

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil Engineering department



N° d'ordre : M/GC/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME (RDC+10
+ SOUS-SOL) A USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

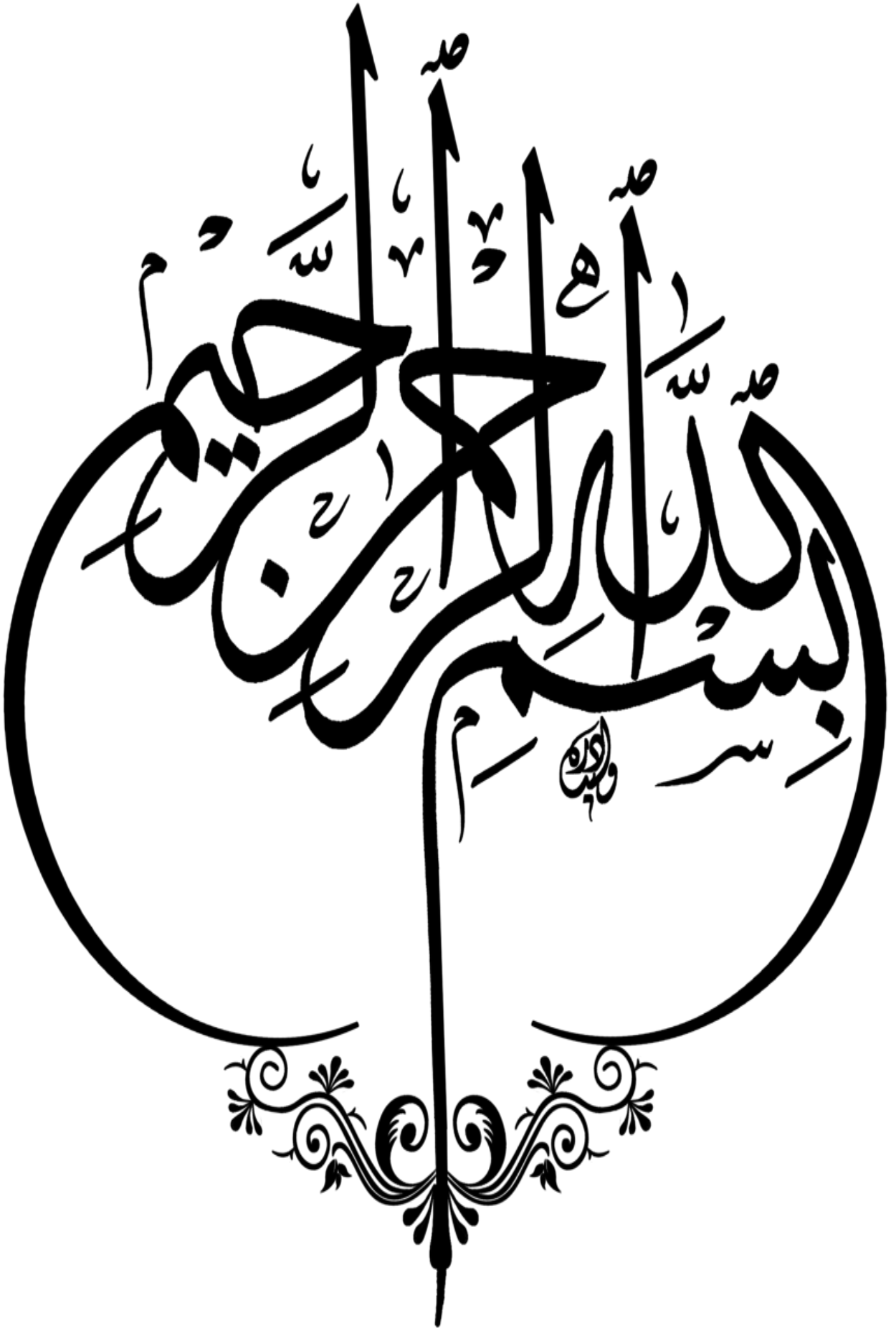
BENZAÏT Mohammed

BENAÏCHA Mohamed Miloud

Soutenu le 19/05/2026 devant le jury composé de :

- | | | |
|---------------------------------------|-----|------|
| ➤ Présidente : Mme. ELMASCRI Setti | MCB | UMAB |
| ➤ Examineur : M. BAHAR Sadek | MCA | UMAB |
| ➤ Encadrante : Mme. BELBACHIR Nasrine | MCA | UMAB |

Année Universitaire : 2025/2026



Remerciements

Avant tout, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers notre encadrant pour sa contribution déterminante à la réussite du projet de fin d'études. Son expertise, son engagement, ses conseils précieux, sa disponibilité et son soutien tout au long du parcours ont grandement facilité cette réalisation.

Nous remercions également l'ensemble des professeurs du Département de Génie Civil de la Faculté des Sciences et Technologies pour la qualité de l'enseignement reçu tout au long de notre formation, ainsi que pour leur implication constante en faveur de la réussite des étudiants.

Nos remerciements s'adressent aussi à toute l'équipe pédagogique et administrative du département, pour leur encadrement, leur écoute et leur professionnalisme tout au long de notre cursus universitaire.

Enfin, nous souhaitons exprimer notre reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, nous ont apporté leur soutien dans la concrétisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail à ceux qui ont toujours été ma source de force, de motivation et d'amour inconditionnel.

À mes parents bien-aimés, pour leurs sacrifices, leur patience, leur soutien moral et matériel, et surtout pour leur confiance en moi. Ce modeste travail est le fruit de leur dévouement.

A toute ma famille sans exception.

Nos camarades : Pour leur compagnie et bons moments passés ensemble et tous ceux qui nous sont chers... Merci d'être toujours là pour nous.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

BENZAÏT Mohammed

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à voiles porteurs et constitué d'un R+10 étages plus un sous-sol à usage multiple. La structure est implantée à Belveder dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone 5 selon le règlement parasismique Algérien.

Dans cette étude les éléments secondaires et les éléments structuraux seront calculés et ferrailés selon les règles du **BAEL91** et le règlement parasismique Algériens **RPA2024** et l'étude dynamique sera réalisée en utilisant le logiciel de calcul **ROBOT ANALYSES STRUCTURAL 2025** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements.

Mots-clés :

Bâtiment, structure, béton armé, Robot, ferrailage.

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building consisting of an R+ 10 floors plus basement for multiple use. The structure is located in Belveder in the wilaya of Mostaganem, which is classified in zone 5 according to the Algerian earthquake regulation.

In this study the secondary elements and structural elements will be calculated and reinforced according to the rules of the **BAEL91** and the Algerian seismic regulation **RPA 2024** and the dynamic study will be carried out with the calculation software **ROBOT ANALYSES STRUCTURAL 2025** in order to determine the different loading loads.

Keywords:

Building, structure, reinforced concrete, Robot, reinforcement.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى من الخرسانة المسلحة و يتكون من طابق ارضي + طابق تحت الارض + 10 طوابق للاستخدام المتعدد، يقع في بلفودر ولاية مستغانم التي تصنف ضمن المنطقة الزلزالية رقم 5 حسب اللوائح المقاومة للزلازل **RPA 2024**.

وفي هذه الدراسة سيتم حساب العناصر الثانوية و العناصر الهيكلية وتسليحها وفقا لقواعد **BAEL91** وحسب **RPA 2024** وستجرى الدراسة الدينامكية باستخدام برنامج الحساب

ROBOT ANALYSES STRUCTURAL 2025 من اجل تحديد الاحمال المختلفة .

الكلمات المفتاحية:

عمارة ، هيكل ، خرسانة مسلحة ، روبوت ، تسليح .

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 (voiles, 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.

Table des matières

Remerciements.....	3
Dédicace.....	4
Résumé.....	5
Abstract.....	6
ملخص.....	7
Symboles et notations.....	8
Table des matières.....	10
Liste des Figures.....	15
Liste des Tableaux.....	18
INTRODUCTION GENERALE	21
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	22
1. Introduction	22
2. Implantation de l'ouvrage	22
3. Présentation de l'ouvrage	22
4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	23
5. Description technique de la structure.....	23
5.1. Structure principale	23
5.2. Structure secondaire.....	24
5.3. Fondation.....	26
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	27
6.1. Caractéristiques mécaniques du béton	27
6.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier	28
6.3. Protection des armatures	30
7. Logiciels utilisés	30
8. Règlements utilisés	30
9. Conclusion.....	30
CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT	31
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	33
3.1. Planchers à corps creux	33
3.2. Calcul des charges du plancher à corps creux	33
3.3. Planchers de la dalle pleine	35
4. Prédimensionnement des voiles	36
5. Prédimensionnement de l'acrotère	37
6. Prédimensionnement des balcons	38
7. Prédimensionnement des escaliers	38
8. Cloisons extérieures (doubles cloisons)	41
9. Conclusion	42
CHAPITRE 03 : ETUDE DES PLANCHER	43
1. Plancher à corps creux	43
1.1. Types de poutrelles	43
1.2. Choix de la méthode de calcul	43
1.3. Ferrailage de la poutrelle	52
1.4. Ferrailage de la dalle de compression	62
2. Plancher à dalle pleine	63
2.1 Hypothèses de calcul :	63
2.2 Calcul de l'enrobage :	64
2.3 Combinaison fondamentale :	65
2.4 Calcul des sollicitations :	65
2.5 Ferrailage de la dalle pleine :	67
3. Balcon	75
3.1. Détermination des efforts	75
3.2. Ferrailage de Balcon :	76
CHAPITRE 4 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	80
1. Étude de l'acrotère	80

1.1. Évaluation des sollicitations de calcul.....	80
1.2 Ferrailage de l'acrotère.....	82
2. Escaliers.....	85
2.1 Combinaisons de charges.....	85
2.2 Calcul des sollicitations des escaliers.....	86
2.3 Ferrailage de l'escalier.....	89
3. Étude de la poutre palière :	93
3.1. Prédimensionnement des poutres palière.....	93
3.2 Ferrailage d'une poutre.....	94
CHAPITRE 5 : ETUDE DYNAMIQUE	98
1. Introduction.....	98
2. Étude dynamique.....	98
2.1. Objectif de l'étude.....	98
2.2. Présentation du Logiciel Robot structural Analyses.....	98
2.3. Modélisation de la structure.....	99
3. Classification de la structure.....	101
4. Calcul de facteur de qualité.....	102
5. Choix de la méthode de calcul.....	103
6. Méthode d'analyse modale spectrale.....	103
6.1. Principe.....	103
6.2. Spectre de calcul.....	103
6.3. La force sismique totale.....	104
7. Résultats de la méthode modale spectrale.....	104
7.1. Période fondamentale de la structure.....	104
7.2. Vérification de la période.....	105
7.3. Calcul de poids total W de la structure.....	106
8. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique algérienne RPA 2024.....	106
8.1. Vérification du comportement dynamique.....	106
8.2. Vérification d'effort tranchant a la base.....	107
8.3. Vérification vis-à-vis au renversement.....	108

8.4. Vérification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$	109
8.5. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage.....	111
8.6. Vérification de la rigidité des planchers :.....	113
9. Conclusion.....	113
CHAPITRE 6 : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	114
1. Introduction.....	114
2. Etude des poutres.....	114
2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024.....	114
2.2. Ferrailage des poutres.....	115
2.3. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre.....	117
3. Etude des voiles.....	121
3.1. Procédure de ferrailage.....	121
3.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024.....	123
3.3 Ferrailage des voiles.....	125
4. Etude des voiles périphériques.....	132
4.1. Matériaux de remblaiement (Remblai en Tuf) :.....	132
4.2. Sollicitations des voiles :.....	133
4.3. Ferrailage :.....	133
5. Conclusion.....	134
Chapitre 07 : Etude de l'infrastructure.....	135
1. Introduction.....	135
2. Choix du type de fondation.....	135
3. Prédimensionnement du radier.....	136
4. Vérification des contraintes dans le sol.....	137
5. Vérification au non poinçonnement du radier.....	139
6. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2].....	140
7. Cartographie et ferrailage du radier.....	141
8. Dessin de ferrailage.....	143
9. Conclusion.....	143
CONCLUSION GENERALE ...	144

Références bibliographiques.....	145
ANNEXE N^01.....	146
ANNEXE N^02.....	147

Liste des Figures

Figure 1.1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).....	22
Figure 1.2. Dalle à corps creux	24
Figure 1.3. Plancher à dalle pleine	25
Figure 1.4. Composants d'un escalier	25
Figure 2.1. Section transversale de la poutre principale.....	32
Figure 2.2. Section transversale de la poutre secondaire	32
Figure 2.3. Schéma d'une dalle à corps creux.....	33
Figure 2.4. Coupe en élévation d'un voile	37
Figure 2.5. Section transversale de l'acrotère	38
Figure 2.6. Eléments composants d'un escalier.....	39
Figure 2.7. Élément constituant les murs extérieurs	41
Figure 3.1. Différents types de poutrelles	43
Figure 3.2. Diagramme des moments fléchissant.	49
Figure 3.3. Section transversale de ferrailage de la poutrelle	53
Figure 3.4. Section de ferrailage	54
Figure 3.5. Section de ferrailage	59
Figure 3.6. Ferrailage de Plancher à corps creux	63
Figure 3.7. Démentions de la dalle.....	64
Figure 3.8. Enrobage	65
Figure 3.9. Distribution des moments du panneau.....	66
Figure 3.10. Coordonnée de centre de gravité	85
Figure 3.11. Dessin du ferrailage de la dalle pleine.....	74

Figure 3.12. Schéma statique de balcon.....	75
Figure 3.13. Schéma de ferrailage du balcon.....	78
Figure 3.14. Schéma de contre poids	78
Figure 4.1. Coupe transversale de l'acrotère	80
Figure 4.2. Schéma statique de l'acrotère.....	81
Figure 4.3. Ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure 4.4. Ferrailage du volée 1 et 2 de l'escalier.....	93
Figure 4.5. Section transversale de la poutre palière.....	93
Figure 4.6. Schéma statique de la poutre palier	94
Figure 4.7. Ferrailage de la poutre palière	97
Figure 5.1. Modèle 3D de la structure.....	100
Figure 5.2. Disposition des voiles de contreventement.....	101
Figure 6.1. Croquis de ferrailage de la poutre principale.....	116
Figure 6.2. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire	116
Figure 6.3. La flèche de la poutre principale.....	120
Figure 6.4. Schéma d'un voile	121
Figure 6.5. Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant	123
Figure 6.6. Typologie des voiles étudiés	125
Figure 6.7. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction	128
Figure 6.8. Ferrailage d'un voile (30*120).....	131
Figure 6.9. Chargement des terres sur les voiles périphériques	133
Figure 7.1. Distributions des contraintes à l'ELS	137
Figure 7.2. Distribution des contraintes à l'ELU	138
Figure 7.3. Distribution des contraintes à l'ELA	139

Figure 7.4. Distribution de la contrainte de cisaillement sens XX et sens YY	140
Figure 7.5. Cartographie des moments fléchissant à l'ELU.....	141
Figure 7.6. Cartographie des moments fléchissant à l'ELS	142
Figure 7.7. Cartographie des moments fléchissant à l'ELA	142
Figure 7.8. Ferrailage du radier.....	143

Liste des Tableaux

Tableau 1.1. Nuances et limites d'élasticité des aciers	29
Tableau 2.1 Charges du plancher terrasse	34
Tableau 2.2. Charges du plancher d'étage courant	34
Tableau 2.3. Charges du plancher de la dalle pleine	36
Tableau 2.4. Prédimensionnement des voiles.....	37
Tableau 2.5. Charges de la dalle pleine du balcon	38
Tableau 2.6. Caractéristiques de l'escaliers.....	39
Tableau 2.7. Charges de la dalle pleine du palier.....	40
Tableau 2.8. Charges de la dalle pleine de la paillasse.....	41
Tableau 2.9. Charges permanentes de cloisons extérieures.....	42
Tableau 3.1. Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations	44
Tableau 3.2. Les calculs des efforts tranchants	48
Tableau 3.3. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle	52
Tableau 3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage.....	52
Tableau 3.5. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles.....	53
Tableau 3.6. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage.....	67
Tableau 4.1. Charges d'acrotère	80
Tableau 4.2. Sollicitations de calcul de l'acrotère	82
Tableau 4.3. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier en ELU	88
Tableau 4.4. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier en ELS	88
Tableau 4.5. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers	92
Tableau 4.6. Sollicitations de calcul maximales des poutres	94
Tableau 5.1. Tableau de Classification des zones sismiques	101

Tableau 5.2. Valeurs des pénalités P_q	102
Tableau 5.3. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique	105
Tableau 5.4. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique.....	105
Tableau 5.5. Résultats d'analyse modale	106
Tableau 5.6. Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente	107
Tableau 5.7. Vérification au renversement direction x.....	108
Tableau 5.8. Vérification au renversement direction y	109
Tableau 5.9. Vérification au l'effet $P \Delta$ direction x	110
Tableau 5.10. Vérification au l'effet $P \Delta$ direction y	111
Tableau 5.11. Valeurs des déplacements inter-étage sens x, y.....	112
Tableau 5.12. Vérification de la rigidité des planchers.....	113
Tableau 6.1. Sollicitations de calcul maximales des poutres	115
Tableau 6.2. Récapitulatif du ferrailage des poutres	116
Tableau 6.3. Vérification de la contrainte de compression (bielle).....	119
Tableau 6.4. Vérification des armatures inférieures d'appuis	120
Tableau 6.5. Vérification de la contrainte moyenne de compression	120
Tableau 6.6. Les dimensions des voiles.....	126
Tableau 6.7. Contrainte de compression	126
Tableau 6.8. Contrainte de cisaillement	127
Tableau 6.9. L'effort normal de compression	127
Tableau 6.10. Sollicitations des voiles	128
Tableau 6.11. Récapitulatif du ferrailage des voiles.....	132
Tableau 6.12. Sollicitations des voiles.....	133
Tableau 7.1. Données relatives aux matériaux.....	137
Tableau 7.2. Impact du voile le plus défavorable : V20	140

Tableau 7.3. Vérification des contraintes de cisaillement.....	140
Tableau 7.4. Récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable.....	142
Tableau 7.5. Choix des armatures du radier	143

INTRODUCTION GENERALE

En génie civil, lors d'une étude d'une structure, Les ingénieurs sont appelés à concevoir des Structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisant sans oublier l'aspect économique. Les structures sont souvent menacées par des forces sismiques qui dépendent de l'activité tectonique Ainsi que la nature du sol. Ces forces sismiques sont imprévisible, W on peut ni prévoir ni contrôler un Séisme. L'utilité d'une étude parasismique basée sur une étude dynamique est donc nécessaire et Permet de minimiser les dégâts.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment usage d'habitation en R+10 avec sous-sol, Le travail sera réparti sur Sept chapitres :

- Présentation du projet et caractéristiques des matériaux
- Pré dimensionnement
- Etude de plancher
- Calcul des éléments secondaires
- Etude dynamique
- Etudes des éléments structuraux
- Etude de l'infrastructure

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en Vigueur à savoir (RPA2024, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé requiert des compétences de base qui seront mobilisées par l'ingénieur dans le but d'aboutir à une structure sûre et économique.

