^u = 69.50 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 \cdot h$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{69500}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0.099$$

$$\mu = 0,099 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,131$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9476$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{69500}{348 \times 0,9476 \times 40,5} = 5,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0,5\%b \times h = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{min}BAEL; A_{min}RPA;) \Rightarrow A = 6,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T12 \Rightarrow A_t = 6,79 \text{ cm}^2$$

• **(E.L.S) :**

$$M_t^{ser} = 50,82 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \hat{Z} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{69,50}{50,82} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,131 < 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} => Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

➤ **En appuis :**

• **(E.L.U) :**

➤ **Situation Normale :**

$$M_a^u = -114,41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{114410}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0,164$$

$$\mu = 0,164 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,225$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,91$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{114410}{348 \times 0,91 \times 40,5} = 8,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Situation Accidentelle**

- **Cas 1 : M<0**

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_t^{\text{acc}} = -157,58 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9 \cdot h$$

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{157580}{17,71 \times 30 \times 40,5^2} = 0,181$$

$$\mu = 0,181 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,252$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,8992$$

$$A_a^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{157580}{400 \times 0,8992 \times 40,5} = 10,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0,5\%b \times h = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{\min} \text{BAEL}; A_{\min} \text{RPA}; A_a^{\text{acc}}) \Rightarrow A_a^{\text{acc}} = 10,82 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T12+3T14 \Rightarrow A_t = 11,41 \text{ cm}^2$$

- **(E.L.S) :**

$$M_a^{\text{ser}} = -83,62 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{114.41}{83.62} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0,225 < 0.435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Conclusion**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

➤ **Situation Accidentelle**

- **Cas 2 : M>0**

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_t^{acc} = 139.79 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 \cdot h$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{139790}{17.71 \times 30 \times 40.5^2} = 0.160$$

$$\mu = 0,160 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n' existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,219$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,912$$

$$A_a^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{139790}{400 \times 0.912 \times 40.5} = 9.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0,5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(BAEL) = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min}BAEL ; A_{min}RPA ; A_a^{acc}) \Rightarrow A_a^{acc} = 9.46 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T12+2T14 \Rightarrow A_t = 9.87 \text{ cm}^2$$

• **(E.L.S) :**

$$M_a^{\text{ser}} = -83.62 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{114.41}{83.62} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0,225 < 0.435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mp}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

➤ **Vérification si les**

armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre :

$$T_{\text{max}} = 119.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.d.100} = \frac{119250}{30 \times 40.5 \times 10^2} = 0.98 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\tau_u = 0.98 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \min \right) = \min (1,29 ; 3 ; 1,4) \text{ On choisit HA8.}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ (zone V)

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

L'espacement des armatures transversales

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l \min \right) = 12,5 \text{ cm. On choisit } S_t = 10 \text{ cm}$$

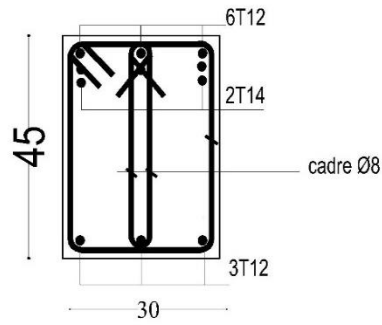
$$\text{En zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm On choisit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Le Tableau 35 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferrailage sont schématisés dans les Figures 39 et 40.

Tableau 35. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)		A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre Principale	5.20	10.82	1,47	6.75	6T12	6T12+3T14
		8.92	1.47	6.75		6 T12+2T14
Poutre Secondaire	6.74	13.75	1,14	5.25	6T12	6T14+4T12
		8.92	1.14	5.25		6T12+3T14

En Appui



En Travée

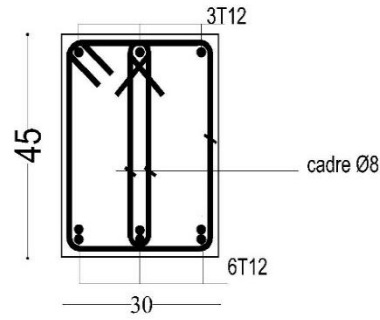
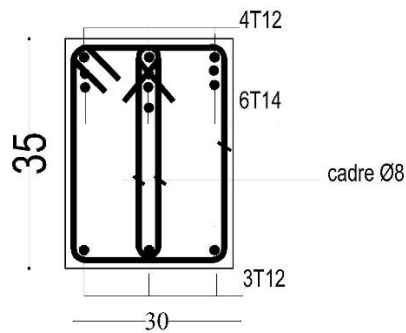


Figure 39. Ferrailages des poutres principales

En Appui



En Travée

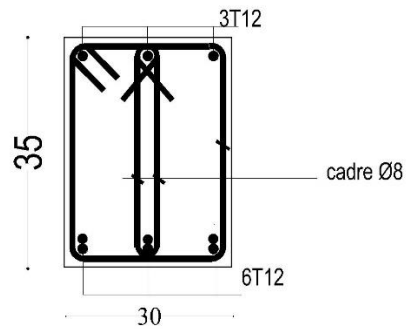


Figure 40. Ferrailages des poutres secondaires

3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens (M_y et M_z), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
-

3.1 Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024

➤ Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 1,00% (zone V).

Ferraillage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 14 mm.

La longueur minimale des recouvrements est 60ϕ (zone V).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm en zone V.

➤ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

H_t : Hauteur totale de la section brute.

F_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

T : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

$$\text{Dans la zone nodale : } t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi) \quad (\text{zone V})$$

$$\text{Dans la zone courante : } t' \leq \min (b_1/2; h_1/2; 10\phi) \quad (\text{zone V})$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

3.2 Ferrailage des poteaux

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91:

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

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

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$$G + \psi \cdot Q + E1$$

$$G + \psi \cdot Q + E2$$

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \text{ et } E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2023 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 36 ci-dessous.

Tableau 36.. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations en kN
45 x 45 cm ²	ELU-CAS 1	$N_{x\max} = 1418.85\text{kN}; M_{y\text{ corr}} = 0.99 \text{ KN.m}; ; M_{z\text{ corr}} = -15.41 \text{ kN.m}$
	ACC – CAS 2	$N_{x\min} = -608.23 \text{ kN}; ; M_{y\text{ corr}} = 87.68 \text{ kN}; ; M_{z\text{ corr}} = 62.15\text{kN}$
	ACC- CAS 3	$M_{y\max} = 119.52\text{kN.m}; ; M_{y\text{ corr}} = 106.48\text{kN.m}; ; N_{\text{corr}} = 1659.66\text{kN}$
	ACC- CAS 4	$M_{z\max} = 106.48\text{kN.m}; M_{y\text{ corr}} = 119.52\text{kN.m}; N_{x\text{ corr}} = 1659.66\text{kN}$
40 x 40 cm ²	ELU-CAS 1	$N_{x\max} = 924.89\text{kN}; M_{y\text{ corr}} = 1.54\text{kN.m}; M_{z\text{ corr}} = -33.64\text{kN.m}$
	ACC -CAS2	$N_{x\min} = -398.10\text{kN}; M_{y\text{ corr}} = -73.42\text{kN}; M_{z\text{ corr}} = 24.24\text{kN}$
	ACC-CAS 3	$M_{y\max} = -103.20\text{kN.m}; M_{z\text{ corr}} = 31.73\text{kN}; N_{x\text{ corr}} = -164.53\text{kN}$
	ACC-CAS 4	$M_{z\text{ corr}} = -78.43\text{kN.m}; M_{y\text{ corr}} = -49.39 \text{ kN.m}; N_{x\text{ corr}} = 510.74\text{kN}$
30 x 30 cm ²	ELU-CAS 1	$N_{x\max} = 479.56 \text{ kN}; M_{y\text{ corr}} = 1.55 \text{ kN.m}; M_{z\text{ corr}} = -20.38\text{kN.m}$
	ACC -CAS 2	$N_{x\min} = -70.12\text{kN}; M_{y\text{ corr}} = -48.65\text{kN}; M_{z\text{ corr}} = 13.54\text{Kn}$
	ACC-CAS 3	$M_{y\max} = -57.5\text{kN.m}; M_{z\text{ corr}} = 19.95\text{kN.m}; N_{x\text{ corr}} = -14.95\text{kN}$
	ACC- CAS 4	$M_{z\max} = -52.18\text{kN.m}; M_{y\text{ corr}} = 37.07\text{kN.m}; N_{x\text{ corr}} = 42.04\text{kN}$

3.3 Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions $45 \times 45 \text{ cm}^2$ du (Figure 41), ayant les caractéristiques suivantes : $S = 45 \times 45$; $C = C' = 5 \text{ cm}$; Acier Fe E400; $d = 0,9h = 40.5 \text{ cm}$.