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de donner une vue globale de l'ouvrage en précisant ses caractéristiques, ses éléments constitutifs et les informations sur leurs propriétés mécaniques respectives.

2. Implantation de l'ouvrage

Le projet situe au bord de Belvedere à la ville de Mostaganem classée comme zone d'activité sismique élevé V selon le RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2 (Figure 1.1).



Figure1.1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)

3. Présentation de l'ouvrage

La structure est un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol réservé au parking et rez-de-chaussée avec 10 étages à usage d'habitation, rez-de-chaussée avec 3 appartements de type F3, et 10 étages avec un appartement de type F4 et 2 appartements de type F3 par étage d'une surface de 338.49 m², ce qui donne 33 logements en tout.

4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le bâtiment présente les dimensions suivantes :

Dimensions en plan :

Longueur totale en plan 21.67 m

Largueur totale en plan..... 21.67 m

Dimensions en élévation :

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m

Hauteur des étages courants3,06 m

Hauteur de sous-sol3,06 m

Hauteur totale du bâtiment..... 33.66 m

Hauteur totale du bâtiment (avec sous-sol) 36.72 m

Caractéristiques géotechniques du sol :

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

La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ Bar}$

Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17,00 \text{ kN/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

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 de voiles pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone V. Notre bâtiment est une structure à voiles porteurs.

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.

5.2. Structure secondaire

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 (Figure 1.2) est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

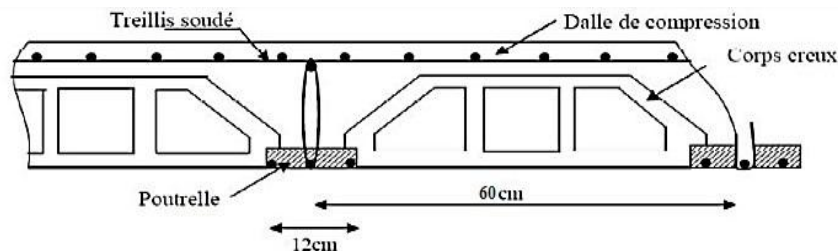


Figure 1.2. Dalle à corps creux

Les planchers à dalle pleine (Figure 1.3) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons et plancher de RDC de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

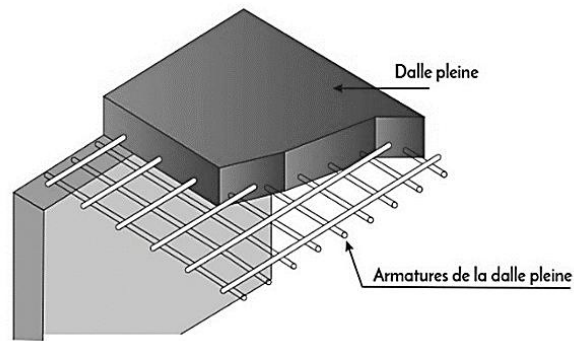


Figure 1.3. Plancher à dalle pleine

Escaliers

Les escaliers (Figure 1.4) 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.

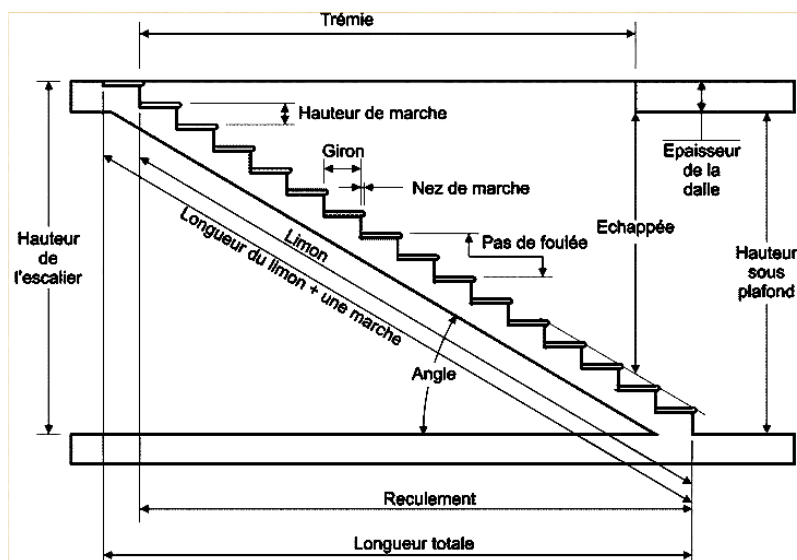


Figure 1.4. Composants d'un escalier

Maçonnerie

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

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.

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.

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.

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.

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 :

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

$$\text{- Si } J > 28 \quad f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, on prend $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

Résistance à la traction f_{tj}

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

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

Contrainte limite de compression

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa}$$

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

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

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

Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min[3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité

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

$$\text{Module instantané : } E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 34179,558 \text{ MPa}$$

$$\text{Module différé : } E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 11496,760 \text{ MPa}$$

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.

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 1.1 suivant :

Tableau 1.1. Nuances et limites d'élasticité des aciers

Type d'acier	Nuances	f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE500	500
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520

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

Contraintes limites de l'acier

Etat limite ultime

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

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 : $\bar{\sigma}_s = \xi = \min(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 1.10 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}))$; [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$; [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 Professionnel 2025.
- AutoCAD 2025.
- Expert BA 2010 (Robot Expert).
- Office 2021.

8. Règlements utilisés

Règles parasismiques Algériennes : RPA2024.

Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.

Document technique réglementaire : DTR B.C. 2.2.

Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

9. Conclusion

Le premier chapitre a été consacré à une présentation de la structure étudiée en précisant son implantation, sa conception, sa typologie et son système constructif. Disons pour le second, une ouverture a été faite sur les matériaux constitutifs du projet (béton et acier) ainsi que sur les logiciels et les règlements utilisés dans cette étude.

CHAPITRE 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT

1. Introduction

Le pré-dimensionnement des parties portantes de la structure (planchers, poutres, voiles et autres) est une phase préalable, son but est de dimensionner les sections des divers éléments de la structure de telle sorte qu'ils soient en mesure d'assurer le transport des diverses actions et sollicitations auxquelles ils sont exposés, il est effectuée dans le respect des règles édictées par le RPA 2024, le BAEL 91 et le DTR B.C.2.2. Pour se faire, une descente des charges et surcharges a été effectuée afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

2. Pré-dimensionnement 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

$$L_{max} = 489 \text{ cm}$$

$$\frac{489}{15} \leq h \leq \frac{489}{10} \Rightarrow 32.6 \text{ cm} \leq h \leq 48.9 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1,33 < 4,0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 2.1) pour la poutre principale est $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

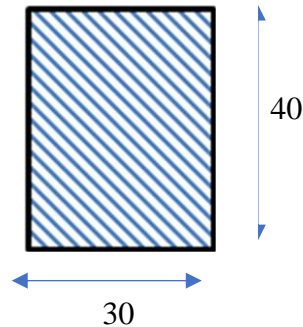


Figure 2.1. Section transversale de la poutre principale

2.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$L_{\max} = 370 \text{ cm}$

$$\frac{336}{15} \leq h \leq \frac{336}{10} \Rightarrow 22.4 \text{ cm} \leq h \leq 33.6 \text{ cm}$$

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

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

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

La section adoptée (Figure 2.2) pour la poutre secondaire est $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

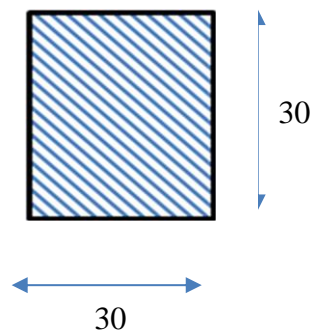


Figure 2.2. Section transversale de la poutre secondaire

3. Pré-dimensionnement des planchers

3.1. Planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (Figure 2.3). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{489}{25} \leq e_p \leq \frac{489}{20}$$
$$19.56 \text{ cm} \leq e_p \leq 24.45 \text{ cm}$$

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.

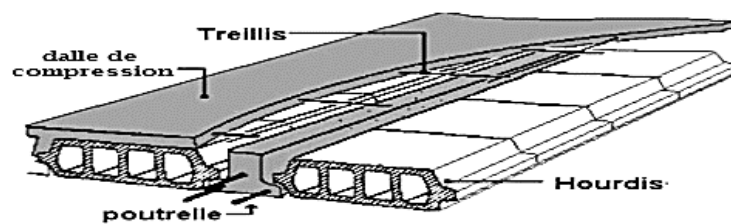


Figure 2.3. Schéma d'une dalle à corps creux

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 2.1.

Tableau 2.1. 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
Étanchéité multicouche	12	0,01	0,12
Forme de pente	20	0,10	2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle corps creux (16+4)			2,80
Enduit plâtre	10	0,01	0,1
Charge permanente			G = 5,98 (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 2.2.

Tableau 2.2. 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

3.3. Planchers 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 :

$$0,4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{489}{489} \leq 1$$

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

$$\frac{L}{50} = \frac{489}{50} = 9.78 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{489}{40} = 12.22 \text{ cm}$$

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 2.3.

Tableau 2.3. 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 (Charges d'habitation)			Q = 1,5 kN/m²

4. Pré-dimensionnement 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, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. D'après le RPA 2024 les voiles (Figure 2.4) 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 minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

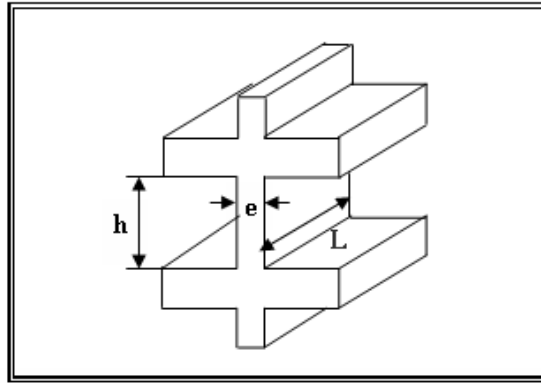


Figure 2.4. Coupe en élévation d'un voile

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 pré-dimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 2.4.

Tableau 2.4. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
RDC – Etage courant	306	286	14.3	20

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

5. Pré-dimensionnement 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 2.5).

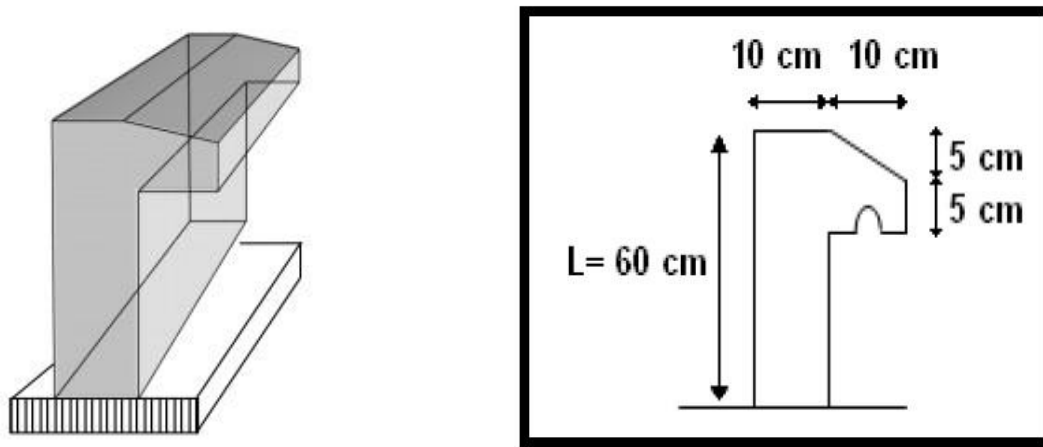


Figure 2.5. Section transversale de l'acrotère

6. Pré-dimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.55 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 2.5.

Tableau 2.5. 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	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,01	0,18
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 5,05 kN/m²
Charge d'exploitation			Q = 3,5 kN/m²

7. Pré-dimensionnement 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 2.6).

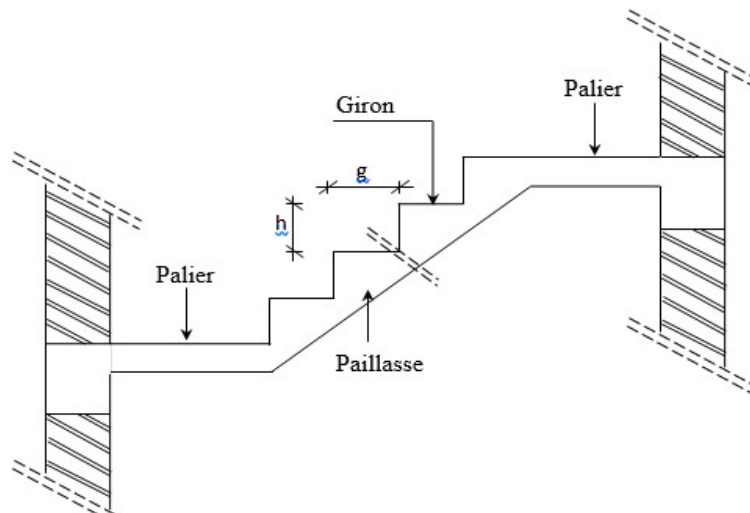


Figure2.6. Eléments composants d'un escalier

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 $g = 29 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$.

Tableau2.6. Caractéristiques de l'escaliers

	RDC - Etage courant
h_e (m)	3,06
N contre marches	18
N contre marches volée 1	9
N contre marches volée 2	9
h_{volée1} (m)	1,53
h_{volée2} (m)	1,53
l_{volée1} (m)	1,37
l_{volée2} (m)	1,37

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{29} = 0.58 \Rightarrow \alpha = 30,11^\circ$$

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.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 232^2)} = 278 \text{ cm}$$

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

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{278}{30} \leq e_p \leq \frac{278}{20}$$

$$\Rightarrow 9,27 \text{ cm} \leq e_p \leq 13,25 \text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupés sur les Tableaux 2.7 et 2.8.

Tableau2.7. Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	24	0,025	0,6
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 5.47 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

Tableau2.8. 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	24	0,025	0,6
Revêtement verticale	24	0,025. (0,17/0,29)	0,35
Matière de pose	20	0,02	0,4
Poids propre de la paillasse	25	0,08/Cos29,54	2.31
Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
Enduit ciment	18	0,01	0,18
Charge permanente			G = 5.71 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,50 (kN/m²)

8. Cloisons extérieures (doubles cloisons)

Les murs extérieurs sont construits en brique creuse composés d'une double cloison de 10 d'épaisseur avec une âme d'air de 10 cm d'épaisseur afin de garantir l'isolation phonique, Acoustique et thermique nécessaire

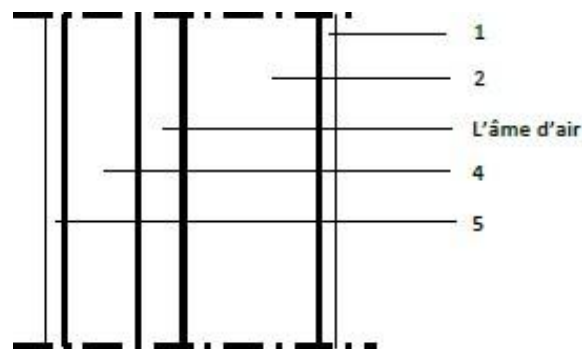


Figure 2.7. Élément constituant les murs extérieurs

Tableau 2.9. Charges permanentes de cloisons extérieures

No	Couche	Épaisseur (cm)	Masse Volumique (KN.m ³)	G [kN/m ²]
1	Enduit extérieur (ciment)	1.5	18	0.27
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Brique creuse	10	9	0.9
4	Enduit intérieur (plâtre)	1.5	16	0.27
Charge permanente				2.34

9. Conclusion

Il ne fait aucun doute que le pré-dimensionnement des éléments de la structure est un passage obligé pour se pencher sur l'étude de ce projet. Dans ce chapitre, un pré-dimensionnement de tous les éléments qui constituent la structure ayant été étudiée a été proposé. Ce pré-dimensionnement a concerné les éléments porteurs comme les poutres, les planchers et les voiles et les éléments secondaires comme l'escalier, le balcon, l'acrotère.

CHAPITRE 03 : ETUDE DES PLANCHER

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 3.1).

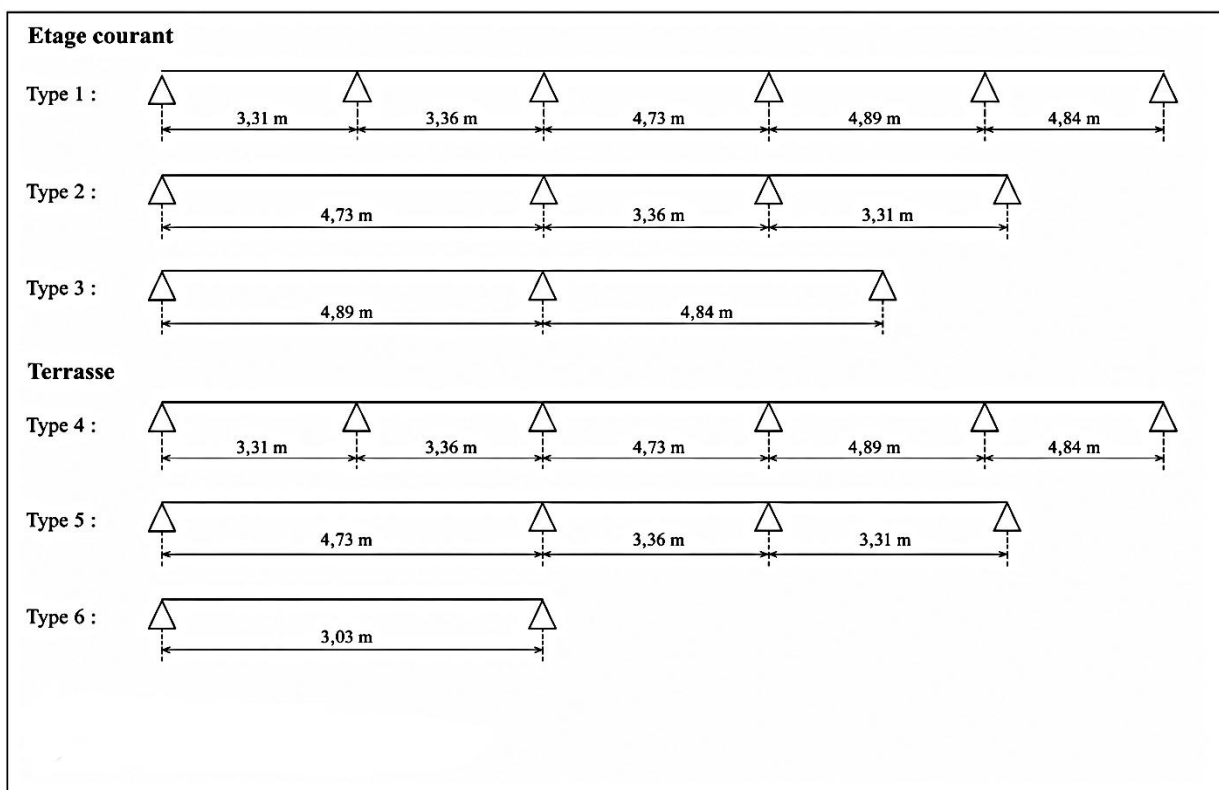


Figure3.1. Différents types de poutrelles

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) $q \leq 2G$; $Q \leq 5$ kN, charges localisées $\leq (2$ kN, $0,25 \cdot Q)$

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.

Tableau 3.1. Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Caquot	Conditions non vérifiées
2	Caquot	Conditions non vérifiées
3	Forfaitaire	Conditions vérifiées
4	Caquot	Conditions non vérifiées
5	Caquot	Conditions non vérifiées
6	Forfaitaire	Conditions vérifiées

1.2.1. La méthode de caquot :

Domaine d'application de la méthode

Charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanente ou 5 000 N/m. Donc on ne peut pas appliquer la méthode de caquot d'où la nécessité d'appliquer la méthode de **caquot minorée**.

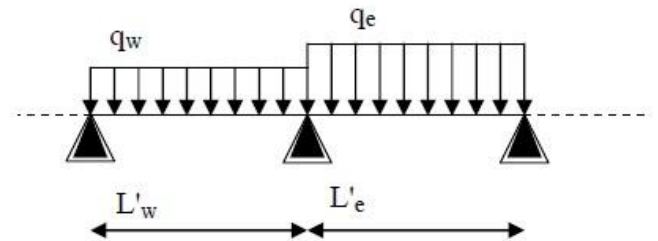
Méthode de Caquot minorée (B.6.210) :

Lorsqu'il est possible d'appliquer la méthode de Caquot minorée le calcul des moments sur appui dû aux charges permanentes se fait avec $g' = 2g/3$ (et uniquement le calcul des moments sur appuis, on reprend la totalité de g ensuite pour le calcul des moments en travée.

Moments sur appuis intermédiaires :

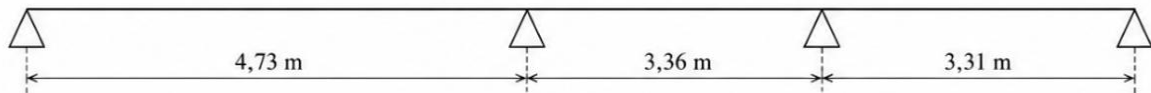
$$M_i = - \frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)}$$

- $l' = 1$: pour une travée de rive
- $l' = 0,8 l$: pour une travée intermédiaire
- l_w et l_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui
- l : la portée réelle de la travée.



Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

- Type 05 :



Détermination des moments :

La charge ultime :

$$q_u = [1,35 \times 5,98 + 1,5 \times 1] \times 0,6 = 5,744 \text{ KN/m}$$

La charge de service :

$$q_s = [5,98 + 1] \times 0,6 = 4,188 \text{ KN/m}$$

La charge ultime réduite :

$$q_u^r = [1,35 \times (\frac{2}{3} \times 5,98) + 1,5 \times 1] \times 0,6 = 4,129 \text{ KN/m}$$

La charge de service réduite :

$$q_s^r = [(\frac{2}{3} \times 5,98) + 1] \times 0,6 = 2,992 \text{ KN/m}$$

En appuis :

Longueur réduite :

$$l'_i = 0,8 \times l_i$$

L_1'	L_2'	L_3'
4,73	2,69	3,31

E.L.U :

$$M_{ua1} = -0.2 \times \frac{q_u^r \times l^2}{8,5} = -2.174 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua2} = -\frac{q_u^r \times l w^3 + q_u^r \times l e^3}{8,5 \times (l w + l e)} = -8,202 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua3} = -\frac{q_u^r \times l w^3 + q_u^r \times l e^3}{8,5 \times (l w + l e)} = -4,510 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua4} = -0,2 \times \frac{q_u^r \times l^2}{8,5} = -1,064 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_{sa1} = -0,2 \times \frac{q_s^r \times l^2}{8,5} = -1,575 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa2} = -\frac{q_s^r \times l w^3 + q_s^r \times l e^3}{8,5 \times (l w + l e)} = -5,943 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa3} = -\frac{q_s^r \times l w^3 + q_s^r \times l e^3}{8,5 \times (l w + l e)} = -3,268 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa4} = -0,2 \times \frac{q_s^r \times l^2}{8,5} = -0,771 \text{ KN.m}$$

En Travée :

- Calcul d'abscisse de M_T Maximum X_0 :

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q} + \frac{1}{2}$$

Travée 1-2 :

E.L.U :

$$x_1 = \frac{|M_{ua1}| - |M_{ua1}|}{l \times q_u} + \frac{1}{2} = 2,14 \text{ m}$$

E.L.S :

$$x1 = \frac{|Msa1|-|Msa1|}{1 \times q_s} + \frac{1}{2} = 2,14 \text{ m}$$

Travée 2-3 :

E.L.U :

$$x2 = \frac{|Mua2|-|Mua3|}{1 \times q_u} + \frac{1}{2} = 1,87 \text{ m}$$

E.L.S :

$$x2 = \frac{|Msa2|-|Msa3|}{1 \times q_s} + \frac{1}{2} = 1,87 \text{ m}$$

Travée 3-4 :

E.L.U :

$$x3 = \frac{|Mua3|-|Mua4|}{1 \times q_u} + \frac{1}{2} = 1,47 \text{ m}$$

E.L.S :

$$x3 = \frac{|Msa3|-|Msa4|}{1 \times q_s} + \frac{1}{2} = 1,47 \text{ m}$$

Moment fléchissant en travée :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_i \times l_i}{2} x_0 - \frac{q_i \times x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

Travée (1-2) :

E.L.U :

$$M_{u1}^{1-2} = \left(\frac{q_u \times l_1}{2} x_1 - \frac{q_u \times x_1^2}{2} \right) + \frac{Ma_{u1} - Ma_{u2}}{l_1} x_1 - |Ma_{u1}| = 11,02 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_{s1}^{1-2} = \left(\frac{q_s \times l_1}{2} x_1 - \frac{q_s \times x_1^2}{2} \right) + \frac{Ma_{s1} - Ma_{s2}}{l_1} x_1 - |Ma_{s1}| = 8,05 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3) :

E.L.U :

$$Mt_u^{2-3} = \left(\frac{q_u \times l_2}{2} x_2 - \frac{q_u \times x_2^2}{2} \right) + \frac{Ma_{u2} - Ma_{u3}}{l_2} x_2 - |Ma_{u2}| = 1,85 \text{KN.m}$$

E.L.S :

$$Mt_s^{2-3} = \left(\frac{q_s \times l_2}{2} x_2 - \frac{q_s \times x_2^2}{2} \right) + \frac{Ma_{s2} - Ma_{s3}}{l_2} x_2 - |Ma_{s2}| = 1,38 \text{KN.m}$$

Travée (3-4) :

E.L.U :

$$Mt_u^{3-4} = \left(\frac{q_u \times l_3}{2} x_3 - \frac{q_u \times x_3^2}{2} \right) + \frac{Ma_{u3} - Ma_{u4}}{l_3} x_3 - |Ma_{u3}| = 5,17 \text{KN.m}$$

E.L.S :

$$Mt_s^{3-4} = \left(\frac{q_s \times l_3}{2} x_3 - \frac{q_s \times x_3^2}{2} \right) + \frac{Ma_{s3} - Ma_{s4}}{l_3} x_3 - |Ma_{s3}| = 3,78 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

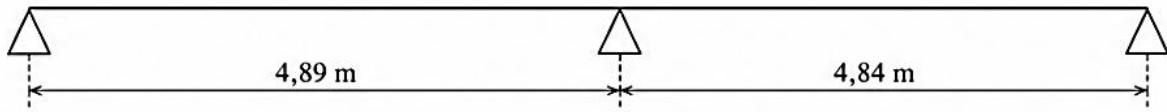
$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|Ma_{i-1}| - |Ma_i|}{l_i}$$

Tableau 3.2. Les calculs des efforts tranchants

	Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4
La Longueur ×	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche Tg	12.31	10.75	10.55
La Longueur ×	4.73	3.36	3.31
L'effort tranchant à l'appui gauche Td	-14.86	-8.55	-8,46

1.2.2. la méthode de forfaitaire :

Type 03 :



Les différentes sollicitations à l'ELU et l'ELS :

Détermination des moments :

$$q_u = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 5,449 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (5,06 + 1,5) \times 0,6 = 3,936 \text{ KN/m}$$

Moments fléchissant en appuis :

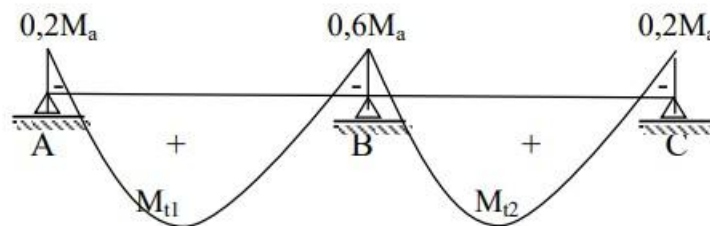


Figure 3.2. Diagramme des moments fléchissant.

$$M_A = - 0.2 M_0$$

$$M_B = - 0.6 M_0$$

$$M_C = - 0.2 M_0$$

- Calcul de M_0 :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- E.L.U :

$$M^u_{0AB} = 16,287 \text{ KN .m}$$

$$M^u_{0BC} = 15,956 \text{ KN .m}$$

- E.L.S :

$$M^s_{0AB} = 11,764 \text{ KN .m}$$

$$M^s_{0BC} = 11,525 \text{ KN .m}$$

Moment en appuis :

E.L.U :

$$M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 16,287 = -3,257 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \times M_{0AB} = -0.6 \times 16,287 = -9,772 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.2 \times M_{0BC} = -0.2 \times 15,956 = -3,19 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 11,764 = -2,353 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \times M_{0AB} = -0.6 \times 11,764 = -7,058 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.2 \times M_{0BC} = -0.2 \times 11,525 = -2,305 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

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

$$0 < \alpha = 0.229 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha) M_0; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq -\left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) + \max [(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

E.L.U :

Travée de rive AB :

$$M_{t1} \geq -\frac{3,257 + 9,772}{2} + \max [1.07M_{0AB}; 1.05M_{0AB}] = 10,913 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 10,342 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t1} = 10,913 \text{ KN.m}$

Travée de rive BC :

$$M_{t2} \geq -\frac{9,772+3,19}{2} + \max[1.07M_{0BC}; 1.05M_{0BC}] = 10,592 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 = 10,132 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t2}=10,592 \text{ KN.m}$

E.L.S :

Travée de rive AB :

$$M_{t1} \geq -\frac{2,353+7,058}{2} + \max[1.07M_{0AB}; 1.05M_{0AB}] = 7,882 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 = 7,470 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t1}=7,882 \text{ KN.m}$

Travée de rive BC :

$$M_{t2} \geq -\frac{7,058+2,305}{2} + \max[1.07M_{0BC}; 1.05M_{0BC}] = 7,650 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 = 7,318 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_{t1}=7,650 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T_W = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_{a_{i-1}} - M_{A_1}}{l}$$

$$T_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_{a_{i-1}} - M_{A_1}}{l}$$

Travée AB :

E.L.U :

$$T_W = \frac{5,449 \times 4,89}{2} + \frac{9,772 - 3,257}{4,89} = 14,655 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{5,449 \times 4,89}{2} + \frac{9,772 - 3,257}{4,89} = -11,990 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

E.L.U :

$$T_W = \frac{5,449 \times 4,84}{2} + \frac{3,19 - 9,772}{4,84} = 11,827 \text{ kN.m}$$

$$T_e = -\frac{5,449 \times 4,84}{2} + \frac{3,19 - 9,772}{4,84} = -14,546 \text{ kN.m}$$

Tableau 3.3. 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
1	Etage courant	-9,51	-6,81	10,28	7,55	14,69
2	Etage courant	-8,11	-5,81	10,25	7,44	14,15
3	Etage courant	-9,77	-7,06	10,91	7,88	10,89
4	Terrasse	-9,62	-6,97	11,07	8,10	13,94
5	Terrasse	-8,20	-5,94	11,02	8,05	14,12
6	Terrasse	-1,32	-0,96	5,74	4,18	8,70

1.3. Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau 3.4. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 3.3.

Tableau 3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-9,77	11,07	14,69
ELS	-7,06	8,10	

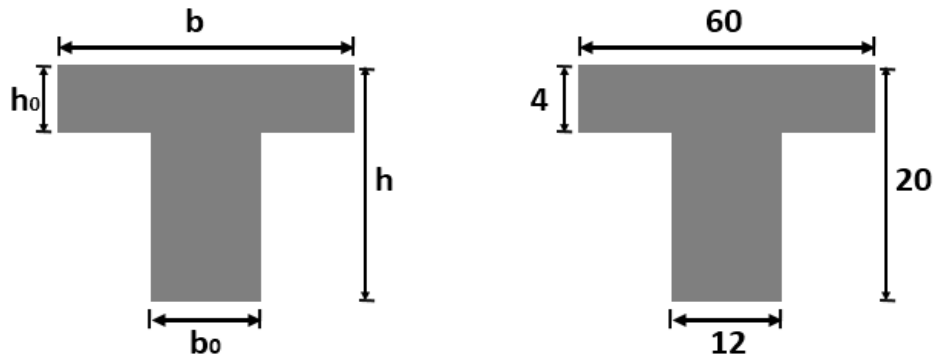


Figure 3.3. Section transversale de ferrailage de la poutrelle

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 3.5 suivant :

Tableau 3. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	1 HA14	2 Ø 6
En travée	3 HA10	2 Ø 6

Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Calcul en travée

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t_{max}}^u = 11,07 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 65,280 \text{ kN.m}$$

Avec :

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t_{max}}^u = 11,07 \text{ kN.m} < M_T = 65,280 \text{ kN.m} \Rightarrow$ 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 3.4).

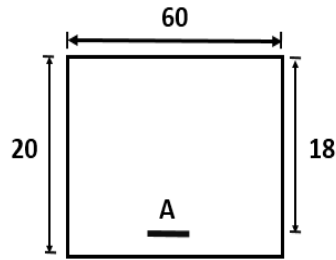


Figure 3.4. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{t \max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11070}{17 \times 60 \times 18^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_1 = 0,372 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,042$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

Détermination des armatures

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{t \max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11070}{435 \times 0,983 \times 18} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,4}{500} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,44 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$3\text{HA}10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_{t \max}^s = 8,10 \text{ kN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{60}{2}y_1^2 - 15 \times 2,36 \times (18 - y_1) = 0$$

$$30y_1^2 + 35,4y_1 - 637,2 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 4,06\text{cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60}{3} \times (4,06)^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,06)^2$$

$$I = 8217,52\text{cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y_1 = \frac{8100}{8217,52} \times 4,06$$

$$\sigma_b = 4\text{MPa}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{8100}{8217,52}(18 - 4,06)$$

$$\sigma_s = 206,11\text{MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,4\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 4 < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

Vérification de la flèche :

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{tmax} = \frac{L}{500}$$

f_{gi} et f_{gv} : les fleches dues aux charges g.

f_{ji} : la flèche due aux charge j.

f_{pi} : la flèche due aux charge p.

g : charge permanente .

$$g = G \times 1 = 5,98 \times 1 = 5,98 \text{KN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons.

$$j = G \times 1 = 5,98 \times 1 = 5,98 \text{KN/ml}$$

p : charge totale .

$$p = (G + Q) \times 1 = (5,98 + 1) \times 1 = 6,98 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_g^{\text{ser}} = 0,65 \cdot M_0 = 0,65 \cdot 0,6 \cdot G \frac{L^2}{8} = 0,65 \cdot (0,6 \cdot 5,98) \frac{4,89^2}{8} = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$M_j^{\text{ser}} = 0,65 \cdot M_0 = 0,65 \cdot 0,6 \cdot j \frac{L^2}{8} = 0,65 \cdot (0,6 \cdot 5,98) \frac{4,89^2}{8} = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$M_p^{\text{ser}} = 0,65 \cdot M_0 = 0,65 \cdot 0,6 \cdot j \frac{L^2}{8} = 0,65 \cdot (0,6 \cdot 6,98) \frac{4,89^2}{8} = 8,13 \text{ KN.m}$$

Calcul du module de déformation longitudinale :

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

a) Module instantané : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 34179,558 \text{ MPa}$

b) Module différé : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 11496,760 \text{ MPa}$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i + n \cdot A \cdot d}{\sum A_i + n \cdot A} = \frac{4,60 \cdot 2 + 16 \cdot 12 \cdot 12 + 15,2 \cdot 36 \cdot 18}{60,4 + 16 \cdot 12 + 15,2 \cdot 36} = 7,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,31 = 12,69 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0) \cdot (V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A \cdot (d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60,7,31^3}{3} - \frac{(60-12) \cdot (7,31-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,69^3}{3} + 15,2,36 \cdot (18 - 7,31)^2$$

$$I_0 = 19451,69 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{20,18} = 0,0066$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,66$$

$$\beta_1 = 0,878$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6970}{2,36 \cdot 0,878 \cdot 18} = 186,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6970}{2,36 \cdot 0,878 \cdot 18} = 186,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8130}{2,36 \cdot 0,878 \cdot 18} = 218 \text{ MPa}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,4}{4 \cdot 0,0066 \cdot 186,9 + 2,4} = 0,427$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,4}{4 \cdot 0,0066 \cdot 186,9 + 2,4} = 0,427$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,4}{4 \cdot 0,0066 \cdot 218 + 2,4} = 0,485$$

Moments d'inerties fictifs :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,4}{(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}) \cdot 0,0066} = 6,99$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,80$$

$$I_{\text{fgv}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 19451,69}{1 + 2,80 \cdot 0,427} = 9744 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1.19451,69}{1+6,99.0,427} = 5371 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1.19451,69}{1+6,99.0,427} = 5371 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1.19451,69}{1+6,99.0,485} = 4874 \text{cm}^4$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{F_{gi}}} = \frac{6970.4,89^2}{10.34179,558.5371} = 0,91 \text{cm}$$

$$f_g^v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{F_{gv}}} = \frac{6970.4,89^2}{10.11496,760.9744} = 1,49 \text{cm}$$

$$f_j^i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{F_{ij}}} = \frac{6970.4,89^2}{10.34179,558.5371} = 0,91 \text{cm}$$

$$f_p^i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{F_{pi}}} = \frac{8130.4,89^2}{10.34179,558.4874} = 1,17 \text{cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_g^i) + (f_p^i - f_j^i)$$

$$\Delta_{ft} = (1,49 - 0,91) + (1,17 - 0,91)$$

$$\Delta_{ft} = 0,84 \text{cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4,89 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft \text{ max}} = \frac{489}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,84 \text{ cm} < \Delta_{ft \text{ max}} = 0,98 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

Calcul en appui :

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

Etat limite ultime (ELU) : $M_{a\max}^u = 9,77\text{KN.m}$

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 3.5).