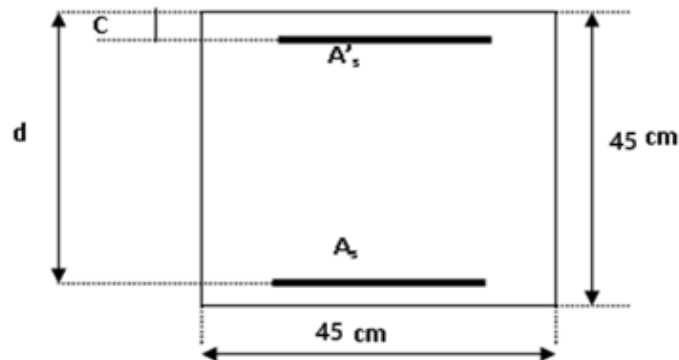


Figure 41. Coupe du poteau $45 \times 45 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures:**

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$b = 45 \text{ cm} \quad a = 45 \text{ cm} \quad d = 40.5 \text{ cm} \quad c = 4.5 \text{ cm}$$

• **1^{ère} Cas(ELU) :**

➤ **Les sollicitations prises en compte sont :**

$$N_{\max} = 1418.85 \text{ [KN]}$$

$$M_{Z \text{ cor}} = 15.41 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{Y \text{ cor}} = 0.99 \text{ [KN.m]}$$

• **Sens y-y :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.99}{1418.85} = 0.0007 \text{ m} = 0.07 \text{ cm} / e < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

➤ **Calcul de la section total**

$$B = (b = 45 \text{ cm} \times a = 45 \text{ cm}) = 2025 \text{ cm}^2 = 0.2025 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de la section réduite Br**

$$B_r = (b - 2) \times (a - 2) = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0.1849 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de coefficient ne fonction de λ**

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0,2\left(\frac{6.35}{35}\right)^2} = \frac{0.84}{1.1} = 0.76$$

$$A \geq \left[\frac{N}{100 \times \alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = 19.59 \text{ cm}^2 \rightarrow A \geq \left[\frac{1418850}{100 \times 0.76} - \frac{1849 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -44.76 \text{ cm}^2 -$$

$$A \geq -44.76 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul les armatures minimales et maximales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0.2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7.2; 4.05) = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (45.45) = 101.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures**

$$A_s = \max (A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 7.2 \text{ cm}^2$$

• **Cas 02**

➤ **Calcul suivant l'axe y-y**

➤ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{87.68}{608.23} = 0.14 \text{ m} = 14.42 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

➤ **Vérification si :**

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow \frac{285.6}{45} = 6.35 < \max \left[15; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6.35 < \max \left[15; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15$$

6.35 < 15 \Rightarrow on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

➤ **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{87.68}{608.23} = 0.14 \text{ m} = 14.42 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ \text{et} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$

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

➤ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.45}{53.80} = 0.064$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.064 \times 2] = 1.157 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 608.23 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 608.23 \times (14.42 + 2 + 1.157) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 106.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{106.91}{608.23} = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

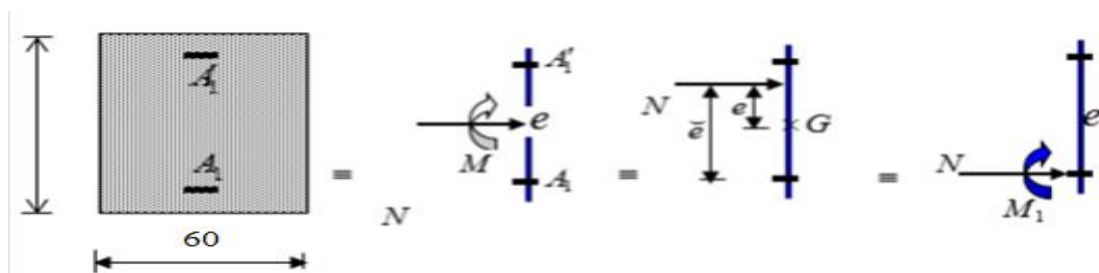


Figure 42. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 106.91 + 608.23 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 216.39 \text{ KN}$$

$$1. = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5)14,2 \times 45 \times 45 = 331257,6 \text{ N.m} = 331,257 \text{ KN.m}$$

$$2. = N'_1 \times (d - c) - M_1 = 608,23 \cdot (0,405 - 0,045) - 216,39 = 2,57 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{216390}{17,71 \times 45 \times 40,5^2} = 0,166$$

$$\mu = 0,23 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,228$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,909$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{216390}{400 \times 0,909 \times 40,5} = 14,69 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 14,69 - \frac{608230}{100 \times 400} = -0,5 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a + b)}{100}; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7,2; 4,05) = 7,2 \text{ cm}^2.$$

• **RPA 2024:**

$$A_{RPA} = 0,01 \times a \times b = 0,01 \times 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{RPA}) = (0; 7,2; 20,25) = 20,25 \text{ cm}^2$$

• **Cas 03**

➤ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{119,52}{1659,66} = 0,07 \text{ m} = 7 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

➤ **Vérification si :**

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow \frac{285,6}{45} = 6,35 < \max \left[15 ; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6,35 < \max \left[15 ; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15$$

6.35 < 15 => on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

• **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{119,52}{1659,66} = 0,07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ \text{et} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$$

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

➤ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3,45}{53,80} = 0,064$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,064 \times 2] = 1,157 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 1659,66 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 1659,66 \times (7 + 2 + 1,157) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 168,57 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{168.57}{1659.66} = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 168.57 + 1659.66 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 467.31 \text{ KN}$$

$$1 = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5)14,2 \times 45 \times 45 = 331257.6 \text{ N.m} = 331.257 \text{ KN.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c) - M_1 = 1659.66 \cdot (0.405 - 0.045) - 467.31 = 130.17 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{467310}{17.71 \times 45 \times 40.5^2} = 0,357$$

$$\mu = 0,357 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,582$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,767$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{467310}{400 \times 0,767 \times 40.5} = 37.61 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 37.61 - \frac{1659660}{100 \times 400} = -3.88 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a + b)}{100}; \frac{0.2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7.2; 4.05) = 7.2 \text{ cm}^2.$$

- **RPA 2024:**

$$A_{\text{RPA}} = 0.01 \times a \times b = 0.01 \times 45 \times 45 = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\min}) = (0; 20.25; 7.2) = 20.25 \text{ cm}^2$$

- **Cas 04**

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{119.52}{1659.66} = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

- **Vérification si :**

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow \frac{285.6}{45} = 6.35 < \max\left[15; 20 \times \frac{e}{h}\right] = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6.35 < \max\left[15; 20 \times \frac{e}{h}\right] = 15$$

6.35 < 15 => on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

- **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{119.52}{1659.66} = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ \text{et} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$

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

- **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.45}{53.80} = 0.064$$

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.064 \times 2] = 1.157 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 1659.66 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 1659.66 \times (7 + 2 + 1.157) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 168.57 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{168.57}{1659.66} = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 168.57 + 1659.66 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 467.31 \text{ KN}$$

$$1 = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) 14,2 \times 45 \times 45 = 331257.6 \text{ N.m} = 331.257 \text{ KN.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c) - M_1 = 1659.66 \cdot (0.405 - 0.045) - 467.31 = 130.17 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{467310}{17.71 \times 45 \times 40.5^2} = 0,357$$

$$\mu = 0,357 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,582$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,767$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{467310}{400 \times 0,767 \times 40,5} = 37,61 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 37,61 - \frac{1659660}{100 \times 400} = -3,88 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7,2; 4,05) = 7,2 \text{ cm}^2.$$

• **RPA 2024:**

$$A_{\text{RPA}} = 0,01 \times a \times b = 0,01 \times 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\min}) = (0; 20,25; 7,2) = 20,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z**

• **Cas 01**

➤ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15,41}{1418,85} = 0,011 \text{ m} = 1,1 \text{ cm} / e < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est}$$

appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

➤ **Calcul de la section total**

$$B = (b = 45 \text{ cm} \times a = 45 \text{ cm}) = 2025 \text{ cm}^2 = 0,2025 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de la section réduite Br**

$$B_r = (b - 2) \times (a - 2) = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0,1849 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de coefficient ne fonction de λ**

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{6,35}{35} \right)^2} = \frac{0,84}{1,1} = 0,76$$

$$A \geq \left[\frac{N}{100 \times \alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = 19,59 \text{ cm}^2 \rightarrow A \geq \left[\frac{1418850}{100 \times 0,76} - \frac{1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = -44,76 \text{ cm}^2$$

$$A \geq -44.76 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales et maximales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0.2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7.2; 4.05) = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (45.45) = 101.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures**

$$A_s = \max (A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 7.2 \text{ cm}^2$$

• **Cas 02**

➤ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{62.15}{608.23} = 0.010 \text{ m} = 10 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composée}$$

➤ **Vérification si :**

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow \frac{285.6}{45} = 6.35 < \max \left[15; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6.35 < \max \left[15; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15$$

6.35 < 15 \Rightarrow on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

• **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{62.15}{608.23} = 0.010 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ \text{et} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$

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

➤ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.45}{53.80} = 0.064$$

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.064 \times 2] = 1.157 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 608.23 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 608.23 \times (10 + 2 + 1.157) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 80.02 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{80.02}{608.23} = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 80.02 + 608.23 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 189.50 \text{ KN}$$

$$1 = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) 14,2 \times 45 \times 45 = 331257.6 \text{ N.m} = 331.257 \text{ KN.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c) - M_1 = 608.23 \times (0.405 - 0.045) - 189.50 = 29.46 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{189500}{17.71 \times 45 \times 40.5^2} = 0,145$$

$$\mu = 0,145 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,197$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,921$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{189500}{400 \times 0,921 \times 40,5} = 12,70 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 12,70 - \frac{189500}{100 \times 400} = 7,96 < 0 \rightarrow A = 7,96 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7,2; 4,05) = 7,2 \text{ cm}^2.$$

• **RPA 2024:**

$$A_{\text{RPA}} = 0,01 \times a \times b = 0,01 \times 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\min}) = (7,96; 20,25; 7,2) = 20,25 \text{ cm}^2$$

• **Cas03**

➤ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{106,48}{1659,66} = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

➤ **Vérification si :**

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow \frac{285,6}{45} = 6,35 < \max \left[15; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6,35 < \max \left[15; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15$$

6,35 < 15 => on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

• **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{106.48}{1659.66} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ \text{et} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$