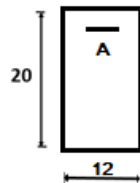


Figure 3.5. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{a\max}^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{9770}{17 \times 12 \times 18^2} = 0,148$$

$\mu = 0,148 < \mu_l = 0,372$ (Acier FeE500) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,201$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,920$$

Détermination des armatures

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{a\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9770}{435 \times 0,920 \times 18} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,4}{500} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,35 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$1\text{T}14 \rightarrow A_t = 1,54 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 7,06 \text{ kN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{12}{2}y_1^2 - 15 \times 1,54 \times (18 - y_1) = 0$$

$$6y_1^2 + 23,1y_1 - 415,8 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 6,62\text{cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{12}{3} \times (6,62)^3 + 15 \times 1,54 \times (18 - 6,62)^2$$

$$I = 4152,89\text{m}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{7060}{4152,89} \times 6,62$$

$$\sigma_b = 11,25\text{MPa}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7060}{4152,89} (18 - 6,62)$$

$$\sigma_s = 290,19\text{MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 15,49 < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$

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.

$$T_{\max}^u = 14,69 \text{ kN}$$

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 :

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

$$T_{\max}^u = 14,69 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 1,2 \times 30 = 155,714 \text{ kN}$$

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 :

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

$$A_1 = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{500} \left[14690 + \frac{-10910}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,34 \text{ cm}^2$$

⇒ 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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{14690}{12 \times 18 \times 100} = 0,68 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \tau_u = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

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 At

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

On adopte $\phi_t = 6$ 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,

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

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,6 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 29,37 \text{ cm} \quad [\text{BAEL 91}]$$

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

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

1.4. 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.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm}$ $A_1 = \frac{200}{f_e}$ (L_n en cm)
- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$ $A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e}$ (L_n 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).

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \text{et } f_e = 500 \text{ MPa}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{500} = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Choix : 5T6} \quad A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Choix : 5T6} \quad A_2 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

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 3.6).

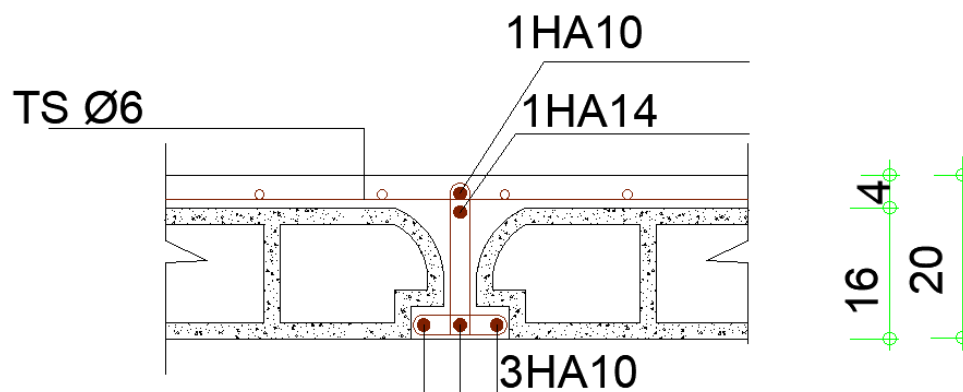


Figure3.6. Ferrailage de Plancher à corps creux

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 encastées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

2.1 Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

on distingue deux cas :

Le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Dalle portant dans un seul sens : Le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

Dalle portant sur deux directions : Le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1$

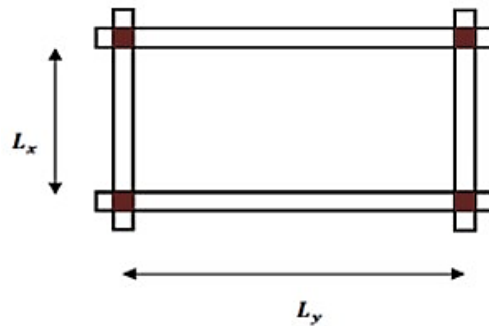


Figure 3.7. Démentions de la dalle

2.2 Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\varnothing = \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 16 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 1.6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

On prendra $\varnothing = 10 \text{ mm}$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

Pour un plancher exposé aux intempéries : **$a = 2 \text{ cm}$**

Pour un plancher non exposé aux intempéries : **$a = 1 \text{ cm}$**

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieure seront placées à 1 cm de la paroi ($a = 1 \text{ cm}$).

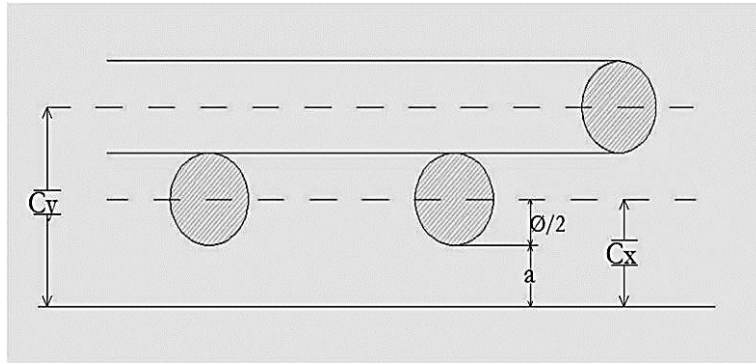


Figure 3.8. Enrobage.

$$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow C_x = 10 + 5 \Rightarrow C_x = 15 \text{ mm}$$

$$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset \Rightarrow C_x = 10 + 5 + 10 \Rightarrow C_x = 25 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles :

$$dx = hd - C_x \Rightarrow dx = 16 - 1,5 \Rightarrow dx = 14,5 \text{ cm}$$

$$dy = hd - C_y \Rightarrow dy = 16 - 2,5 \Rightarrow dy = 13,5 \text{ cm}$$

Evaluation des charges et combinaison fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G = 6,26 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

2.3 Combinaison fondamentale :

E.L.U :

$$qu = 1.35G + 1.5Q$$

$$qu = 1.35 \times 6,26 + 1.5 \times 2,50 = 12,201 \text{ KN/m}^2$$

E.L.S :

$$qs = G + Q$$

$$qu = 6,26 + 2,50 = 8,76 \text{ KN/m}^2$$

2.4 Calcul des sollicitations :

Pour les calculs des ferrailages de la dalle pleine, on prendre le cas le plus défavorable. panneau plus sollicité :

$$L_x = 4.89 \text{ m} / L_y = 4.89 \text{ m}$$

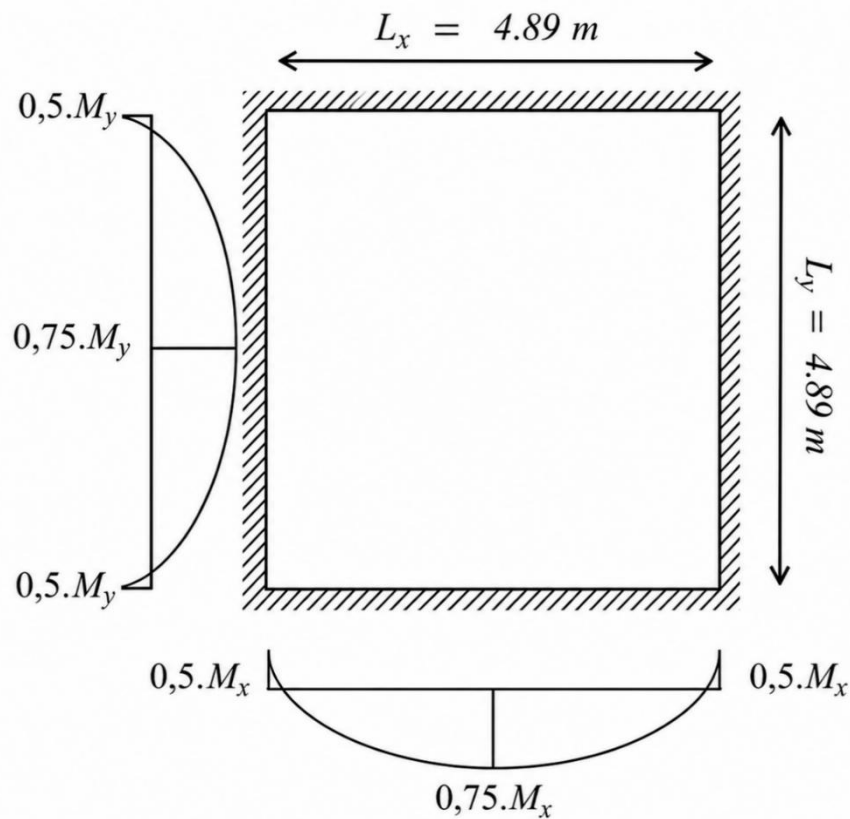


Figure 3.9. Distribution des moments du panneau.

E.L.U :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4 \quad \text{Donc panneau 4 porte dans deux directions}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times q_u \times l_x^2 = 0,037 \times 12,201 \times 4,89^2 = 10,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 1 \times 10,79 = 10,79 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times q_s \times l_y^2 = 0,041 \times 8,76 \times 4,89^2 = 8,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} = 1 \times 8,473 = 8,59 \text{ KN.m}$$

sens x-x et y-y :

Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$

Moment en appuis : $M_{ax}=-0,5M_x$

Tableau 3.6. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-5,40	8,09	13.29
ELS	-4,30	6,44	

2.5 Ferrailage de la dalle pleine :

En travée :

ELU :

$$M_{tx} = M_{ty} = 8,09 \text{ KN. M}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8090}{17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,372 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8090}{435 \times 0,988 \times 14,5} = 1,30 \text{ cm}^2$$

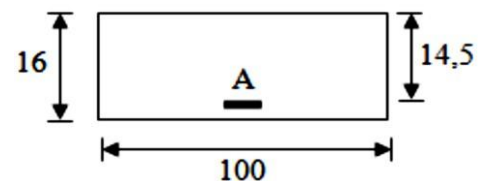
Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier Fe500 : } A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,96 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A = 1,30 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Choix des armatures :

$$A=5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} (e=20 \text{ cm})$$



E.L.S :

$$M_{txser} = M_{tyser} = 6,44 \text{ KN. m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 3,93 \times (14,4 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 58,95y_1 - 848,88 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 3,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3,57)^3 + 15 \times 3,93 \times (14,4 - 3,57)^2$$

$$I = 8430,58 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{6440}{8430,58} \times 3,57$$

$$\sigma_b = 2,73 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6440}{8430,58} (18 - 3,57)$$

$$\sigma_s = 165,34 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

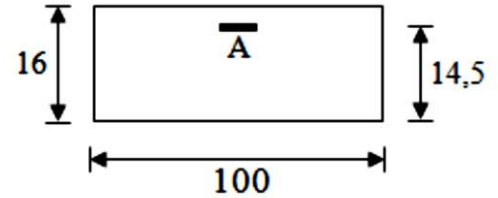
$\sigma_b = 2,73 < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$
 Fissuration peu nuisible: pas de vérification pour σ_s

\Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

En Appuis :

E.L.U :

Max_u = Ma_{y_u} = 5.44 KN. m



Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5440}{17 \times 100 \times 14.5^2} = 0.015$$

$\mu = 0.015 < \mu_l = 0.372 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$

$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$

$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5440}{435 \times 0.988 \times 14.5} = 0.87 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

Acier Fe500 : $A_{min} = 0.0006 \times b \times h = 0.96 \text{ cm}^2/\text{mL}$

$A = \max (A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 0.96 \text{ cm}^2/\text{mL}$

Choix des armatures :

$A = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} (e = 20 \text{ cm})$

E.L.S :

Mtxser = Mtyser = 4,30 KN. m

Détermination de la position de l'axe neutre y₁ :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 3.93 \times (14.4 - y_1) = 0$$

$50y_1^2 + 58.95y_1 - 848.88 = 0$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 3,57\text{cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3,57)^3 + 15 \times 3,93 \times (14,4 - 3,57)^2$$

$$I = 8430,58\text{cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y_1 = \frac{4300}{8430,58} \times 3,57$$

$$\sigma_b = 1,82\text{MPa}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{4300}{8430,58}(18 - 3,57)$$

$$\sigma_s = 110,40\text{MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,4\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1,82 < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

$$T_x^u = T_y^u = \frac{qu \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{12,201 \times 4,89}{2} \times \frac{4,89^4}{4,89^4 + 4,89^4}$$

$$T_x^u = 14,916 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{14,916}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,10 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ bar}} = 0,05 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

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

Vérification de la flèche :

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{\max} = \frac{L}{500}$$

f_{gi} et f_{gv} : les fleche dues aux charges g.

f_{ji} : la flèche due aux charge j.

f_{pi} : la flèche due aux charge p.

g : charge permanente .

$$g = G \times 1 = 6,26 \times 1 = 6,26 \text{ KN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons.

$$j = (6,26 - 1) = 5,26 \text{ KN/ml}$$

p : charge totale .

$$p = (G + Q) \times 1 = (6,26 + 2,50) \times 1 = 8,76 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0,75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0,75 \times 0,041 \times 6,26 \times 4,89^2$$

$$M_g = 4,60 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0,75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,041 \times 5,26 \times 4,89^2$$

$$M_j = 3,87 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,75 \times 0,041 \times 8,76 \times 4,89^2$$

$$M_p = 6,44 \text{ kN.m}$$

Calcul du module de déformation longitudinale :

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

$$\text{a) Module instantané : } E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 34179,558 \text{ MPa}$$

b) Module différé : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 11496.760 \text{ MPa}$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité :

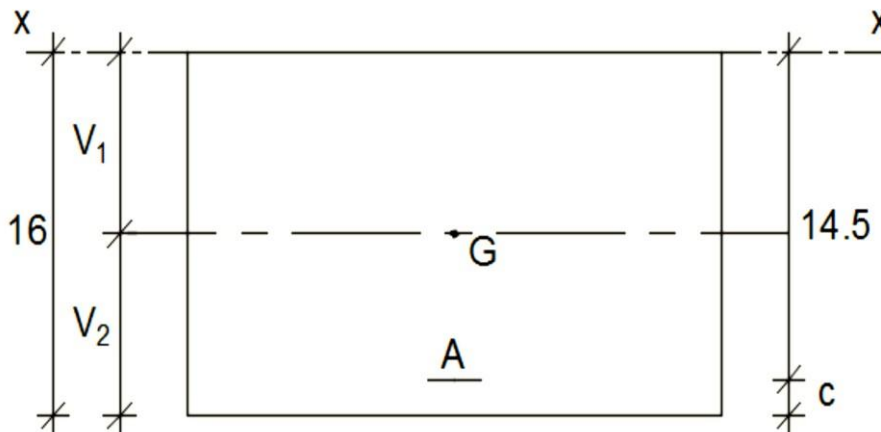


Figure 3.10 Coordonnée de centre de gravité.

$$V_1 = \frac{h \times b \times \frac{h}{2} \times n \times A \times d}{b \times h + n \times A} = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3.93 \times 14.5)}{(100 \times 16) + (3.93 \times 15)} = 8.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.23 = 7.77 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100 \times 8.23^3}{3} + \frac{100 \times 7.77^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (7.77 - 1.5)^2$$

$$I_0 = 36535.49 \text{ cm}^2$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\rho = \frac{A}{B \times d} = \frac{3.93}{100 \times 14.5} = 0.0027$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.27$$

$$\beta = 0.918$$

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg}{A \times \beta \times d} = \frac{4600}{3.93 \times 0.918 \times 14.5} = 87,93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp}{A \times \beta \times d} = \frac{6440}{3.93 \times 0.918 \times 14.5} = 123,13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj}{A \times \beta \times d} = \frac{3870}{3.93 \times 0.918 \times 14.5} = 74,00 \text{ Mpa}$$

σ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0027 \times 87.93 + 2.4} = -0.25$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0027 \times 123.13 + 2.4} = -0.12$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0027 \times 74.00 + 2.4} = -0.31$$

Moments d'inerties fictifs :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.4}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.0027} = 8,89$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8,89 = 3,56$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535.49}{1 + 8.89 \times (-0.25)} = -32874,47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535.49}{1 + 3.56 \times (-0.25)} = 365354,9 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36535.49}{1 + 8.89 \times (-0.31)} = -22888 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36535.49}{1 + 8.89 \times (-0.12)} = -601632.32 \text{ cm}^4$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4600 \times 489^2}{10 \times 34179,558 \times -32874,47} = -0.10 \text{ cm}$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4600 \times 489^2}{10 \times 11496.760 \times 365354} = 0.03 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{4600 \times 489^2}{10 \times 34179,558 \times -22888} = -0.14 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4600 \times 489^2}{10 \times 32164.20 \times -601632.32} = -0.01 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_g^i) + (f_p^i - f_j^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0.03 + 0.10) + (-0.01 + 0.14)$$

$$\Delta_{ft} = 0.26 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4,89 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft \text{ max}} = \frac{489}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,26 \text{ cm} < \Delta_{ft \text{ max}} = 0,98 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

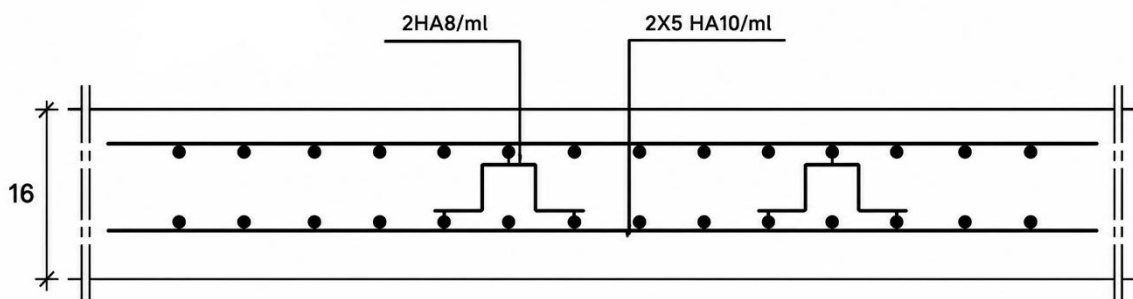


Figure 3.11 Dessin du ferrailage de la dalle pleine.

3. Balcon

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 : $G = 5,05 \text{ kN/m}^2$

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

Charges des garde-corps en maçonnerie : $P = 1,55 \text{ kN/m}^2$

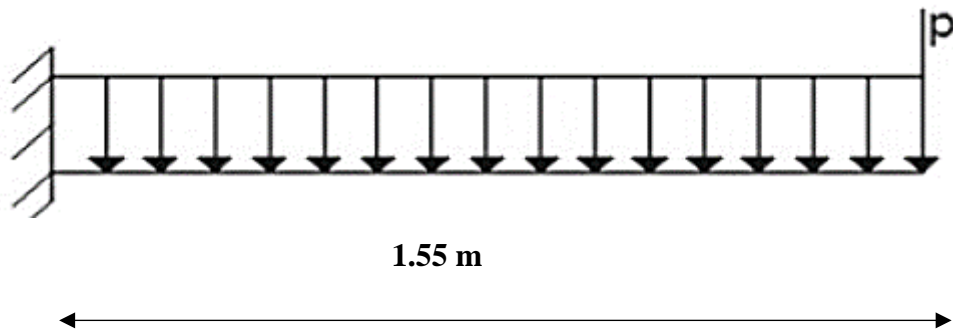


Figure 3.12. Schéma statique de balcon

ELU:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,07 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,77 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_s = G + Q = 8,55 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,55 \text{ KN/m}$$

ELU:

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - p_u \times l = -\frac{12,07 \times 1,55^2}{2} - 1,77 \times 1,55 = 17,242 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} - p_s \times l = -\frac{8,55 \times 1,55^2}{2} - 1,55 \times 1,55 = 12,673 \text{ KN.m}$$

3.2. Ferrailage de Balcon :

E.L.U:

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17242}{17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.055$$

$\mu=0,055 < \mu_l=0,372 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17242}{435 \times 0,972 \times 13,5} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3,02 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm², avec un espacement de 20 cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.93 cm², avec un espacement de 20 cm.