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

➤ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.45}{53.80} = 0.064$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.064 \times 2] = 1.157 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 1659.66 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 1659.66 \times (6 + 2 + 1.157) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 151.975 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{151.975}{1659.66} = 0.09 \text{ m} = 9 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 151.975 + 1659.66 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 450.714 \text{ KN}$$

$$1 = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) 14,2 \times 45 \times 45 = 331257.6 \text{ N.m} = 331.257 \text{ KN.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c) - M_1 = 1659.66 \cdot (0.405 - 0.045) - 450.714 = 146.764 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{450714}{17.71 \times 45 \times 40.5^2} = 0,345$$

$$\mu = 0,345 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,554$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,778$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{450714}{400 \times 0,778 \times 40,5} = 35,76 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 35,76 - \frac{1659660}{100 \times 400} = -5,73 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7,2; 4,05) = 7,2 \text{ cm}^2.$$

• **RPA2024:**

$$A_{RPA} = 0,01 \times a \times b = 0,01 \times 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{RPA}; A_{\min}) = (0; 20,25; 7,2) = 20,25 \text{ cm}^2$$

• **Cas 04**

➤ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{106,48}{1659,66} = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

➤ **Vérification si :**

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow \frac{285.6}{45} = 6.35 < \max \left[15 ; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6.35 < \max \left[15 ; 20 \times \frac{e}{h} \right] = 15$$

6.35 < 15 \Rightarrow on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

• **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{106.48}{1659.66} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ \text{et} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$$

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

➤ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.45}{53.80} = 0.064$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.064 \times 2] = 1.157 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 1659.66 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 1659.66 \times (6 + 2 + 1.157) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 151.975 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{151.975}{1659.66} = 0.09 \text{ m} = 9 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 151.975 + 1659.66 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 450.714 \text{ KN}$$

$$1 = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5)14,2 \times 45 \times 45 = 331257.6 \text{ N.m} = 331.257 \text{ KN.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c) - M_1 = 1659.66 \cdot (0.405 - 0.045) - 450.714 = 146.764 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{450714}{17.71 \times 45 \times 40.5^2} = 0,345$$

$$\mu = 0,345 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,554$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,778$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{450714}{400 \times 0.778 \times 40.5} = 35.76 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 35.76 - \frac{1659660}{100 \times 400} = -5.73 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0.2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max(7.2; 4.05) = 7.2 \text{ cm}^2.$$

• **RPA 2024:**

$$A_{RPA} = 0.01 \times a \times b = 0.01 \times 45 \times 45 = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{\min}) = (0; 20.25; 7.2) = 20.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A = \max(A_{cas 1}; A_{cas 2}; A_{cas 3}; A_{cas 4}) = 20.25 \text{ cm}^2$$

10T20 → A=31,42

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier résultat robot :

$$T_u = 136.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b \times d} = \frac{136.71 \times 10^3}{60 \times 54 \times 100} = 0.421 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Section et écartement des armatures transversales \hat{A} :**

$$\hat{\phi}_t \leq \frac{(\hat{\phi}_{l \max})}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

On prend : $\hat{\phi}_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow A_t = 4T_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre + 1 étrier).

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

• **Selon le RPA :**

$$\delta_t \leq \min(15\hat{\phi}_{l \min}; 40 \text{ cm}; b + 10) = \min(21; 40; 55) = 20 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

• **Selon le RPA 2024 :**

• **Zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(15\hat{\phi}_{l \min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$\delta_t = 15\hat{\phi}_{l \min} = 21 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales:**

$$\delta_t = 15\hat{\phi}_{L \min} \Rightarrow \lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{4.08}{45} = 9.07 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times b \times \delta_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2.03$$

➤ **Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par les noeuds poteau-poutre ;

$$L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm.}$$

$$H' = \max(120/6 ; 60 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

➤ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50 \varnothing_{L \max}$$

Tableau 37. récapitulatif du ferrailage longitudinale des poteaux

Section	A_{cal} (cm) ²	$A_{min(BAEL)}$ (cm) ²	$A_{min(RPA)}$ (cm) ²	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
45X45	7.96	7.2	20.25	12T16	24.13
40X40	3.2	6.4	16	12T14	18.47
30X30	2.4	4.8	9	8T14	12.31

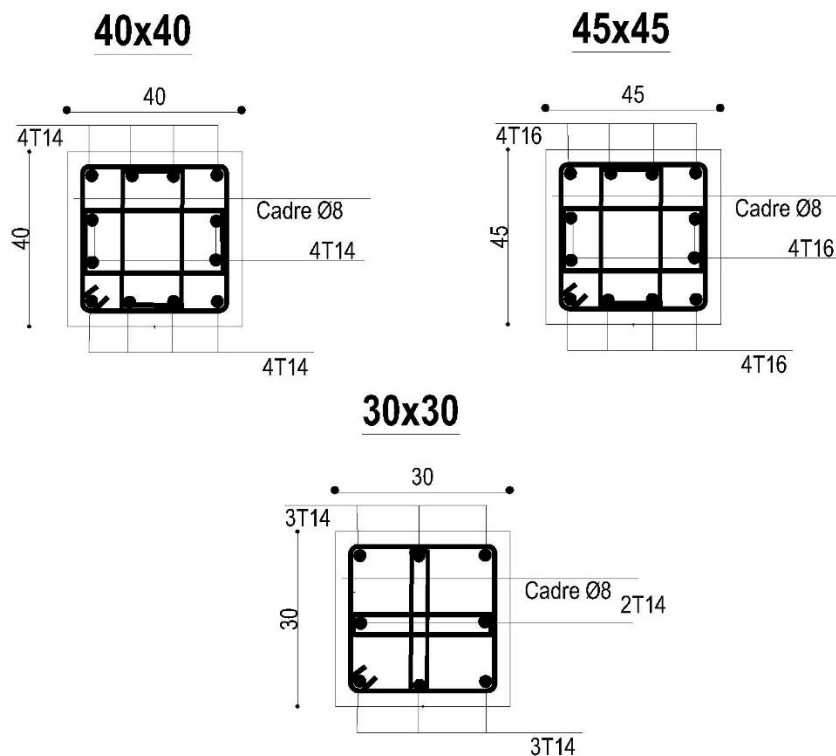


Figure 43. Croquis du ferrailage des poteaux

4. Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Le rôle des voiles est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et servir de cloisons de séparation entre les locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions et un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

4.1 Procédure de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La Figure 44 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

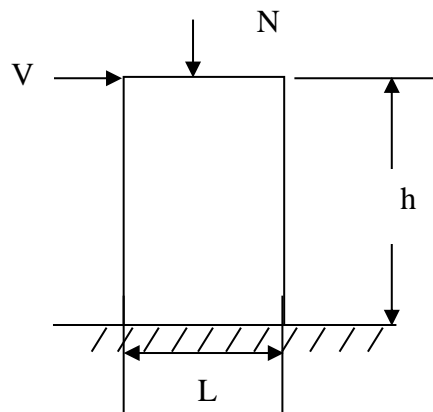


Figure 44. Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile, d'armatures verticales uniformément réparties, d'armatures horizontales uniformément réparties, parallèles aux faces du murs et d'armatures transversales (epingles) perpendiculaires aux parement du voile. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable

d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements, le BAEL 91 et le RPA 2024.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure. En effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite et permet l'adoption d'un bon ferrailage, bien sûr après une bonne interprétation des résultats obtenus.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales σ_{\max} et minimales σ_{\min} du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professionnel 2023. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

4.1.1 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6})$$

et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e & \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

➤ Armatures verticales

Selon l'article 7.7 du RPA 2024, Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2024, Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Règles communes

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 2024, L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

(7.32) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w / 10$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones V

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{V}{f_e} \right)$$

avec:

$$V = 1.4V_u$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_l$).

4.2 Ferrailage des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA 2024 sont citées ci-dessous.

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

$$\text{ELA : } G + \psi Q + E1$$

$$G + \psi Q + E2$$

avec :

$$E1=\pm Ex\pm 0.3Ey$$

$$E2=\pm 0.3Ex\pm Ey$$

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnal 2023 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 2 types (Figure 45) et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 38.

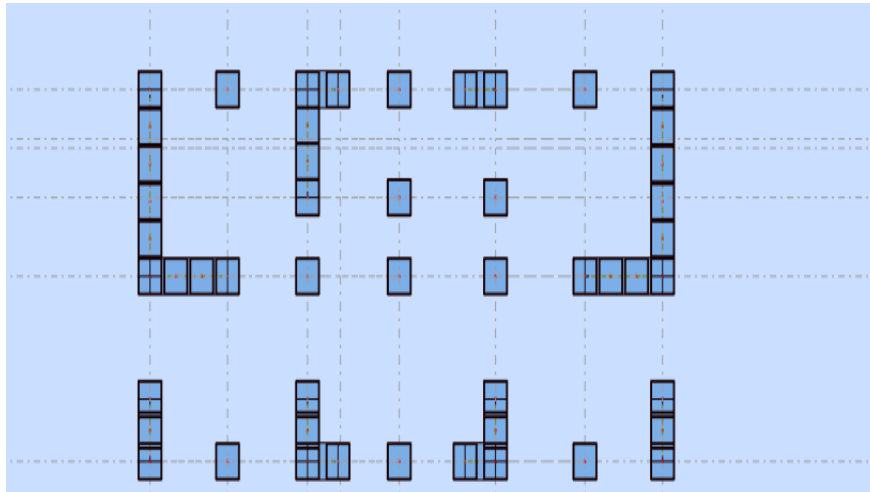


Figure 45. Typologie des voiles étudiés

Nous allons procéder au ferrailage des voiles des étages à l'aide du logiciel Robot 2023. Le calcul se fait en flexion composée par cartographie on tire la section de ferrailage du sens X et sens Y

Tableau 38. Effort de réduction agissants sur les voiles

			N[KN]	M[KN.m]	H[KN]
1	ELU	ELU	1790.74	24.41	-49.72
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	1836.23	1761.68	-375.69
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	601.19	592.70	-64.44
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	2357.45	1725.93	-421.58
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	2338.58	473.51	-217.41
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	44.92	-1697.46	360.60
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	63.80	-445.05	156.44
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	566.14	-1733.21	314.71
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	1801.18	-564.23	3.47

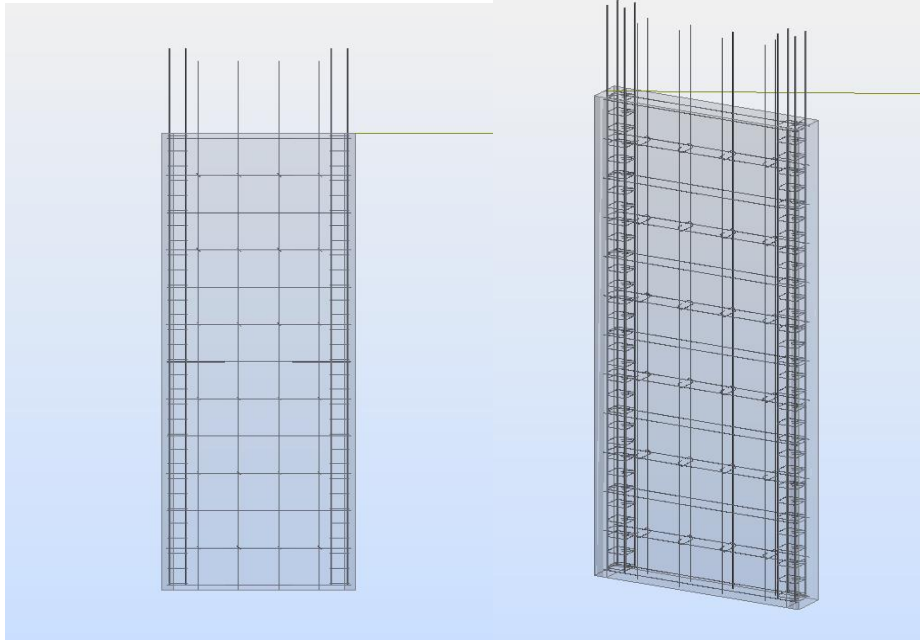
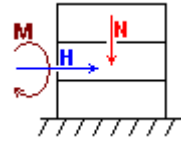


Figure 46. Typologie des voiles étudiés

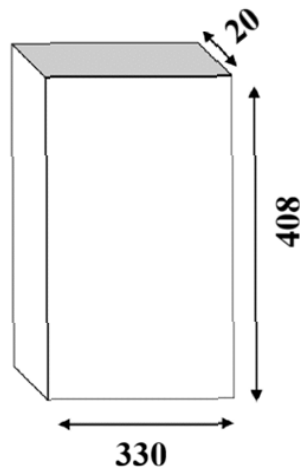


Figure 47. Dimension du voile

4.2.1 Calcul du ferrailage :

➤ **Les caractéristiques géométriques du voile :**

$$I = \frac{0.2 \times 3.3^3}{12} 0.6 \text{ m}^4 \text{ (I : inertie du voile)}$$

$$S = 0.2 \times 3.3 = 0.66 \text{ m}^2 \text{ (S: surface en plan du voile)}$$

$$V = \frac{1}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65 \text{ m (V : la position de l'axe neutre)}$$

➤ **Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :**

➤ **Effort de compression à ELU**

$$N_{max} = 1970.94 \text{ KN (Effort de compression)} \quad M_{cor} = 24.41 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul les contraintes**

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1970.94}{0.66} + \frac{24.41}{0.6} \times 1.65 = 4994.478 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 4994.478 \text{ KN/m}^2 = 4.99 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1970.94}{0.66} - \frac{24.41}{0.6} \times 1.65 = 4860.225 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = 4860.225 \text{ KN/m}^2 = 4.86 \text{ N/mm}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g > 0) \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

➤ **Détermination de la contrainte moyenne de la bande d1 :**

$$l_t = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \times l = \frac{4860.225}{4860.225 + 4994.478} \times 3.3 = 1.63 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$$

avec : • l_w : longueur du voile

• b_w : largeur de l'âme du voile

$l_c = 0.5 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - L_c) \times \sigma_g}{L_t}$$

$$\sigma_1 = \frac{(1.63 - 0.5) \times 4.86}{1.63} = 3.37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_g + \sigma_1}{2} = \frac{4.86 + 3.37}{2} = 4.12 \text{ Mpa}$$

$$N_{u1} = \sigma_{\text{moy}} \times L_c \times e$$

$$N_{u1} = 4.12 \times 500 \times 200 = 412000 \text{ N} = 412 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de l'effort limite ultime :**

L'effort limite $N_{u \text{ lim}}$ est donné par la formule suivante

Cas d'un mur non armé: $A=0$

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

Avec:

$$B_r = (l_c - 2) \times (a - 2) = (50 - 2) \times (20 - 2) = 864 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.55}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1.1} = 0.77$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0.7 \times L_0$$

$$\Rightarrow \frac{2.31}{0.20} = 11.55$$

Donc $\alpha = 0.77$

$$N_{u \text{ lim}} = 0.77 \times \frac{0.864 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 1232 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{u \text{ lim}} = 1232 \text{KN} > N_{u1} = 412 \text{KN} \rightarrow \text{C.V}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires

➤ **Calcul de ferrailage :(situation accidentelle)**

D'après notre système de contreventement on prend en considération juste les sollicitations des voiles les plus sollicités (sous-sol) et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

Etude des éléments structuraux

On prend les cas plus défavorables (**Cas : G+ psiQ+EX+0.3EY**) (**ACC**)

➤ **Ferrailage verticale**

$$N_{max} = 1836.23 \text{ KN (Effort de compression)} \quad M_{cor} = 1761.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1836.23}{0.66} + \frac{1761.68}{0.6} \times 1.65 = 9435.195 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 9435.195 \text{KN/m}^2 = 9.44 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1836.23}{0.66} - \frac{1761.68}{0.6} \times 1.65 = -254.045 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_g = -\frac{254.045 \text{KN}}{\text{m}^2} = -2.54 \text{N/mm}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g < 0) \Rightarrow$ la section est partiellement tendue

➤ **Calcul de la longueur de la zone tendue et la largeur de la bande max :**

$$L_t = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \times l = \frac{254.045}{254.045 + 9435.195} \times 3.3 = 0.9 \text{m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$l_c \geq \max(0.15 l_w; 1.5 b_w)$$

avec : • l_w : longueur du voile

• b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c = 0.5 \text{ m}$$

➤ **Calcul armature**

$$A_{\min} = 0.20\% \times b \times l_c = 0.002 \times 20 \times 50 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la contrainte moyenne de la bande d1 :**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - l_c) \times \sigma_g}{l_t}$$

$$\sigma_1 = \frac{(0.9 - 0.5) \times 4.86}{1.63} = 1.19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_g + \sigma_1}{2} = \frac{2.54 + 1.19}{2} = 1.87 \text{ Mpa}$$

$$N_{u1} = \sigma_{\text{moy}} \times l_c \times e$$

$$N_{u1} = 1.87 \times 500 \times 200 = 187000 \text{ N} = 187 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{s1} = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{187000}{400} = 467.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = 4.675 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \times \frac{l_c}{l} = 1.1 \times \frac{375690}{400} \times \frac{500}{3300} = 219.15 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée

$$A_c = \text{Max}(A_s; A_{vj}) = \text{Max}(4.68; 2.19) = 4.675 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la contrainte moyenne de la bande 2 :**

$$N_{\text{max}} = 1836.23 \text{ KN (Effort de compression)} \quad M_{\text{cor}} = 1761.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1836.23}{0.66} + \frac{1761.68}{0.6} \times 1.65 = 9435.195 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 9435.195 \text{KN/m}^2 = 9.44 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1836.23}{0.66} - \frac{1761.68}{0.6} \times 1.65 = -254.045 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_g = -\frac{254.045 \text{KN}}{\text{m}^2} = -2.54 \text{N/mm}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g < 0) \Rightarrow$ la section est partiellement tendue

➤ **Calcul de la longueur de la zone tendue et la largeur de la bande max :**

$$L_2 = L_t - L_1 = 0.9 - 0.5 = 0.4 \text{m}$$

$$L_2 = 0.4 \text{ m}$$

➤ **Calcul armature**

$$A_{\min} = 0.20\% \times b \times l_c = 0.002 \times 20 \times 40 = 1.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la contrainte moyenne de la bande d2 :**

$$\sigma_2 = \frac{(l_t - l_2) \times \sigma_g}{l_t}$$

$$\sigma_2 = \frac{(0.9 - 0.4) \times 4.86}{1.63} = 1.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} = \frac{2.54 + 1.50}{2} = 2.02 \text{ Mpa}$$

$$N_{u2} = \sigma_{\text{moy}} \times l_2 \times e$$

$$N_{u2} = 2.02 \times 400 \times 200 = 161600 \text{N} = 162 \text{KN}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{s2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{161600}{400} = 404 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \times \frac{l_c}{l} = 1.1 \times \frac{375690}{400} \times \frac{400}{3300} = 125.23 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée

$$A_c = \text{Max}(A_s; A_{vj}) = \text{Max}(4.04; 1.25) = 4.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante**

$$L' = L - L_t \times 2 = 3.3 - 1.8 = 1.5 \text{ m}$$

➤ **Espacement des armatures verticales :**

➤ **D'après l'RPA /2024**

➤ **Zone confinée**

$$St \leq \min\left(\frac{bc}{2}; 20\text{cm}; 6\phi\right) \rightarrow st \leq (22.5; 20 \text{ cm}; 7.2 \text{ cm}) = 7 \text{ cm}$$

En dehors de la zone confinée

$$St \leq \min(25.\phi; 25\text{cm}) \rightarrow st \leq (7.5; 20 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

➤ **Choix d'armatures**

$$A_{\text{bande1}} = 4.675 \text{ cm}^2 = 2 \times (7T12) = 15.84 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 7 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande2}} = 4.04 \text{ cm}^2 = 2 \times (3T12) = 6.78 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante} = 2 \times (8 T10) = 12.56 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage horizontale**

$$\frac{Ah}{s} \geq \frac{V}{z. fe}$$

Avec

$$\frac{Ah}{s} \geq \frac{1.4 \times VU}{z. fe} \Rightarrow Ah = \frac{1.4 \times VU \times s}{z. fe} = 2.77 \text{ cm}^2$$

On prend T10 $\rightarrow e=20$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA/version 2024).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times VU}{b_0 \times d} \leq 0.2 f_{c28}$$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

B_0 : Épaisseur de voile.