E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 12,673 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 3,93 \times (13,5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 58,95y_1 - 795,83 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 3,44 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3,44)^3 + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2$$

$$I = 7322,40 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{12673}{7322,4} \times 3,44$$

$$\sigma_b = 5,95 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12673}{7322,4} (13,5 - 3,44)$$

$$\sigma_s = 261,17 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; \max(200; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 5,95 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u \text{ max}} = (1,35 G + 1,5 Q) \times L + 1,35 \times P_u$$

$$T_{u \text{ max}} = (1,35 \times 5,05 + 1,5 \times 3,50) \times 1,55 + 1,35 \times 1,77$$

$$T_{u \text{ max}} = 21,09 \text{ KN}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\tau_{u \text{ bar}} = 0,05 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d.100} = 0.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{u \text{ bar}}$ Condition vérifiée

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

Vérification de la flèche :

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

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \rho = \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0.004 \text{ c. v}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

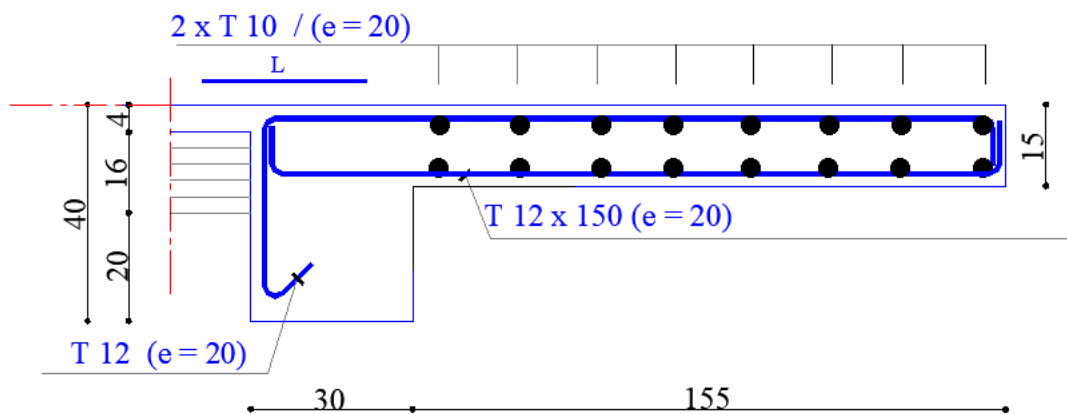


Figure3.13. Schéma de ferrailage du balcon

3.3 Calcul de contre poids :

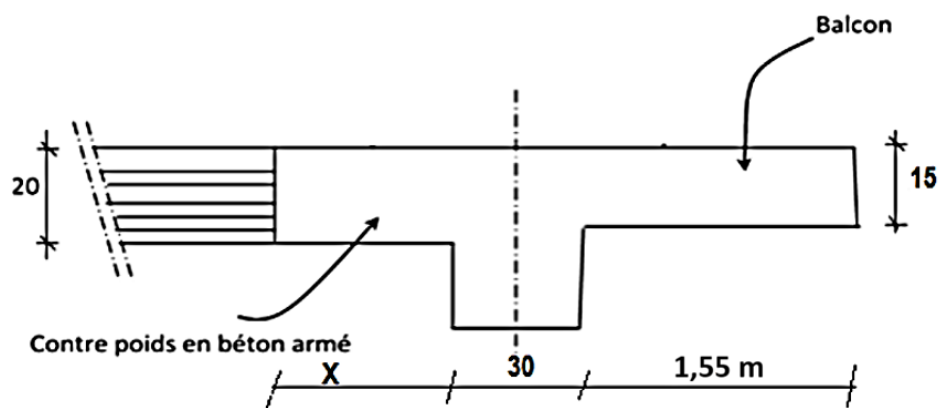


Figure3.14. Schéma de contre poids

On doit avoir :

V sortant = V entrant $L \times L_1 \times e_{\text{balcon}} = l \times X \times e_{\text{plancher}}$

D'où :

$$X = \frac{L * L_1 * e_{\text{balcon}}}{l * e_{\text{plancher}}} = \frac{1.55 * 1 * 0.15}{1 * 0.2} = 1.16m$$

Le ferrailage est :

Armature principale : 5T12 (e=20 cm)

Armature de répartition : 5T10 avec (e=20 cm)

CHAPITRE 4 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. 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 4.1).

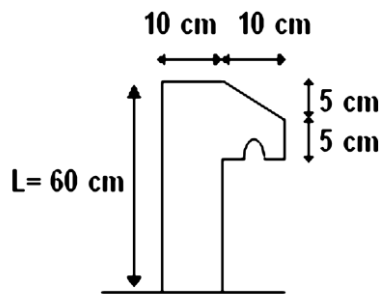


Figure 4.1. Coupe transversale de l'acrotère

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).

1.1. 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 4.1.

Tableau 4.1. Charges d'acrotère

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

$$F_p = (A I S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot H_z}{H}\right) \cdot W_p$$

- F_p : Force horizontale due au séisme.
- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_p : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- H_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$F_p = (0,25 \times 1 \times 1,3) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \cdot 0,60}{37,32}\right) \times 1,725 = 0,47 \text{ kN}$$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique est illustré sur la Figure 4.2 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 4.2.

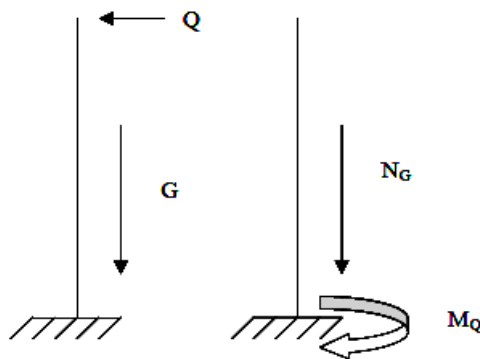


Figure 4.2. Schéma statique de l'acrotère

Tableau4.2. Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,423	2,87	1,5
ELS	0,282	2,125	1

1.2 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,423}{2,87} = 0,147 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,508 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{508}{100 \cdot 8^2 \cdot 17} = 0,005 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,006) = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,15 - \frac{28,7}{435} = 0,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 10 = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,6 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures

$$A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures

$$A_r = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,282 \text{ kN.m}$$

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

$$e = \frac{0,282}{2,125} = 0,133 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,13 - 0,1/2 = -0,18 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -974,40 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 11639,90 \text{ cm}^3$$

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 :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \times p^3 = (11639,9)^2 + \frac{4}{27} \times (-974,4)^3 = -1570882,83$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times (11639,9)}{2 \times (-974,4)} \sqrt{\frac{-3}{-974,4}} = -0,994 \Rightarrow \varphi = 173,72^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{974,4}{3}} = 36,04$$

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 19,15 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 16,88 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -36,01 \text{ cm}$$

La solution qui convient est $y_2 = \max(Y_{2,1}; Y_{2,2}; Y_{2,3}) = 19,15 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 19,15 - 18 = 1.15 \text{ cm} \ll h = 10 \text{ cm}$$

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 1.15 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S = \frac{by_{SER}^2}{2} - 15A_S(d - y_{SER}) = \frac{100 \times 2.51^2}{2} - 15 \times 2.51 \times (8 - 1.15) = 47.9 \text{ cm}^3$$

Contrainte du béton

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S} = \frac{2125}{100 \times 47.9} = 0.444$$

$$\sigma_b = 0,516 \times 2.51 = 1,11 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 1,11 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Contrainte de l'acier (Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 1.10 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); [\text{MPa}]$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_S}{S} (d - y_C) = 30.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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 :

$$\bar{T}_u = \min \begin{cases} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{T}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 80} = 0,013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

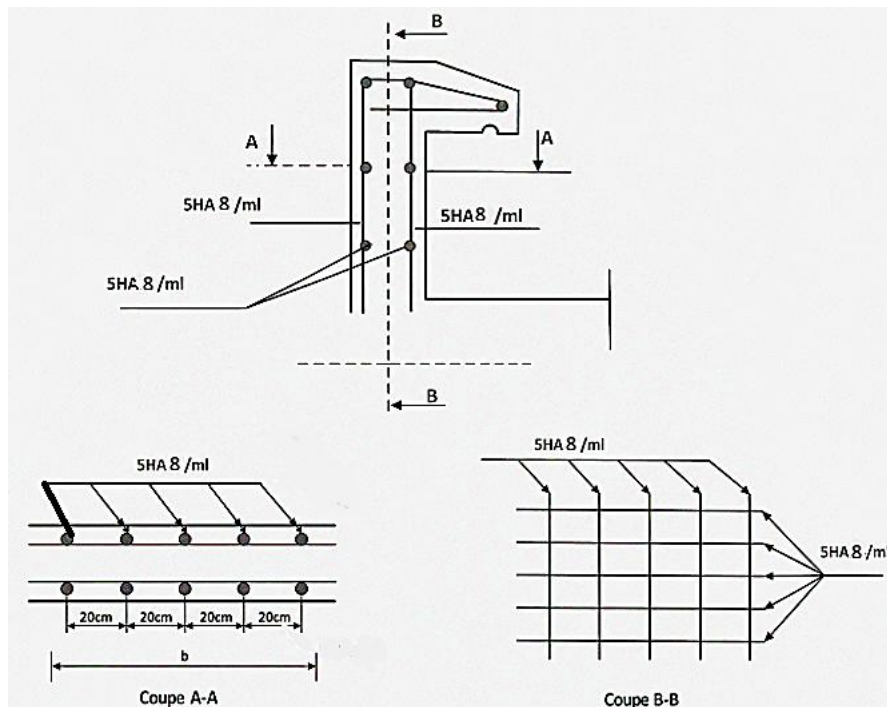


Figure4.3. Ferrailage de l'acrotère

2. 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.

2.1 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

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,47 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,13 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 5,71 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,45 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_{\text{palier}} = 5,47 + 2,5 = 7,97 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 5,71 + 2,5 = 8,21 \text{ kN/m}$$

2.2 Calcul des sollicitations des escaliers

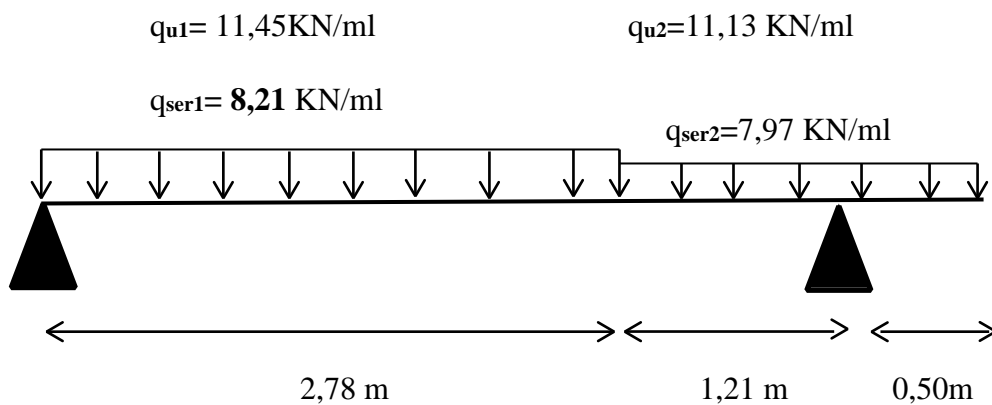
2.2.1 Etude et ferrailage de l'escalier

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_0 = 15$ cm (pré dimensionnée au chapitre 2)

Longueur de la paillasse du volée 1 (L_1 paillasse) :

$$L_1 \text{ paillasse} = \sqrt{(232^2 + 153^2)} = 278 \text{ cm}$$

Schéma statique :



Etat limite ultime (E.L.U.) :

Calcul des réactions :

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow RA + RB = qu1 \times 2,78 + qu2 \times 1,71$$

$$RA + RB = 50,86 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$RB = \frac{qu1 \times (2,78 \times 1,39) + qu2 \times (1,71 \times 3,635)}{3,99} = 28,43 \text{ kN}$$

$$RA = 22,43 \text{ KN}$$

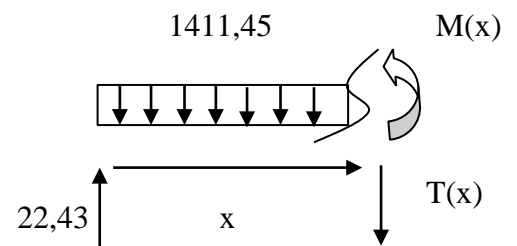
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,78$ m

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow$$

$$T(x) = 22,43 - 11,45 \cdot x$$

$$T(0) = 22,43 \text{ kN}$$

$$T(2,14) = -9,40 \text{ kN}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 22,43 x - 11,45 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0$$

$$M(2,78) = 18,11 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,96 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,96) = 21,97 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0,2 M_{\max} = -4,394 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_{\max} = 17,576 \text{ KN.}$$

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

Calcul des réactions :

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow RA + RB = q_{ser1} \times 2,78 + q_{ser2} \times 1,71$$

$$RA + RB = 36,45 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$RB = \frac{q_{ser1} \times (2,78 \times 1,39) + q_{ser2} \times (1,71 \times 3,635)}{3,99} = 20,37 \text{ kN}$$

$$RA = 16,08 \text{ KN}$$

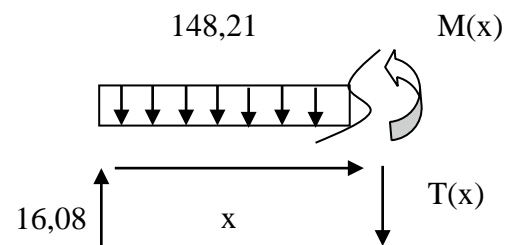
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,78 \text{ m}$

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow$$

$$T(x) = 16,08 - 8,21 \cdot x$$

$$T(0) = 16,08 \text{ kN}$$

$$T(2,14) = -6,74 \text{ kN}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 16,08 x - 8,21 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,78) = 12,98 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,96 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,96) = 15,75 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0,2 M_{\max} = -3,15 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_{\max} = 12,6 \text{ KN.}$$

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 4.3 pour ELU et dans le Tableau 4.4 pour l'ELS.

Tableau 4.3. M_{\max} en appui et en travée et T_{\max} de l'escalier en ELU

		T_{\max} [kN]	M_{\max} (appui) [kN.m]	M_{\max} (travée) [kN.m]
Etage	Volée 1	22.43	-4,39	17,58

Tableau 4.4. M_{\max} en appui et en travée et T_{\max} de l'escalier en ELS

		T_{\max} [kN]	M_{\max} (appui) [kN.m]	M_{\max} (travée) [kN.m]
Etage	Volée 1	16.08	-3,15	12,6

2.3 Ferrailage de l'escalier

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17580}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 17} = 0,057 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,057}) = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,073 = 0,971$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{17580}{0,971 \cdot 13.5 \cdot 435} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,0006 \cdot b \cdot h = 0,0006 \cdot 100 \cdot 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(3,08; 0,9) \text{ cm}^2 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 45] = \min[36; 45]\text{cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification ELS

$$M_u = 17580 \text{ N.m}$$

$$M_s = 12600 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 3,93 \times (13.5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 58,95y_1 - 795,83 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 3,44 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3,44)^3 + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2$$

$$I = 7322,4 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{12600}{7322,4} \times 3,44$$

$$\sigma_b = 5,92 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 5,92 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

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 :

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

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{30} = 11496,76 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 21980 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{17580 \cdot 2,78^2}{10 \cdot 11496,76 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0,004 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{278}{500} = 0,556 \text{ cm}$$

$$f = 0,004 \text{ cm} < \bar{f} = 0,556 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En appui

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4390}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 17} = 0,014 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

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

$$\alpha = 0,018; \beta = 0,992$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{4390}{0,992 \cdot 13,5 \cdot 435} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(0,75; 0,9) \text{ cm}^2 = 0,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA10} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA10} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Vérification ELS

$$M_u = 4390 \text{ N.m}$$

$$M_s = 3150 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 2,51 \times (13,5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 37,65y_1 - 564,75 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 3,76 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3,76)^3 + 15 \times 2,51 \times (13,5 - 3,76)^2$$

$$I = 5343.89 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3150}{5343.89} \times 3,76$$

$$\sigma_b = 2,22 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 2,22 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

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

Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{y_b}, 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$

$$T_u = 22,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22430}{1000 \cdot 135} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Le calcul du volée 1 et 2 se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier sont résumés dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers

Niveau du Sous-sol		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1 et 2	En appui	5 HA10 (3,93 cm ²)	5 HA10 (3,93 cm ²)	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	5 HA12 (3,93 cm ²)	5 HA10 (3,93 cm ²)		

Les croquis du ferrailage des escaliers schématisés sur la Figures 4.4.