D : Hauteur utile, ($d=0,9h$).

h : Hauteur totale de la section brute

ACC :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times VU}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 375.69}{0.2 \times (0.9 \times 4.08)} = 481.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 4.82 \text{ Mpa}$$

Avec

$$\tau_u = 4.82 \text{ Mpa} < \tau_{u \text{ bar}} = 5 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **ELU**

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{49.42}{0.2 \times (0.9 \times 4.08)} = 67.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0.067 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u \text{ bar}} = \min \left[0.06 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.067 \text{ Mpa} < \tau_{u \text{ bar}} = 1 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée.

Tableau 39. Ferrailage du voile de contreventement

Voile	A retenu (cm ² /ml)	Choix d'armatures	Espacement (cm)
A_{bande1}	4.675	2(7T12)/nappe	7
A_{bande2}	4.04	2(2T12)/nappe	20
Zone courante	6	2(10T10)/nappe	20

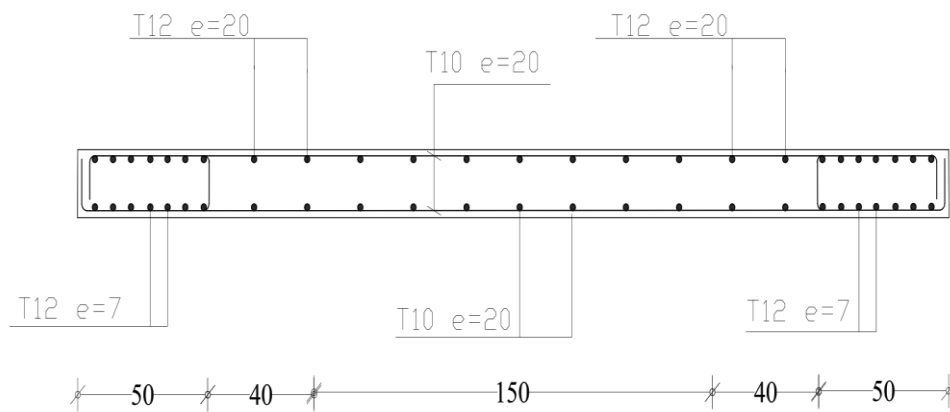


Figure 48. Schéma de ferrailage de voile

4.3 Voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes

➤ **Le Dimensionnement :**

D'après le R.P.A.2024; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm

Dans notre structure on a : $e=20$ cm

➤ **Détermination des sollicitations :**

➤ **Calcul de la poussée des terres q :**

On prend la formule :

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

K_p : coefficient de poussée $K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$;

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$K_p=0,247.$$

$$\gamma =17 \text{ KN/m}^3$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 cotés avec une charge uniformément répartie q .

K_p : coefficient de pousse des terres.

H : hauteur de voile.

P : la force de pousse se terre.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = 1.35 \times \gamma \times \frac{h}{2} \times k_a \times 1m = 11.74 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 11.74 \text{ KN/mL}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$q_s = \gamma \times \frac{h}{2} \times k_a \times 1m = 17 \times \frac{4.08}{2} \times 0.247 \times 1 = 8.57$$

pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_s} = q_s \times 1.00 = 8.57 \text{ KN/mL}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E. L.U) :**

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y .$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{330}{408} = 0.81 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissent pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$\rho = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0550 \\ \mu_y^u = 0,6135 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 7.03 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 4.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0617 \\ \mu_y^{ser} = 0,7246 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 5.81 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 4.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 40.récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée) sens x-x.

Combinaisons	SENS X-X	
	E.L. U	E.L. S
M_a [KN.m]*0.3	2.11	1.74
M_t [KN.m]*0.75	5.27	4.35

Tableau 41.récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée) sens y-y.

Combinaisons	SENS Y-Y	
	E.L. U	E.L. S
M_a [KN.m]*0.5	2.16	2.11
M_t [KN.m]*0.85	3.66	3.58

4.3.1 Calcul des ferrailages :

➤ **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16.5 \text{ cm}$$

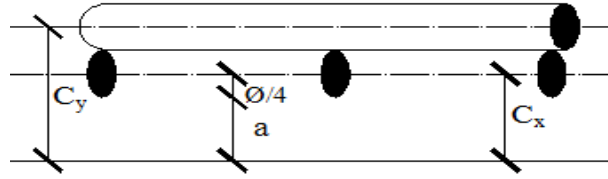


Figure 49. Enrobage.

➤ **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{suivant } x - x.$

$\Delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{suivant } y - y.$

• **Remarque :**

Le ferrailage en appui et en travée est le même, on prendra le moment maximal (moment en travée).

➤ **Sens X-X :**

➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 5.85 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5270}{14.2 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5270}{348 \times 0,994 \times 17.5} = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité**

➤ **Acier FeE400**

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Conditions exigées par le RPA2024:**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min RPA} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) \Rightarrow A = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T10 \quad \longrightarrow \quad A=4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{ix}^{\text{ser}} = 4.35 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 4.71 \times (17.5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 70.65y_1 - 1236.375 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 4.32 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (4.32)^3 + 15 \times 4.71 \times (17.5 - 4.32)^2$$

$$I = 14960.17 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{4350}{14960.17} \times 4.32$$

$$\sigma_b = 1.26 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4350}{14960.17} (17.5 - 4.32)$$

$$\sigma_s = 57.49 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) ; \text{Fissuration Préjudiciable} ; \eta=1,6 \text{ (acier HA)} ;$$

$$f_{t28}=2,1\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; \max(200 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63\text{Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1.26 < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \\ \sigma_s = 57.49 < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **Sens-Y-Y :**

➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{ty}^u = 3.66\text{KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3660}{14.2 \times 100 \times (16.5)^2} = 0.009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3660}{348 \times 0,996 \times 16.5} = 0.64\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité**

➤ **Acier FeE400**

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Conditions exigées par le RPA2024 :**

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6\text{T}10 \longrightarrow A=4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{tx}^{ser} = 3.58 \text{KN.m}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 4.71 \times (16.5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 70.65y_1 - 1165.725 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 4.17 \text{cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (4.17)^3 + 15 \times 4.71 \times (16.5 - 4.17)^2$$

$$I = 13157.90 \text{Cm}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3580}{13157.90} \times 4.17$$

$$\sigma_b = 1.13 \text{Mpa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{3580}{13157.90} (16.5 - 4.17)$$

$$\sigma_s = 50.32 \text{Mpa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) ; \text{Fissuration Préjudiciable ; } \eta=1,6 \text{ (acier HA) ;}$$

$$f_{t28}=2,1 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400 ; \max(200 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1.13 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{Mpa} \\ \sigma_s = 50.32 < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

Tableau 41. Ferrailage du voile périphérique choisi pour notre cas

sens	Choix	$A_{\text{adopté}} [\text{cm}^2/\text{mL}]$	Espacement [cm]
X-X	6T10	4.71	15
Y-Y	6T10	4.71	15

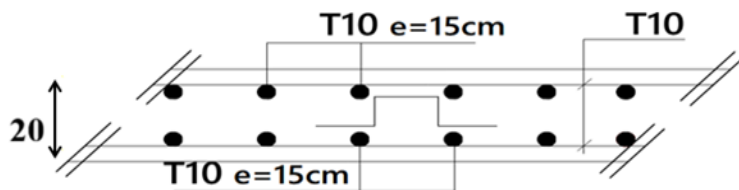


Figure 50. Schéma du ferrailage de voile périphérique

CHAPITRE VI : EUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque par leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou le cas d'un radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol du projet montre que la contrainte admissible de sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5$ bars.

2. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA2024**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G+\psi Q\pm 1.4E_1$$

$$G+\psi Q\pm 1.4E_2$$

soit :

$$G+\psi Q\pm 1.4(E_x+0.3E_y)$$

$$G+\psi Q\pm 1.4(0.3E_x+E_y)$$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

3. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 221.27 m², ainsi que le poids de la structure

$W = 24093.59 \text{ KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.

- Radier général.

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

3.1 Calcul des semelles isolées :

3.1.1 Pré dimensionnement :

Semelle de centre :

$$N_u = 36576.48 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) B$$

$$\text{Avec: } a = b = 45 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{45}{45}\right) B$$

$$B \leq \sqrt{\frac{45 \cdot N}{45 \cdot \overline{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{45 \times 36576480}{45 \times 250}} = 382.50 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } B = A = 385 \text{ cm}$$

➤ Conclusion :

On remarque que les semelles isolées se chevauchent. Pour cela on opte pour le choix d'un **radier général** qui constitue un ensemble rigide.

➤ **Remarque :**

- Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur des poteaux et des voiles.

- Au terme de calcul, on prendra le panneau le plus défavorable.

- Il sera calculé à la flexion simple.

4. Etude du radier général :

4.1 Pré dimensionnement :

4.1.1 Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire.

b) Condition de rigidité.

c) Condition de non poinçonnement.

d) Condition de non cisaillement.

➤ **Condition de rigidité :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

L_e : longueur élastique donnée par
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young (E=3. 10⁴ MPa)

I : inertie du radier
$$I = \frac{bh^3}{12}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Avec:

K = 50MPa/m → pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/m → pour un sol de densité moyenne.

K = 120 MPa/m → pour un très bon sol.

Pour notre cas K= 40 MPa/m (sol de densité moyenne).

L_{\max} : La longueur maximale entre les poteaux $L_{\max}=4.8$ m.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 5.05}{3,14}\right)^4} = 0,75 \text{ m}$$

⇒ On prend $h_r = 100 \text{ cm}$

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{5.05}{8} \leq h \leq \frac{5.05}{5} \Rightarrow 0,63 \text{ m} \leq h \leq 1.01 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 100 \text{ cm}$

➤ **Condition de non cisaillement :**

: Pour le panneau le plus défavorable :

On a : $L_x = 4.10 \text{ m}$ et $L_y = 5.05 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28}; 3MPa) = 3MPa$

b : Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire (b=1m).

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$\frac{L_x}{L_y} = 0.8 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux directions.

$$\text{Donc : } T_x = \frac{(q \times L_x)}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y^4 + L_x^4)} \quad \text{et} \quad T_y = \frac{(q \times L_y)}{2} \times \frac{L_x^4}{(L_y^4 + L_x^4)}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

La surface du Radier est de : $S = 225.85 \text{ m}^2$

Le poids de superstructure : $G = 24093,59 \text{ KN}$

$$q = 1.35 \times \frac{24093.59}{225.85} + 1.5 \times 5 = 151.52 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = T_y = \frac{(151.52 \times 4.1)}{2} \times \frac{5.05^4}{(5.05^4 + 4.1^4)} = 216.54 \text{ KN/m}^2$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = 216.54$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{216.54}{1 \times 0,9 \times 3 \times 10^3} \rightarrow h_r \geq 0.80 \text{ m} = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : $h_r = 100 \text{ cm}$

➤ **Vérification de non poinçonnement :**

Selon le **RPA 2024**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

N_U : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq 0,045 \times (2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)) \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$36576480 \leq 0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.76$$

$$0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.67 - 36576480 \geq 0$$

$$0,045 \times 2 \times (0.9 + 2h) \times h \times 16.67 - 36576480 \geq 0$$

$$3h^2 + 1.35h - 36576.480 \geq 0$$

$$h_r \geq 101.19$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à **$h_r = 110\text{cm}$**

Le radier est constitué de plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

➤ **Hauteur de la nervure :**

$$h \geq \frac{505}{10} = \frac{505}{10} = 50.5 \text{ cm} \text{ On prendra } h_n = 70\text{cm}$$

➤ **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{505}{20} = 25.25 \text{ cm} \text{ On prendra } e = 40\text{cm}$$

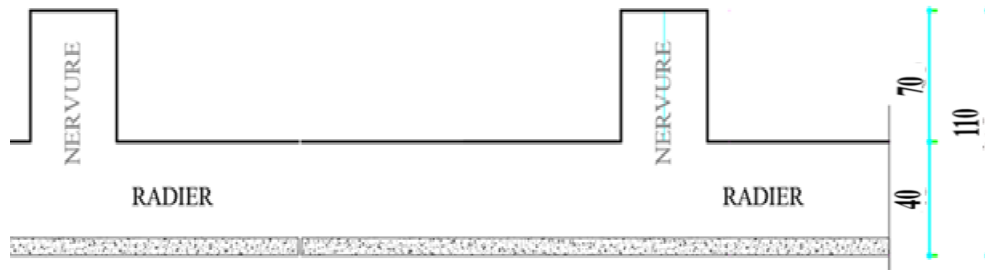


Figure 51. Dimension de radier

➤ **Calcul de débordement D :**

$$D_{\max} \geq (h/2; 40\text{cm}) = 50\text{cm}$$

Soit : $D = 50\text{cm}$

$$S_{BA} = 221.27\text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{BA} + D \times (X + Y) = 254.22\text{m}^2$$

Alors La surface de radier est $S_{\text{rad}} = 254.22\text{m}^2$

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

4.2 Ferrailage du radier

- **Vérification des contraintes dans le sol :**
- **Distribution des contraintes à l'ELS avec robot Bat.**

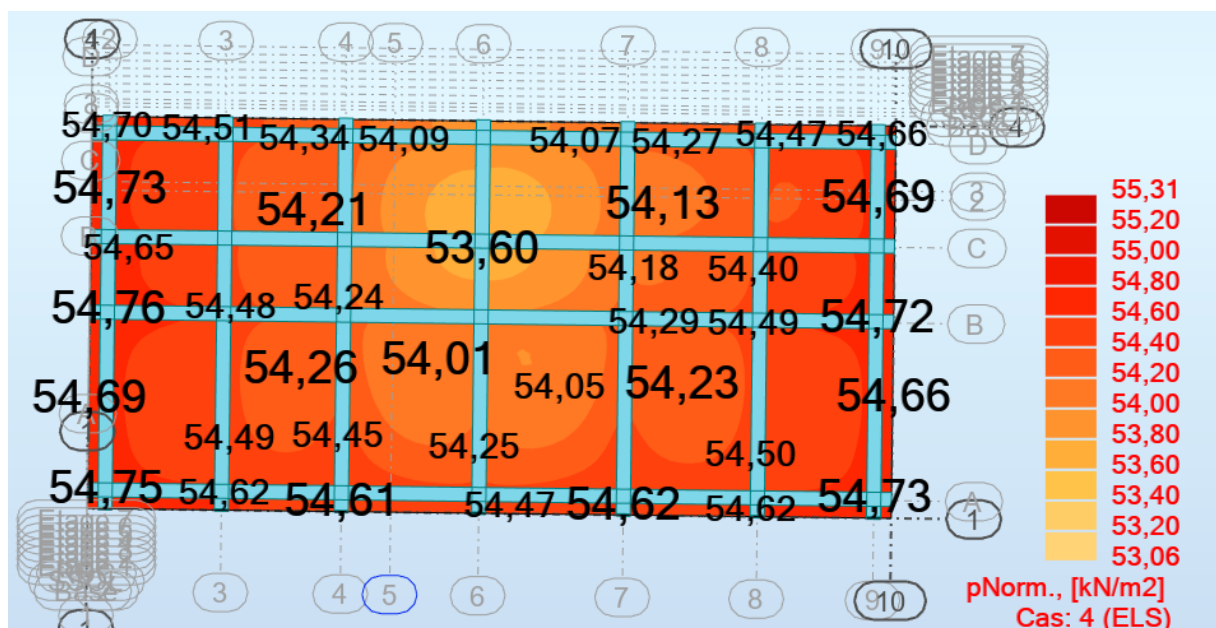


Figure 52. schéma des contraintes de sol à ELS par robot Bat.

$$\sigma_{\max} = 0.55 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0.53 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.55 \text{ Bar} < 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 3.75 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Distribution des contraintes à l'ELU avec robot Bat.**

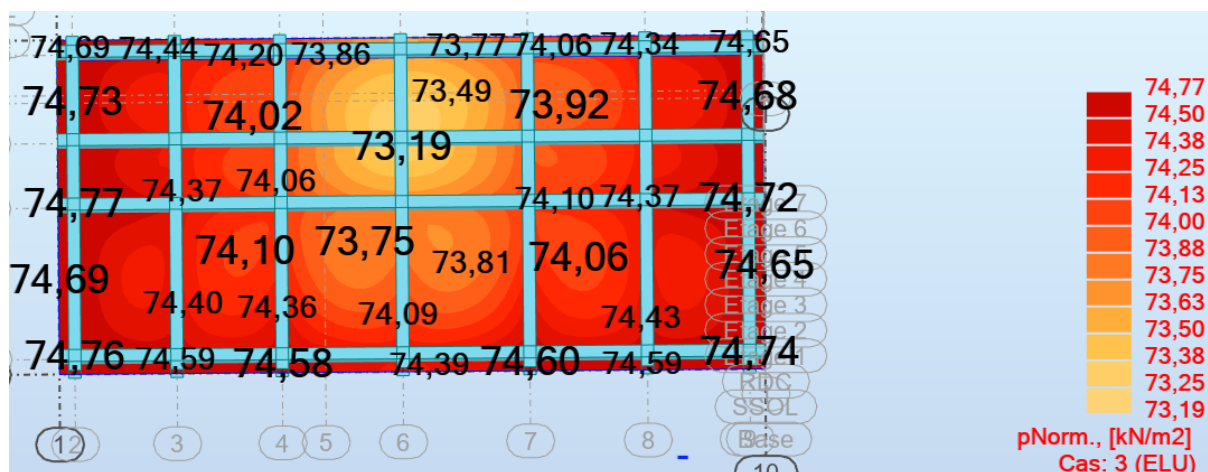


Figure 53. schéma des contraintes de sol à ELU par robot Bat.

$$\sigma_{\max} = 0.75 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0.73 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.75 \text{ Bar} < 3.75 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