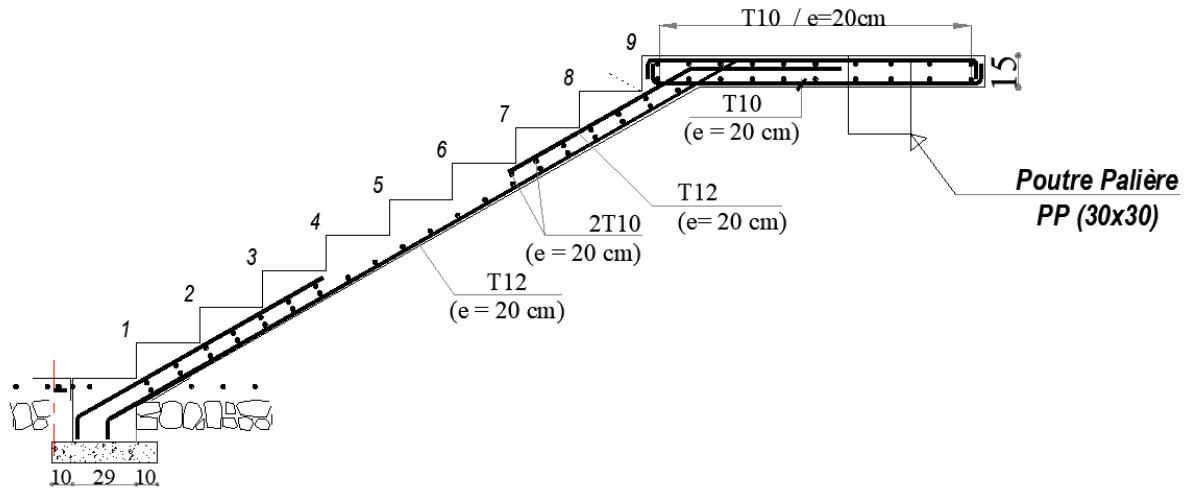


Figure 4.4. Ferrailage du volée 1 et 2 de l'escalier

3. Étude de la poutre palière :

3.1. Prédimensionnement des poutres palière

$$L_{\max} = 303 \text{ cm}$$

$$\frac{303}{15} \leq h \leq \frac{303}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

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

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1 < 4.0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 2.2) pour la poutre palière est $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

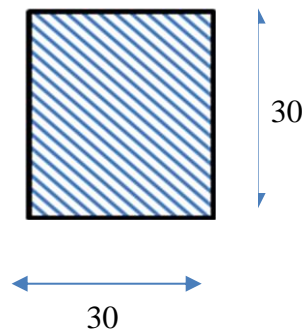


Figure 4.5. Section transversale de la poutre palière

Schéma statique :

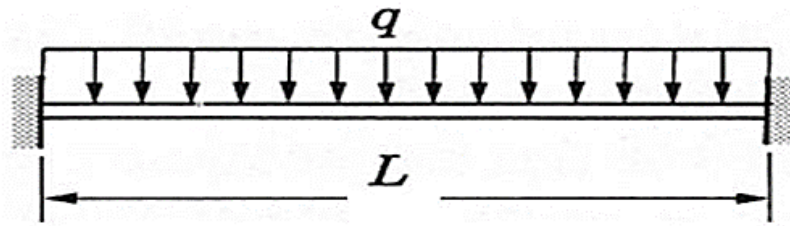


Figure 4.6. Schéma statique de la poutre palier

Tableau4.6. Sollicitations de calcul maximales des poutres

En Appuis		En Travée	
M _{ELU} (KN.m)	M _{EELS} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{EELS} (KN.m)
-13.51	-9.88	5.60	4.11

3.2 Ferrailage d'une poutre

En travée

$$M_t = 5.6 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5600}{17 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0.015 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.018; \beta = 0.993 \text{ et } A_s = \frac{5600}{435 \cdot 0.993 \cdot 27} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,89 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA12 avec $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes aux états limites de service :

$$M_u = 4110 \text{ N.m}$$

$$M_s = 5600 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{30}{2}y_1^2 - 15 \times 3,39 \times (27 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 50,85y_1 - 1372,95 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 8,02\text{cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{30}{3} \times (8,02)^3 + 15 \times 3,39 \times (27 - 8,02)^2$$

$$I = 44954\text{cm}^4$$

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y_1 = \frac{4110}{44954} \times 8,02$$

$$\sigma_b = 0,73\text{MPa}$$

État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifié 99 Art A.5.4.3

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4,110}{44954} (27 - 8,02)$$

$$\sigma_s = 26,03\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,4\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250\text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0,73 < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

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

En appui

$$M_a = -13,51 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13510}{17 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0.036 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.046; \beta = 0.982 \text{ et } A_a = \frac{13510}{435 \cdot 0.982 \cdot 27} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section adoptée : } A_a = \max (1,17 \text{ cm}^2; 0,89 \text{ cm}^2) = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 3HA12 avec } A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes aux états limites de service :

$$M_u = -13510 \text{ N.m}$$

$$M_s = -9880 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{30}{2} y_1^2 - 15 \times 3,39 \times (27 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 50,85y_1 - 1372,95 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 8,02 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{30}{3} \times (8,02)^3 + 15 \times 3,39 \times (27 - 8,02)^2$$

$$I = 44954 \text{ cm}^4$$

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{9880}{44954} \times 8,02$$

$$\sigma_b = 1,76 \text{MPa}$$

État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifié 99 Art A.5.4.3

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{9880}{44954} (27 - 8,02)$$

$$\sigma_s = 62,57 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=1,76 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; \max(200; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 7,33 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

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

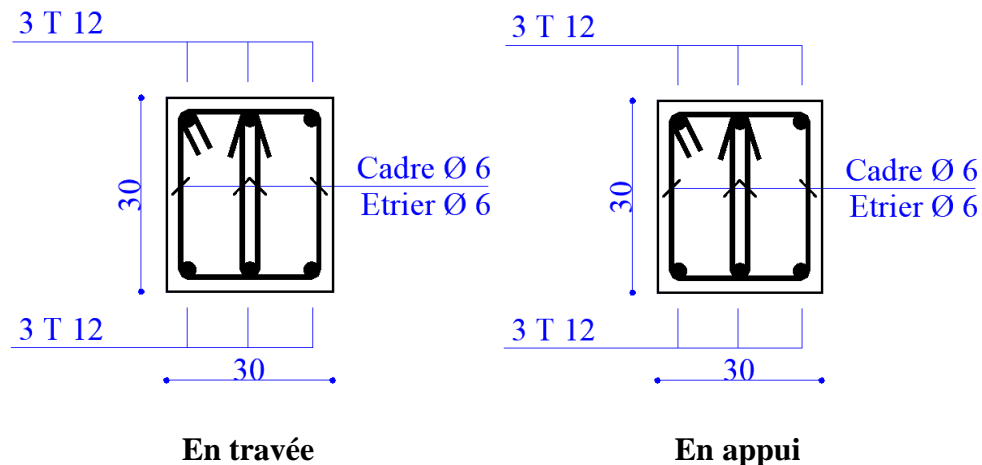


Figure 4.7. Ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE 5 : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui entraîne des conséquences destructrices pour les habitations, et donc pour l'homme, et qui est l'objet de nos préoccupations. L'objectif des mesures qui peuvent être prises est de concevoir le bâtiment de manière à ce qu'il résiste et donne aux vies humaines et à leurs biens une protection acceptable.

L'étude dynamique d'une structure donnée, telle qu'elle est, est souvent fort complexe, d'où l'appel à des modélisations qui permettent de simplifier le problème suffisamment pour pouvoir l'étudier.

La modélisation revient à bâtir un modèle à partir de la structure réelle que l'on envisage en tenant compte d'un certain nombre de modifications devant amener à une conservation maximum du comportement présenté par la structure réelle.

Cette étude a été abordée au moyen du calcul dynamique par le logiciel de calcul automatique par éléments finis << **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2025** >> tandis que le calcul sismique s'est effectué suivant les indications du règlement parasismique algérien <<**RPA 2024**>>.

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 Analyses

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.

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 2025 est représentée sur la Figure 5.1.

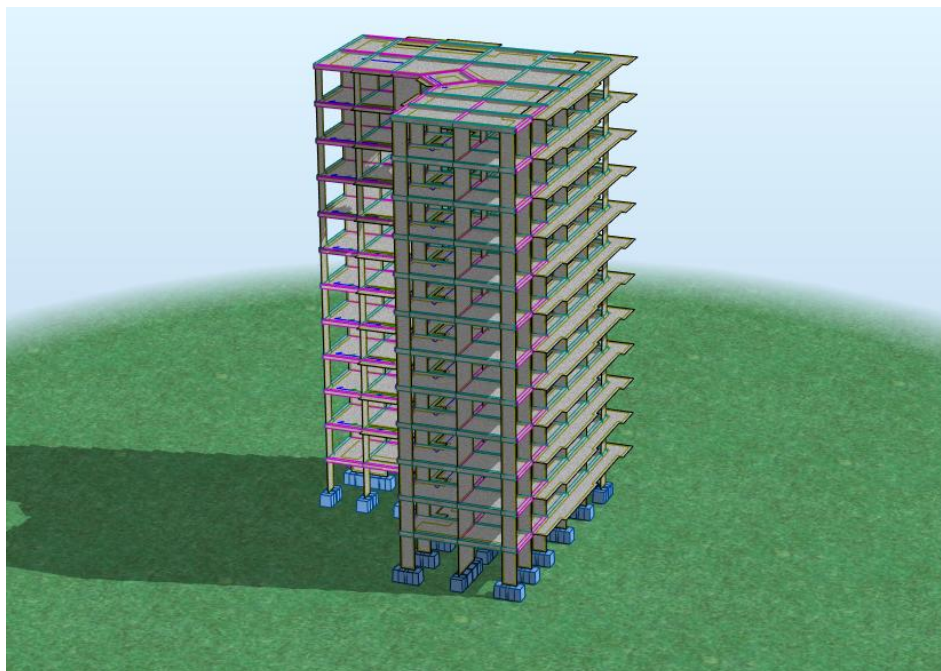


Figure 5.1. Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 5.2) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

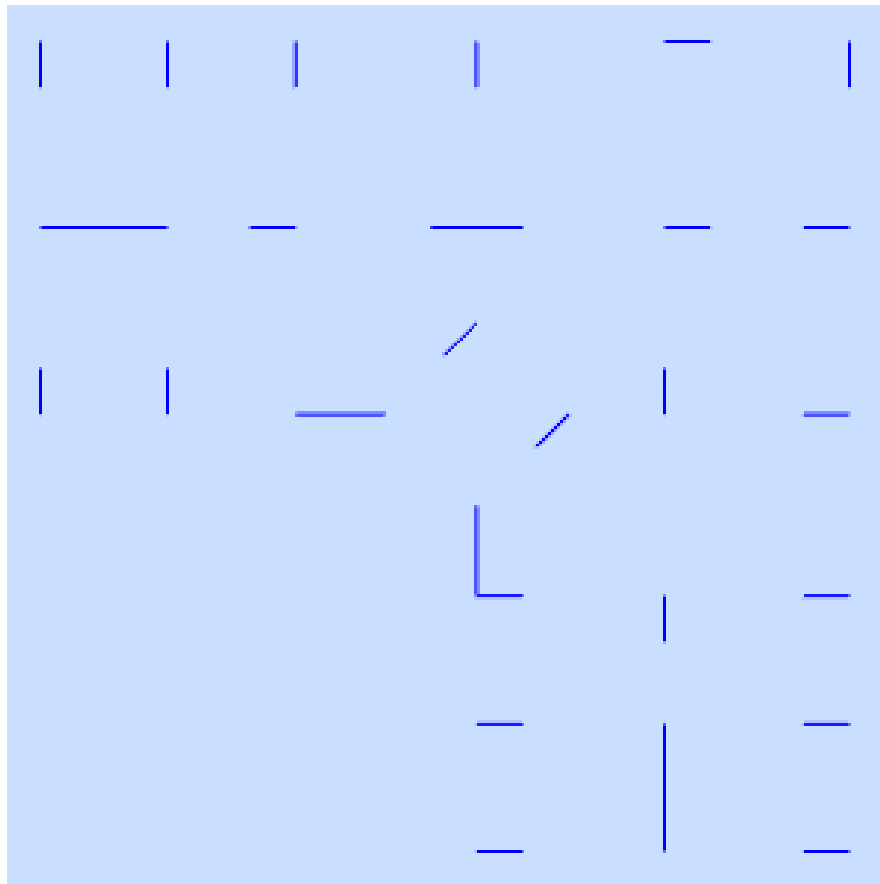


Figure 5.2. Disposition des voiles de contreventement

3. Classification 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, et l'Annexe A du RPA 2024 qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau 5.1. 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 de contreventement constitué par des voiles : Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour ce système de contreventement, il n'y a pas de limitation, en hauteur, des bâtiments.

R : coefficient de comportement de la structure donner par le tableau (3.18 selon le RPA 2024)

Donc : **R=4.5** (b)

4. Calcul de facteur de qualité

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Le Tableau 5.2 résume les valeurs des pénalités.

Tableau5.2. Valeurs des pénalités P_q

Critère (q)	P_q
1. Régularité en plan	0.05
2. Régularité en élévation	0
3. Redundance en plan	0
	0.05

$$Q_F = 1,05$$

5. 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.

6. Méthode d'analyse modale spectrale

6.1. 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

6.2. 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 de la zone

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

6.3. 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 :

T0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ: Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

7. Résultats de la méthode modale spectrale

7.1. 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=36.72 m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA 2024. C_T = 0,05

$$T = 0,75 \text{ s}$$

7.2. 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 5.3 montre la vérification de la période.

Tableau 5.3. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T	1,3T	T _{xmod}	Condition du RPA
[s]	[s]	[s]	
0,75	0,98	1.37	Vérifiée

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

Donc selon le RPA 2024 on prend $T_0 = 0.98 \text{ s}$

Les périodes T_1 et T_2 sont données par le tableau 5.4 ci-dessous.

Tableau 5.4. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Spectre type 1 S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
(Zones IV, V et VI)			
site: S_1	1.00	0.10	0.40
site: S_2	1.20	0.10	0.50
site: S_3	1.30	0.15	0.60
site: S_4	1.35	0.15	0.70

Avec :

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. $T_2 = 0,6 \text{ s}$ (Site S_3).

T_3 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. $T_3 = 2 \text{ s}$ (Site S_3).

λ : Coefficient de correction trouver selon la condition est : $\lambda = 0.85$

Donc : $Sad/g = A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}].[\frac{T_2}{T}]$ car : $T_2 \leq T \leq T_3$

A : coefficient d'accélération de calcul du sol par le tableau 3.10 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**

7.3. Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure $W = W_G + \psi W_P$

Le coefficient ψ est donné par le tableau 4.2 du RPA 2024.

$\psi = 0.3$ (Charge d'exploitation d'habitation et des bureaux).

$W = 54143,02\text{kN}$

8. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique algérienne RPA 2024

8.1. Vérification du comportement dynamique

Tableau 5.5. Résulta d'analyse modale

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.37	1.39	4.38	1.39	4.38
2	1.25	3.19	69.29	1.80	64.91
3	1.20	71.76	71.80	68.56	2.51
4	0.41	71.98	72.24	0.22	0.43
5	0.36	72.32	84.18	0.34	11.94
6	0.34	84.59	84.64	12.27	0.46
7	0.20	84.69	84.75	0.10	0.11
8	0.17	84.88	90.04	0.19	5.28
9	0.16	90.22	90.32	5.34	0.29
10	0.12	90.27	90.38	0.05	0.06

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions xx : 9^{ème} mode : Masse cumulée = **90.22%** => **Condition vérifiée**

Directions yy : 8^{ème} mode : Masse cumulée = **90.04%** => **Condition vérifiée**

8.2. Vérification d'effort tranchant a la base

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

Calcul de force sismique à la base par la méthode statique équivalente

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) * W$$

Tableau 5.6. Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

λ	0.85
To (s)	0.98
<i>Sad/g</i>	0.116
W (KN)	48865.92
VX (KN)	4818.18
VY (KN)	4818.18

On' a :

Vx dynamique = 3498.30KN

Vy dynamique = 3371.70KN

V_{xdyn} = 3854.90KN > 80% V_{MSEX} = 3854.54 KN => Condition vérifiée (après majoration de 1.102)

V_{ydyn} = 3856.31KN > 80% V_{MSEY} = 3854.54 KN => Condition vérifiée (après majoration de 1.144)

8.3. Vérification vis-à-vis au renversement

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-à-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.

Tableau 5.7. Vérification au renversement direction x

ETAGE	V _x (KN)	H (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	3854.9	3.06	48865.9	12.70	132.5898	620597.21
2	3811.57	6.12			711.5724	
3	3695.3	9.18			1693.0674	
4	3510.87	12.24			2695.248	
5	3290.67	15.3			3630.384	
6	3053.39	18.36			4744.4076	
7	2794.98	21.42			6162.1056	
8	2507.3	24.48			7811.568	
9	2188.2	27.54			10017.95	
10	1824.44	30.6			13775.508	
11	1374.26	33.66			19945.233	
12	781.71	36.72			28704.391	
SOMME					100024	OK

Tableau 5.8. Vérification au renversement direction y

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	3856.15	3.06	48865.9	12.57	142.6266	614244.64
2	3809.54	6.12			746.2116	
3	3687.60	9.18			1750.9014	
4	3496.87	12.24			2742.2496	
5	3272.83	15.3			3629.466	
6	3035.62	18.36			4682.718	
7	2780.59	21.42			6041.511	
8	2498.57	24.48			7627.4784	
9	2187.01	27.54			9790.1946	
10	1831.56	30.6			13601.7	
11	1387.08	33.66			19997.743	
12	792.99	36.72			29118.96	
SOMME					99871.76	OK

8.4. Vérification vis-à-vis l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition Suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta_k = \left(\frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \right) \leq 0.10$$

Tableau 5.9. Vérification au l'effet P Δ direction x

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-47921.1	0.639	3854.9	3.06	0.025941896	OK
2	-43540	1.517	3811.57	3.06	0.056635622	OK
3	-39604.1	2.031	3695.3	3.06	0.071149237	OK
4	-35645.2	2.314	3510.87	3.06	0.076785859	OK
5	-31686.2	2.426	3290.67	3.06	0.076331592	OK
6	-27727.3	2.417	3053.39	3.06	0.07173086	OK
7	-23768.4	2.323	2794.98	3.06	0.064553766	OK
8	-19809.4	2.173	2507.3	3.06	0.056101623	OK
9	-15850.5	1.984	2188.2	3.06	0.046971995	OK
10	-11891.6	1.783	1824.44	3.06	0.037975639	OK
11	-7932.65	1.590	1374.26	3.06	0.029993358	OK
12	-3976.34	1.637	781.71	3.06	0.027214665	OK

Tableau 5.10. Vérification au l'effet P Δ direction y

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-47921.1	0.716	3856.15	3.06	0.029065186	OK
2	-43540	1.693	3809.54	3.06	0.063226134	OK
3	-39604.1	2.241	3687.60	3.06	0.078664624	OK
4	-35645.2	2.546	3496.87	3.06	0.084798482	OK
5	-31686.2	2.657	3272.83	3.06	0.08406552	OK
6	-27727.3	2.640	3035.62	3.06	0.078798805	OK
7	-23768.4	2.533	2780.59	3.06	0.070750524	OK
8	-19809.4	2.361	2498.57	3.06	0.06118074	OK
9	-15850.5	2.151	2187.01	3.06	0.050954214	OK
10	-11891.6	1.933	1831.56	3.06	0.041009539	OK
11	-7932.65	1.731	1387.08	3.06	0.032358661	OK
12	-3976.34	1.629	792.99	3.06	0.026686751	OK

8.5. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

D'après article 5.10.1 du RPA 2024, une des conditions pour avoir une structure stable et en sécurité, il faut que la justification vis-à-vis du déplacement inter étage doit être vérifiée.

$$\Delta k = \frac{R}{Q_f} \delta c k \leq \Delta k = 0.015 h k$$

Tableau 5.11. Valeurs des déplacements inter-étage sens x, y

dr UX [cm]	dr UY [cm]	H Etage	Rx/QF	Ry/QF	VA.dr UX [cm]	VA.dr Uy [cm]	Deplacement limite	Vérification	
0.149	0.167	306	4.285714	4.285714	0.639	0.716	4.59	OK	OK
0.354	0.395	306	4.285714	4.285714	1.517	1.693	4.59	OK	OK
0.474	0.523	306	4.285714	4.285714	2.031	2.241	4.59	OK	OK
0.54	0.594	306	4.285714	4.285714	2.314	2.546	4.59	OK	OK
0.566	0.62	306	4.285714	4.285714	2.426	2.657	4.59	OK	OK
0.564	0.616	306	4.285714	4.285714	2.417	2.640	4.59	OK	OK
0.542	0.591	306	4.285714	4.285714	2.323	2.533	4.59	OK	OK
0.507	0.551	306	4.285714	4.285714	2.173	2.361	4.59	OK	OK
0.463	0.502	306	4.285714	4.285714	1.984	2.151	4.59	OK	OK
0.416	0.451	306	4.285714	4.285714	1.783	1.933	4.59	OK	OK
0.371	0.404	306	4.285714	4.285714	1.590	1.731	4.59	OK	OK
0.382	0.38	306	4.285714	4.285714	1.637	1.629	4.59	OK	OK

8.6. Vérification de la rigidité des planchers :

Tableau 5.12. Vérification de la rigidité des planchers

<i>Etage</i>	<i>SOUPLE</i>		<i>RIGIDE</i>		<i>Pourcentage sens x</i>	<i>Pourcentage sens y</i>	<i>Verification sens x</i>	<i>Verification sens y</i>
	<i>UX [cm]</i>	<i>UY [cm]</i>	<i>UX [cm]</i>	<i>UY [cm]</i>				
1	0.149	0.17	0.149	0.167	0	0.003	RIGIDE	RIGIDE
2	0.517	0.595	0.503	0.562	0.014	0.033	RIGIDE	RIGIDE
3	1.002	1.142	0.976	1.085	0.026	0.057	RIGIDE	RIGIDE
4	1.546	1.747	1.516	1.679	0.03	0.068	RIGIDE	RIGIDE
5	2.113	2.372	2.083	2.299	0.03	0.073	RIGIDE	RIGIDE
6	2.679	2.99	2.647	2.915	0.032	0.075	RIGIDE	RIGIDE
7	3.223	3.584	3.189	3.506	0.034	0.079	RIGIDE	RIGIDE
8	3.734	4.14	3.696	4.056	0.038	0.084	RIGIDE	RIGIDE
9	4.203	4.65	4.159	4.559	0.044	0.091	RIGIDE	RIGIDE
10	4.622	5.104	4.574	5.01	0.048	0.094	RIGIDE	RIGIDE
11	4.988	5.498	4.946	5.414	0.042	0.084	RIGIDE	RIGIDE
12	5.348	5.842	5.327	5.794	0.021	0.049	RIGIDE	RIGIDE

9. Conclusion

Les résultats de l'analyse dynamique ont montré qu'il est bien en mesure de répondre au risque sismique et ont permis toutes les vérifications requises pour une conception apte à résister convenablement à une telle sollicitation. Elle a abouti notamment à un comportement parasismique optimal grâce, en particulier, à une bonne disposition des voiles permettant d'assurer le contreventement de l'ouvrage, le respect strict de la réglementation RPA 2024, ainsi à la vérification de la satisfaction par la structure des conditions de résilience globale et locale concernant la sécurité et la performance de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

CHAPITRE 6 : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des 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, le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis Professionnal 2025) a été utilisé, 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).

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 :

$$G + \psi \cdot Q + E1$$

$$G + \psi \cdot Q + E2$$

Avec:
$$\begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2025 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 6.1 ci-dessous.

Tableau6.1. Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres	Poutres
		(30× 40) (kN.m/kN)	(30× 30) (kN.m/kN)
E.L.U :	Moment en travée M_t	48.79	17.78
	Moment en appui M_a	-82.06	-61.03
E.L.S :	Moment en travée M_t	35.64	12.69
	Moment en appui M_a	-59.79	-44.27
A.C.C :	Moment negative M_a	-214.72	-188.58
	Moment positive M_a	196.32	187.73

Le Tableau 6.2 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans les Figures 6.1 et 6.2.

Tableau 6.2. Récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)		Amin (BAEL) (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre (30*40)	3,24	A _{a1} =14,54 A _{a2} =16,21	1,19	7,5	A _t =2HA14+1HA16	A _{a1} =2HA14+6HA16 A _{a2} =3HA14+6HA16
Poutre (30*30)	1.5	A _{a1} =15,00 A _{a2} =15,00	1,30	4,5	A _t =2HA14+1HA16	A _{a1} =2HA14+6HA16 A _{a2} =2HA14+6HA16

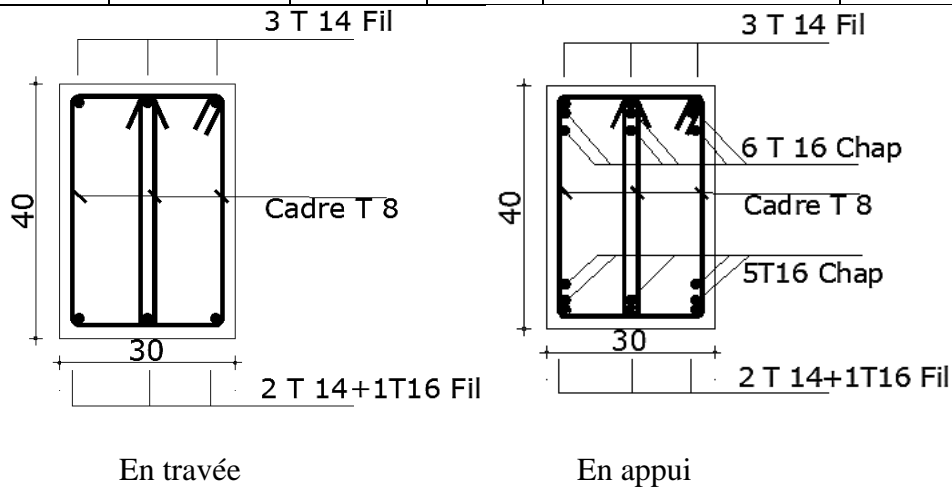


Figure 6.1. Croquis de ferrailage de la poutre principale

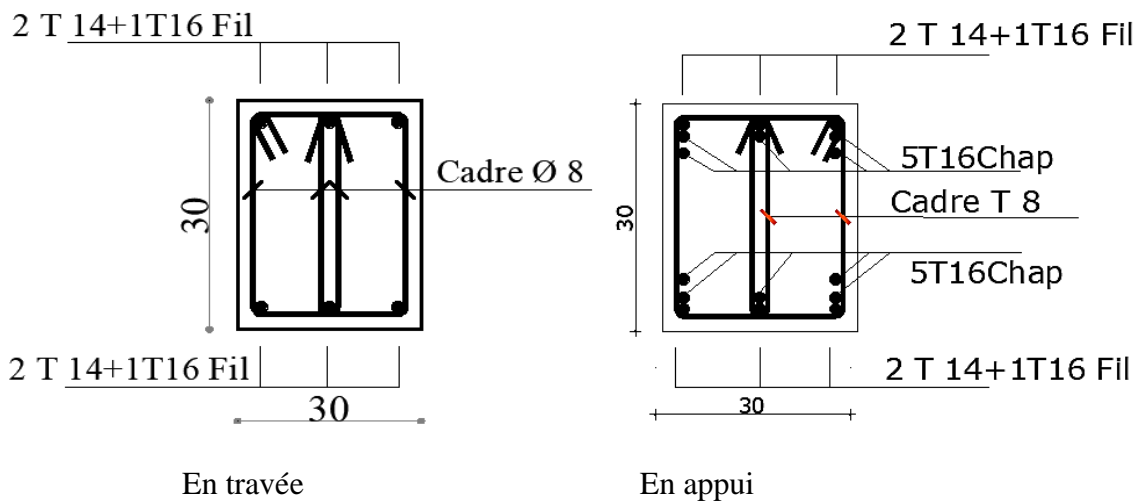


Figure 6.2. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

2.3. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

En travée

$$M_t = 48.79 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{48790}{17 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.074 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.096; \beta = 0.962 \text{ et } A_s = \frac{48790}{435 \cdot 0.962 \cdot 36} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0.5\%bh = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section adoptée : } A_s = \max(3,24 \text{ cm}^2; 1,19 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2\text{HA}14+1\text{HA}16 \text{ avec } A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

En appui

$$M_{a2} = 214,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{a1} = 196,32 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a1}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{214720}{21,25 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.260 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.384; \beta = 0.846 \text{ et } A_{a2} = \frac{214720}{435 \cdot 0.846 \cdot 36} = 16,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0.5\%bh = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section adoptée : } A_{a2} = \max(16,21 \text{ cm}^2; 1,19 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2) = 16,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6\text{HA}16+3\text{HA}14 \text{ avec } A_{a2} = 16,68 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a1}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{196320}{21,25 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.238 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.345; \beta = 0.862 \text{ et } A_{a1} = \frac{196320}{435 \cdot 0.862 \cdot 36} = 14,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0.5\%bh = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section adoptée : } A_{a1} = \max(14,54 \text{ cm}^2; 1,19 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2) = 14,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6\text{HA}16+2\text{HA}14 \text{ avec } A_{a1} = 15,14 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes aux états limites de service :

État limite de compression du béton BAEL91 modifié 99 Art A.5.4.2

$$M_u = 48790 \text{ N.m}$$

$$M_s = 35640 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{30}{2}y_1^2 - 15 \times 6,03 \times (36 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 90,45y_1 - 3256,2 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 12,02 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{30}{3} \times (12,02)^3 + 15 \times 6,03 \times (36 - 12,02)^2$$

$$I = 69379 \text{ cm}^4$$

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{35640}{69379} \times 12,02$$

$$\sigma_b = 6,17 \text{ MPa}$$

État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifié 99 Art A.5.4.3

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{35640}{69379} (36 - 12,02)$$

$$\sigma_s = 184,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5 f_e; 1,10\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 6,17 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \text{ min}\right) = \min(1,14; 3; 1,4) \text{ On choisit HA8.}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ (zone V)

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

L'espaceur des armatures transversales

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l \text{ min}\right) = 12,5 \text{ cm. On choisit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm On choisit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Ferraillage de la poutre principale en appui

Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5

Vérification de la contrainte tangente limite ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{107300}{250 \times 360} = 1,192$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u < 0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$$

$$a = b - c - 2 \text{ cm} = 255 \text{ mm}$$

Tableau 6.3. Vérification de la contrainte de compression (bielle)

Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification
107300	612765	OK

Vérification des armatures inférieures d'appuis

Tableau 6.4. Vérification des armatures inférieures d'appuis

As (cm ²)	Vu/(fe/γs) [cm ²]	Vérification
6.030	3.219	OK

Vérification de la contrainte moyenne de compression

$$\sigma_{mb} = \frac{R_u}{b_0 \times a}$$

$$R_u = V_u \times 2$$

Tableau 6.5. Vérification de la contrainte moyenne de compression

Ru (N)	σmb (MPa)	1,3 Fc28 /γb	Vérification
214600.000	3.366	26	OK

Vérification de la flèche :

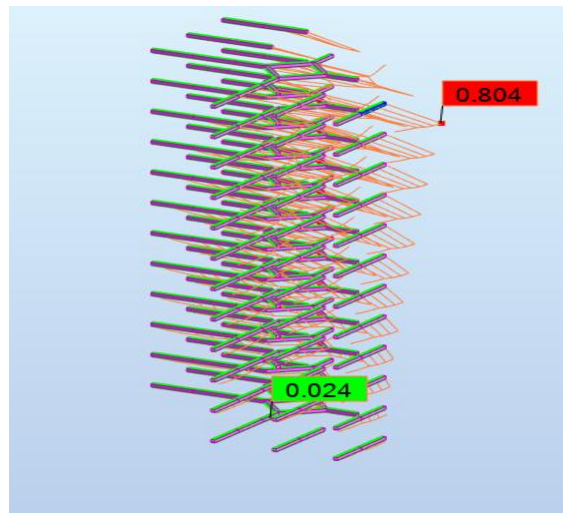


Figure 6.3. La flèche de la poutre principale

Valeur limite de la flèche : (Article B.6.5.3 BAEL91)

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = 0.978 \text{ cm} > 0.876 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } L = 4.89\text{m}$$

3. 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.

3.1. Procédure de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La Figure 6.4 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N .

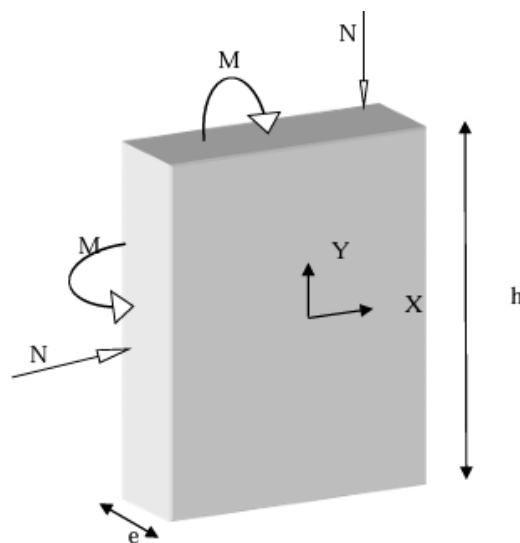


Figure 6.4. Schéma d'un voile

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 (épingles) perpendiculaires aux parements 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 2025. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrits ci-dessous.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée (SEC)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$, la section du voile est entièrement comprimée et il n'existe pas de zone tendue. La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2024. $(A_1, A_1') \geq 0,0015.b.h$

2^{ème} cas : Section Entièrement Tendue (SET)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$, la section du voile est entièrement tendue et par conséquent, il n'existe pas de zone comprimée. Le calcul des contraintes de traction permet de déterminer la section des armatures verticales $A = \frac{f_t}{f_e}$ qui est comparée à la section minimale exigée par le RPA 2024

et ensuite ferrailer avec le cas le plus défavorable des deux.

3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue (SPT)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc le calcul est établi sur la base des contraintes de la zone tendue.

3.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024

Selon l'article 7.7.2 avant on passe au calcul de ferrailage, il faut d'abord vérifier le coffrage :

$$Vd = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.40$$

Armatures verticales

Calculer la zone de confinée ou il y a des armatures de confinement (armatures transversales).

Selon RPA 2024, elles sont disposées en deux nappes parallèles et il exige un pourcentage minimal égal à 0,5% de la section du béton de la zone confinée et le ferrailage est disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Selon art 7.7.4 du RPA 2024 les voiles élancés correspondent à $\left(\frac{hw}{lw} > 2\right)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du voiles voir la figure 6.5 :

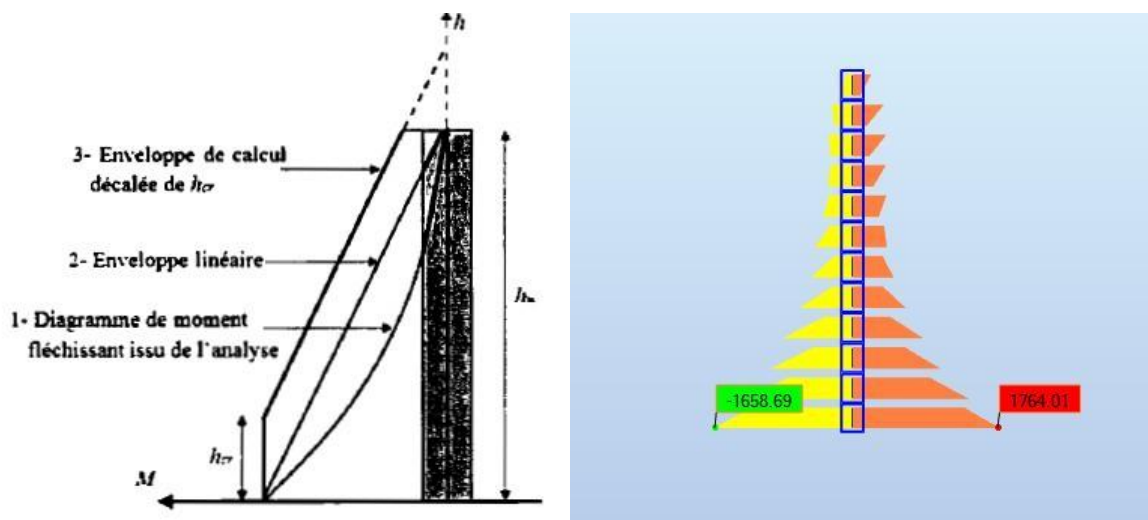


Figure 6.5. Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

Armatures horizontales

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.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire l'équation suivante :

$$\frac{Ah}{s} \geq \frac{\bar{v}}{z \times f_e}$$

\bar{v} : L'effort tranchant de calcul $\bar{v} = 1.4 * Vu$

z : distance entre le centre de gravités des armatures des extrémités confinées

Règles communes

Le béton situé aux extrémités des voiles (élément de rive) est confiné sur une longueur le mesurée à partir du bord du voile jusqu'à au point correspondant à une déformation critique du béton.

La longueur de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$L_c \geq \max (0.15L_w; 1.5b_w)$$

Avec :

L_w : longueur du voile

B_w : largeur de l'âme du voile

Le pourcentage des armatures longitudinales dans l'élément de rive doit rester au moins égal à 0.5% de la section de la zone confinée.

Les armatures verticales ; des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres ou des étriers horizontaux dont l'espacement verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 12.5; 6\phi_l \right)$$

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20 cm

Ferrailage de l'âme doivent se composer de deux treilles de barre ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm

$$8mm \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

3.3 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 RPA2024 sont citées ci-dessous.

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

ELA : $\begin{cases} G + \psi Q \pm E1 \\ G + \psi Q \pm E2 \end{cases}$ Avec : $\begin{cases} G + \psi Q \pm E2 \\ G + \psi Q \pm E2 \end{cases}$

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnal 2024 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 5 types (Figure 6.6), et les dimensions dans le Tableau 6.6.