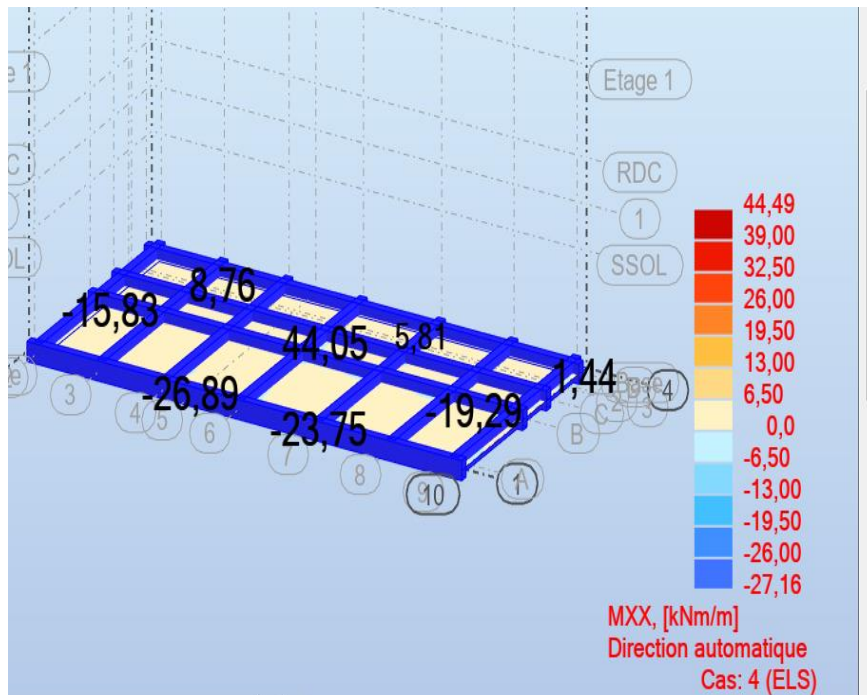


Figure 54. Cartographies A L'ELS

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = M_x = 44.50 \text{ KN.m} \\ M_t = M_y = 44.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = M_x = -27.16 \text{ KN.m} \\ M_a = M_y = -20.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

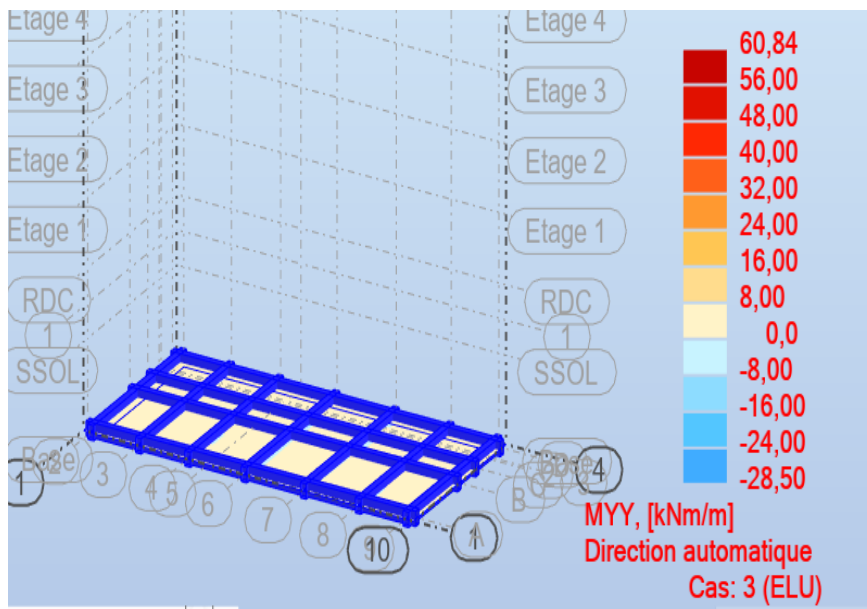


Figure 55. Cartographies A L'ELU

➤ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = M_x = 60.20 \text{ KN.m} \\ M_t = M_y = 60.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = M_x = -32.19 \text{ KN.m} \\ M_a = M_y = -28.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures :**

-Le radier se calcule comme un plancher renversé.

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement.

➤ **Sens X-X :**

➤ **En travée**

➤ **ELU:**

$$M_u = 60.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.033 \quad \mu < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.042$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.983$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{60200}{348 \times 0.983 \times 36} = 4.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$(6T12/\text{m}_L \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{m}_L) \quad e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

$$M_{t_x}^{\text{ser}} = 44.50 \text{ KN.m} = 44500 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification ELS**

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 8.04 \times (36 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 120.6y_1 - 4341.6 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 8.19 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (8.19)^3 + 15 \times 8.04 \times (36 - 8.19)^2$$

$$I = 111583.34 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{44500}{111583.34} \times 8.19$$

$$\sigma_b = 3.27 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{44500}{111583.34} (36 - 8.19)$$

$$\sigma_s = 166.36 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1.6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; \max(250; 110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 3.27 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 166.36 < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **En appuis:**

$$Ma_x^u = 32.19 \text{kn.m} = 32190 \text{ N.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{32190}{14.2 \times 100 \times (36)^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{32190}{348 \times 0.992 \times 36} = 2.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6T12/\text{ml} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 15 \text{cm}$$

➤ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$Ma_x^{\text{ser}} = 27.16 \text{KN.m} = 27160 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification ELS**

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 8.04 \times (36 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 120.6y_1 - 4341.6 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 8.19\text{cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (8.19)^3 + 15 \times 8.04 \times (36 - 8.19)^2$$

$$I = 111583.34\text{m}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I}y_1 = \frac{27160}{111583.34} \times 8.19$$

$$\sigma_b = 2\text{MPa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{27160}{111583.34} (36 - 8.19)$$

$$\sigma_s = 101.54\text{MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s$$

$$= \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,1\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; \max(250; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63\text{MP}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 2 < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 101.54 < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

- **Sens Y-Y :**
- **En travées :**

$$M_t^u = 60.84 \text{ KN.m} = 60840 \text{ N.m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**
- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{60840}{14.2 \times 100 \times (36)^2} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.042$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.983$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{60840}{348 \times 0.983 \times 36} = 4.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$6T12/\text{ml} \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 44.10 \text{KN.m} = 44100 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification ELS**

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 8.04 \times (36 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 120.6y_1 - 4341.6 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 8.19 \text{cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (8.19)^3 + 15 \times 8.04 \times (36 - 8.04)^2$$

$$I = 111583.34 \text{m}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{44100}{111583.34} \times 8.19$$

$$\sigma_b = 3.24 \text{MPa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{44100}{111583.34} (36 - 8.19)$$

$$\sigma_s = 164.87 \text{MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s$$

$$= \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,1 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; \max(250; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 3.24 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 164.87 < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **En appuis:**

$$Ma_x^u = 28.50 \text{ kn.m} = 28500 \text{ N.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28500}{14.2 \times 100 \times (36)^2} = 0.015$$

$$\mu = 0.015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28500}{348 \times 0.992 \times 36} = 2.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6T12/\text{ml} \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$Ma_y^{\text{ser}} = 20.87 \text{ KN.m} = 20870 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification ELS**

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 8.04 \times (36 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 120.6y_1 - 4341.6 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 8.19\text{cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (8.19)^3 + 15 \times 8.04 \times (36 - 8.19)^2$$

$$I = 111583.34\text{m}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y_1 = \frac{20870}{111583.34} \times 8.19$$

$$\sigma_b = 1.53\text{MPa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{20870}{111583.34}(36 - 8.19)$$

$$\sigma_s = 78.02\text{MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s$$

$$= \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,1\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; \max(250; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63\text{MP}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1.53 < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 78.02 < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **Ferraillage du débordement :**

$$D_{\max} \geq (h/2; 40\text{cm}) = 50\text{cm}$$

Soit : $D = 50\text{cm}$

La surface de radier est $S_{\text{rad}} = 254.22 \text{ m}^2$

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 75 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 75 \times 1\text{m}_L = 75\text{KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -75 \times \frac{0,50^2}{2} = -9.375 \text{ KN.m}$$

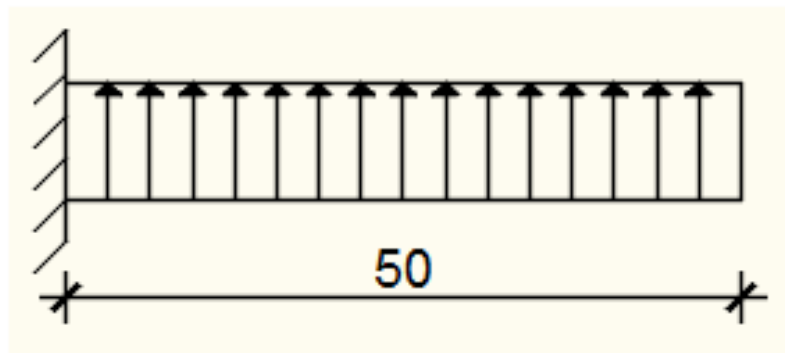


Figure 56.Schéma statique du débordement

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9375}{14.2 \times 100 \times (45)^2} = 0.003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.998$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9375}{348 \times 0.998 \times 45} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6\text{T}12/\text{ml} \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$\sigma_m = 55 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 55 \times 1\text{m}_L = 55 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -55 \times \frac{0,50^2}{2} = -6.875 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification ELS**

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 8.04 \times (45 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 120.6y_1 - 5427 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 9.11\text{cm}$$

➤ **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (9.11)^3 + 15 \times 8.04 \times (45 - 9.11)^2$$

$$I = 180545.84\text{m}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I}y_1 = \frac{6875}{180545.84} \times 9.11$$

$$\sigma_b = 0.35\text{Mpa}$$

➤ **Calcul de la contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{6875}{180545.84}(45 - 9.11)$$

$$\sigma_s = 20.50\text{MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,1\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; \max(250; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63\text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0.35 < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 20.50 < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature transversales :**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{214560}{100 \times 45 \times 10^2} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min\left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right] = 3\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,41\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u < 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 214560\text{KN} < 0.267 \times 32.4 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 865080\text{KN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

➤ **Section des armatures transversales A t :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{100}{35}; \frac{40}{10}; 2\right) = 2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 8\phi_8$

$$A_t \rightarrow = 4.02 \text{ cm}^2 (2 \text{ cadres}).$$

Tableau 42.récapitulatif du ferrailage du radier

Sollicitations	Sens xx		Sens yy	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
A (cm)	4.90	3.2	4.94	3.2
Choix des armatures	6T12 A=6.79cm ²	6T12 A=6.79cm ²	6T12 A=6.79cm ²	6T12 A=6.79c m ²
Espacement (Cm)	15	15	15	15

5. Pré dimensionnement des nervures :

On distingue deux types de poutres apparentes :

Poutres principales.

Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

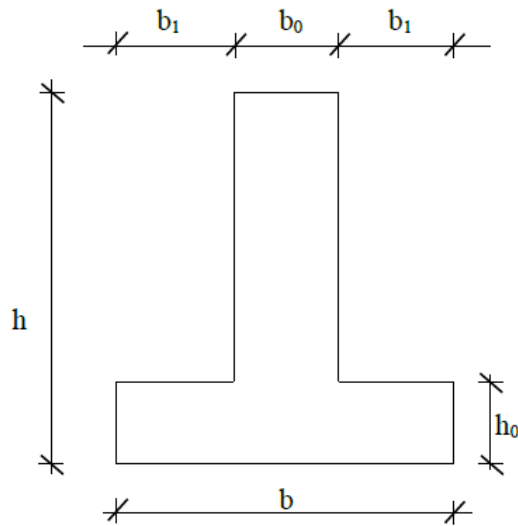


Figure 57.Dimensions des poutres

Tableau 43.Récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	110	40	40	40	120
Poutre secondaire	110	40	40	40	120

5.1 Ferrailage de nervure

On a extrait les sollicitations maximales directement du logiciel ROBOT, les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

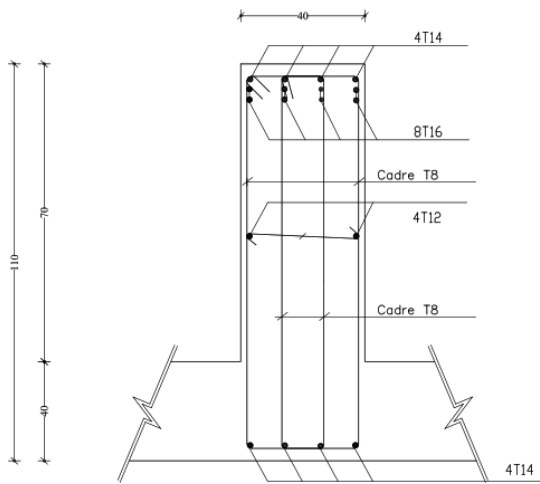
Tableau 44.récapitulatif des sollicitations maximales

Sollicitations	Poutre p		Poutre s	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu	243.09	-243.23	207.47	-207.61
M acc	536.25	-536.39	412.25	-412.35
M ser	177.63	-177.74	152.10	-152.20

Tableau 45.récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres.

Sollicitations	Poutre p		Poutre s	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Au cm²	12.4	12.4	9.00	9.00
A=max (A _u ; A _{RpA} ; A _{BAEL})	22	22	22	22
Choix des armatures	8T16+4T14 A=22.24cm ²	8T16+4T14 A=22.24cm ²	8T16+4T14 A=22.24cm ²	8T16+4T14 A=22.24cm ²

En travéée



En appui

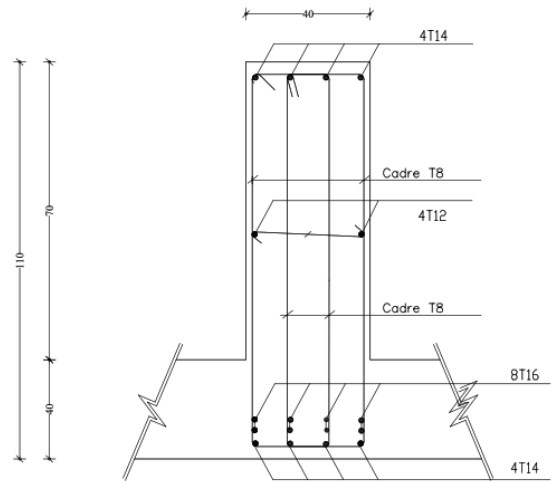
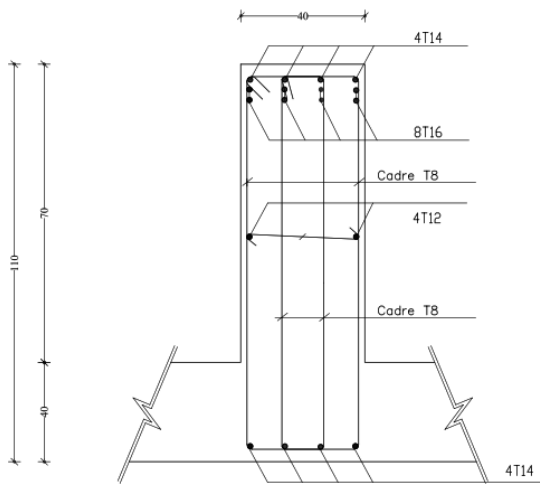


Figure 58. Ferrailage poutre principal

En travéée



En appui

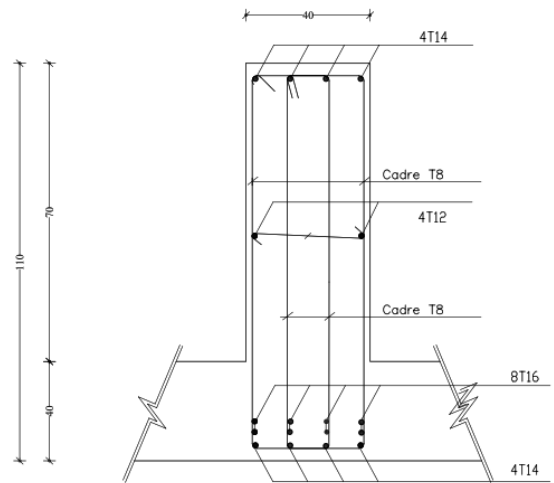


Figure 59. Ferrailage poutre secondaire

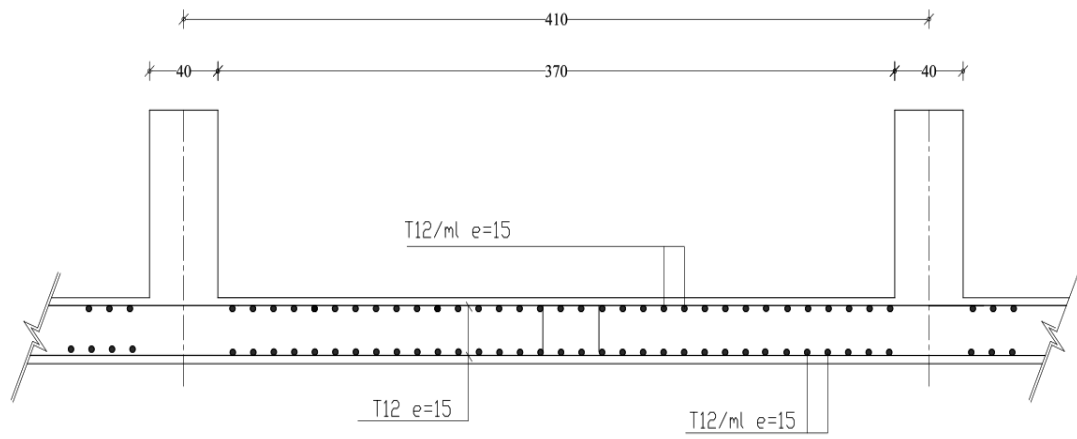


Figure 60. schéma de ferrailage du radier

Conclusion générale

L'étude menée sur le bâtiment à usage multiple , composé d'un sous-sol, RDC et sept étages, a permis de vérifier sa stabilité et sa sécurité conformément aux normes en vigueur(RPA2024/BAEL91).

Les analyses ont porté sur l'ensemble des éléments structuraux(voiles, poteaux, poutres, dalles ,et radier).Les principales conclusions sont les suivantes :

- .Stabilité globales assurée ;
- .Sécurité des éléments porteurs ;
- . Respect des déformations limites ;
- . Fondations adaptées et
- . Bonne performance dynamique.

En conclusion, le bâtiment conçu répond aux exigences structurelles de sécurité, de stabilité et de durabilité. Il peut être réalisé conformément aux plans d'exécution établis, sous réserve de l'application rigoureuse des prescriptions techniques et du suivi des chantiers .

BIBLIOGRAPHIE

Cours :

- Livre Formulaire du béton armé ; Victor davidovici.
- Livre Conception et calcul des structures de bâtiment.
- Polycopie du cours de « 3ème année licence ; 1ère année et 2ème année master »

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Mostaganem.

Règlements :

- Règles parasismiques algériennes RPA2024.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation DTR.B.C.2.2.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, C.B.A.93.
- Béton armé aux états limites BAEL91.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2018.
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2023.
- OFFICE 2021.
- ROBOT EXPERT B.A 2010.
- RDM 6.