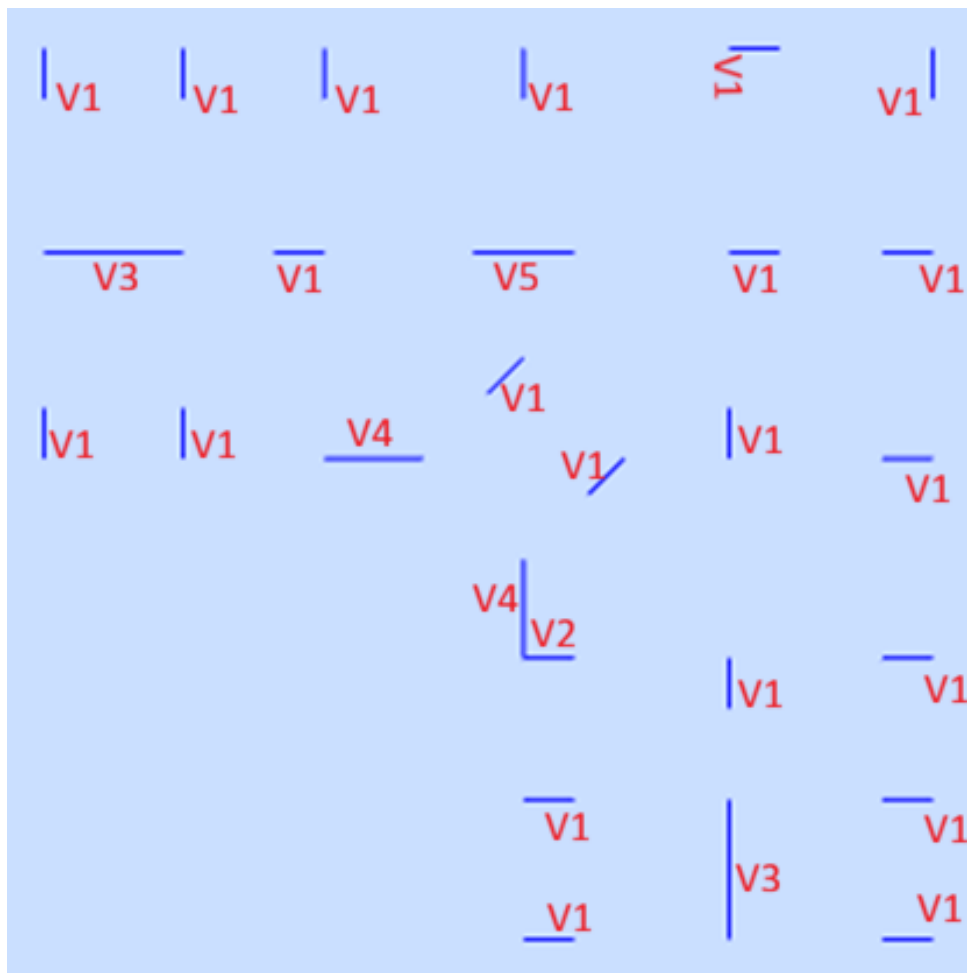


Figure 6.6. Typologie des voiles étudiés

Tableau 6.6. Les dimensions des voiles

VOILE	LONGUEUR	EPAISSEUR
V1	1,20m	30cm
V2	1.20m	40cm
V3	3,31m	30cm
V4	2,34m	30cm
V5	2.40m	30cm

3.3.1. Sollicitation de calcul et vérification des contraintes

A partir des résultats du logiciel on a obtenu la valeur maximale de la contrainte de compression pour tous les panneaux (Voiles) :

Convention de signe :

- Effort normal négatif de compression
- Effort normal positif de traction

Tableau 6.7. Contrainte de compression

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]
MAX	37.55	58.01	68.55	0.30	0.74	0.22
Panneau	1031	1037	1049	1049	1031	1049
Coupe	8522-431	434-8595	8832-447	8832-447	8522-431	8832-447
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)
MIN	-3267.20	-381.65	-80.23	-8.00	-8.54	-0.25
Panneau	1	23	167	15	15	167
Coupe	3576-3575	3759-3758	1938-74	3691-3692	3690-15	1938-74
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)

Vérification de la Contrainte de compression

$$\sigma_{Max} = 8,54MPa < 0,6f_{c28} = 18MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes de cisaillement Situation accidentelle :

Le tableau suivant donne les valeurs extrêmes des efforts et contraintes de l'ensembles des voiles de contreventement sous combinaisons accidentelles :

Tableau 6.8. Contrainte de cisaillement

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]
MAX	3310.72	10212.17	1551.83	18.23	14.15	2.16
Panneau	20	23	23	23	23	24
Coupe	3736-3739	3759-3758	3759-3758	3759-3758	3759-3758	3774-3775
Cas	18 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)
MIN	-5418.77	-10812.20	-1552.49	-23.13	-21.24	-2.06
Panneau	20	23	23	23	23	9
Coupe	3736-3739	3759-3758	3759-3758	3759-3758	3759-3758	3647-3648
Cas	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)

$$\sigma_{Max} = 2,16MPa$$

$$\Rightarrow 1,40\sigma_{Max} = 3,02 < 0,2f_{c28} = 6MPa \text{ Condition vérifiée}$$

Art 7.7.2. RPA 2024 :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\left(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40$$

V : l'effort normal réduit.

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

Bc : section du poteau en (mm²)

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Tableau 6.9. L'effort normal de compression

VOILE	Nd (KN)	Bc (m ²)	v	v < 0.40 ?
V1	3374.35	0.36	0.31	OK
V2	5418.77	0,48	0,37	OK
V3	4459.68	0,99	0,15	OK
V4	3991,65	0,70	0,19	OK
V5	3750.83	0,72	0,17	OK

3.3.2. Exemple de calcul ferrailage d'un voile (30*120) (plus défavorable) :

Sollicitations des voiles :

Tableau 6.10. Sollicitations des voiles

Comb	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
ELU	2479.83	33.18	-19.15
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	2017.23	519.21	-324.22
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	3316.49	530.19	-339.49
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	961.43	280.51	-169.2
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	-202.83	-265.46	177.23
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	2210.09	-245.06	148.87
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	3374.35	300.91	-197.57
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	1154.3	-483.76	303.89
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	-144.97	-494.74	319.16

Ferrailage verticales des voiles à l'ELA

- Flexion composée :

- Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :

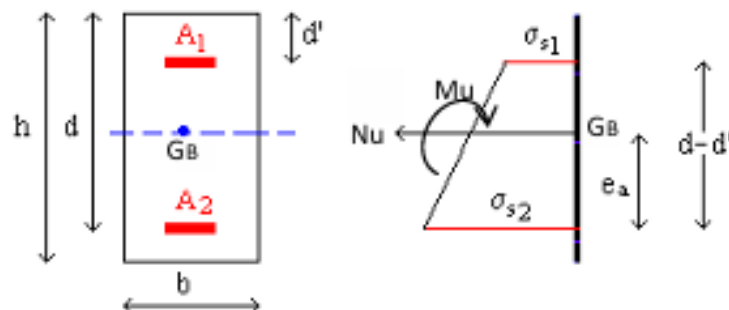


Figure 6.7. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction

Les caractéristiques géométriques du voile :

Inertie du voile :

$$I = \frac{(0,3 \times 1,2^3)}{12} = 0,0432 \text{ m}^4$$

Surface en plan du voile :

$$S = 0,3 \cdot 1,2 = 0,36 \text{ m}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$v = \frac{L}{2} = \frac{1,2}{2} = 0,6 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$N = -144,97 \text{ KN}; M = 494,74 \text{ N.m}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{-144,97}{0,36} + \frac{-494,74 \times 0,6}{0,0432} = -7,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{-144,97}{0,36} - \frac{-494,74 \times 0,6}{0,0432} = 6,47 \text{ MPa}$$

$\sigma_d > 0$; $\sigma_g < 0$ la section est partiellement tendue.

Calcul longueur de la zone tendue

$$L_1 = L \cdot \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} = 1,5 \cdot \frac{6,47}{6,47 + 7,27} = 0,56 \text{ m}$$

$$L_2 = L - L_1 = 1,5 - 0,56 = 0,94 \text{ m}$$

$$L_t = \max(L_1, L_2) = 0,94$$

Calcul longueur de la zone d'about

$$L_c \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w) = 45 \text{ cm}$$

Détermination de la contrainte moyenne dans la zone d'about :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_d \cdot (L_t - L_c)}{L_t} = \frac{7,27 \cdot (0,94 - 0,45)}{0,94} = 2,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy1} = \frac{(\sigma_d + \sigma_1)}{2} = \frac{7,27 + 2,16}{2} = 4,72 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about :

$$N_u = \sigma_{moy1} \cdot e \cdot Lc = 4,72 \cdot 0,3 \cdot 0,45 = 63,72 \text{ KN}$$

Calcul des armatures verticales dans la zone d'about :

$$A_{s1} = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{63,72 \cdot 10^3}{500 \cdot 10^2} = 12,74 \text{ cm}^2$$

Détermination de la contrainte moyenne dans la zone courante :

$$\sigma_{moy2} = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{2,16}{2} = 1,08 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone courante :

$$N_u = \sigma_{moy2} \cdot e \cdot d = 1,08 \cdot 0,3 \cdot 0,19 = 6,15 \text{ KN}$$

Calcul des armatures verticales dans la zone courante :

$$A_{s2} = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{6,15 \cdot 10^3}{500 \cdot 10^2} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0,5\% \times Bc \times a = 5,4 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la zone superieure

$$A_{vj} = 1,1 \left(\frac{\bar{V}}{f_c} \right) \tag{7.40}$$

avec: $\bar{V} = 1,4V_u$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.40) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de $(50\phi_l)$.

$$A_{vj} = 1,1 \times \left(\frac{1,4 \times 339,49}{500} \right) = 10,46 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A_s = \max (A_{s1} + A_{s2} ; A_{\min} ; A_{vj}) = A_{s1} + A_{s2}$$

Choix :

$$A_{s1} = 10\text{HA}14 ; e = 11 \text{ cm}$$

As2 = 1HA14 ; e = 15cm

Calcul des armatures transversales des armatures confinées

On prend le cas le plus défavorable :

$S_t < \min(b_0/3, 12.5\text{cm}, 6.\phi l) \Rightarrow St \leq (8,33; 12,5 ; 8.4) \quad 7.25 \text{ RPA } 2024$

$St \leq 8,33 \text{ cm} = 8,00 \text{ cm}$

$At > \frac{0,09.80.250.30}{500} = 90 \text{ mm}^2 = 0.90 \text{ cm}^2 \quad 7.26 \text{ RPA } 2024$

$At > 0,3.80.250. \left(\frac{30 \times 64}{30 \times 45} - 1 \right) \cdot \left(\frac{30}{500} \right) = 152 \text{ mm}^2 = 1.52 \text{ cm}^2 \quad 7.27 \text{ RPA } 2024$

Choix des armatures : 2x2HA8

Calcul des armatures transversale de l'âme :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad (7.29)$$

avec:

- \bar{V} : effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_u$
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Alors : $1,4 \times V = 1,4 \times 339,49 = 475,286 \text{ KN}$

$Ah > \frac{475,286 \times 10^3 \times 115}{100 \times 500} \Rightarrow Ah > 1,15 \text{ cm}^2$

Choix des armatures : 2x T10 Esp=15cm

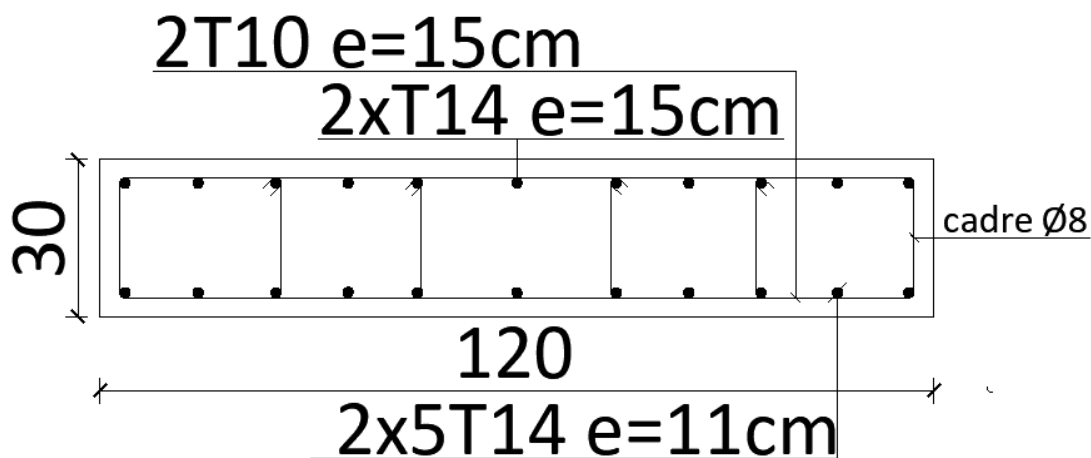


Figure 6.8. Ferrailage d'un voile (30*120)

Le Tableau 6.11 résume le ferrailage des voiles

Tableau 6.11. Récapitulatif du ferrailage des voiles

VOILE	A calculée (cm ²)		LC	LT	Choix	
	As1	As2			choix zone nodale	choix zone courante
V1	12,74	1,23	0,45	0,64	2x5HA14 e = 11cm	2xHA14 e = 15cm
V2	24,74	3,10	0,60	0,9	2x9HA14 e = 7,5cm	2x2HA12 e = 15cm
V3	53,30	30,31	0,60	1,53	2x9HA20 e = 7,5cm	2x9HA16 e = 10cm
V4	29,68	21,19	0,45	1,27	2x8HA16 e = 7,5cm	2x8HA14 e = 10cm
V5	37,72	23,35	0,45	1,22	2x(6HA20+2HA12) e = 7,5cm	2x8HA14 e = 10cm

4. Etude des voiles périphériques

Le voile périphérique est calculé sous la sollicitation des charges gravitaire et poussée des terres, la poussée des terres sur le voile périphérique est introduite en définissant les caractéristiques mécaniques du sol

On a adopté une épaisseur de 20cm pour notre voile

Application de la poussée des terres sur le voile périphérique

4.1. Matériaux de remblaiement (Remblai en Tuf) :

Poids volumique : 17KN/m³

Angle de frottement interne : 30°

La force de poussée : $F = K_0\gamma H$

$K_0 =$ Coefficient de poussée au repos = $1 - \text{Sin}\varphi = 0.5$

H = 3.06m

$$F = 26.01 \text{KN/m}^2$$

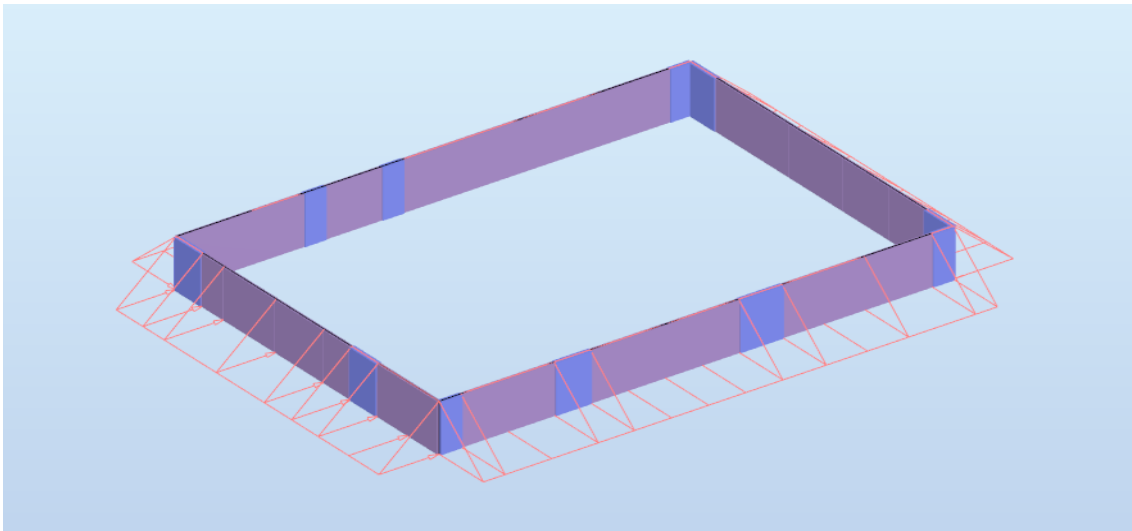


Figure 6.9. Chargement des terres sur les voiles périphériques

4.2. Sollicitations des voiles :

Tableau 6.12. Sollicitations des voiles

	Nom	Type	N [kN]	M [kN·m]	H [kN]
1	ELU	ELU	2010.95	1846.88	-850.79
2	Acc.Hor_G+psiQ+E	ACC	1676.87	1269.23	-1692.93
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.	ACC	1738.48	1283.98	-1547.65
4	Acc.Hor_G+psiQ+E	ACC	1442.34	1218.46	-1280.46
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.	ACC	956.70	1114.75	-172.75
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex	ACC	1071.11	1142.14	97.06
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.	ACC	1556.75	1245.85	-1010.65
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex	ACC	836.57	1091.37	509.53
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.	ACC	774.97	1076.62	364.25

4.3. Ferrailage :

$$A_s = 13 \text{cm}^2$$

Choix des armatures : T12 esp=15cm

Calcul des armatures transversale de l'âme :

Le voile le plus sollicité est V2977 (6.45x0.20) en termes de l'effort tranchant soit égal a 1414.04 KN avec $z = 3.06 \text{ m}$.

$$1.4xV = 1.4x1414.04 = 1979.656 \text{ KN}$$

$$Ah > \frac{1979.656 \times 10^3 \times 15}{306 \times 500} \Rightarrow Ah > 1.09 \text{cm}^2$$

Choix des armatures 1.09cm^2 :2x T10 Esp=15cm

5. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter l'ensemble des calculs relatifs aux éléments structuraux du bâtiment en béton armé, conformément aux normes en vigueur (notamment les normes locales RPA2024 et BAEL 91). L'étude a porté sur les principaux composants porteurs tels que les poutres, les voiles, en tenant compte des différentes sollicitations induites par les charges permanentes, d'exploitation et accidentels.

Les vérifications menées ont montré que les dimensions choisies et les armatures prévues assurent à la structure une résistance suffisante face aux efforts internes, tout en respectant les critères de stabilité, de sécurité et de déformation. Le béton armé, par ses propriétés mécaniques et sa capacité à travailler en compression comme en traction grâce à l'apport de l'acier, s'est révélé parfaitement adapté aux exigences du projet.

Chapitre 07 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct 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 $\bar{\sigma}_{sol} = 3$ bars.

2. Choix du type de fondation

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3 bars d'après le rapport géotechnique de la surface d'impact du bâtiment de 338.49 m², ainsi que le poids de la structure $W=48865,92\text{KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évider ;
- Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_S}{S_B} < 50\%$$

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $\frac{N_U}{S_S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $N_U = 1.35G + 1.5Q$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

$N_U : 73469.76 \text{ KN}$

$$S_S = \frac{N_U}{\sigma_{sol}} = \frac{73469.76}{300} = 244,90 \text{ m}^2$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} = \frac{244,90}{338.49} = 0.72 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.

Le radier est calculé comme une dalle pleine renversée appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical $K_z=2.9651 \text{ Kg/cm}^3$ (valeur donnée par le rapport géotechnique).

Les combinaisons d'actions suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4E1 \\ G + \psi Q \pm 1.4E2 \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

3. Prédimensionnement du radier

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures de chaque côté. Ce radier est constitué par une dalle d'épaisseur constante.

L'épaisseur du radier est calculée en respectant plusieurs conditions citées ci-dessous.

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des voiles $L=4.89 \text{ m}$.

$L= 4.89\text{m} \Rightarrow 61.13\text{cm} \leq h \leq 97.8\text{cm}$ (On prend $h = 90\text{cm}$)

Condition de rigidité

$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}$$

Avec :

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles. $L_{max} = 4.89$ m

E : Module d'élasticité du béton armé. $E = 11496.76$ MPa

K : Coefficient de raideur du sol. $K = 2965.1$ KN/m³

$hr \geq 0.899$ m

On prend $h = 90$ cm => Radier rigide.

Tableau 7.1. Données relatives aux matériaux

Données du béton		Données du sol	
fc28	30	Contrainte du sol (Kg/cm ²)	3
f _e [MPa]	500		
Densité du béton KN/m ³	25		

4. Vérification des contraintes dans le sol

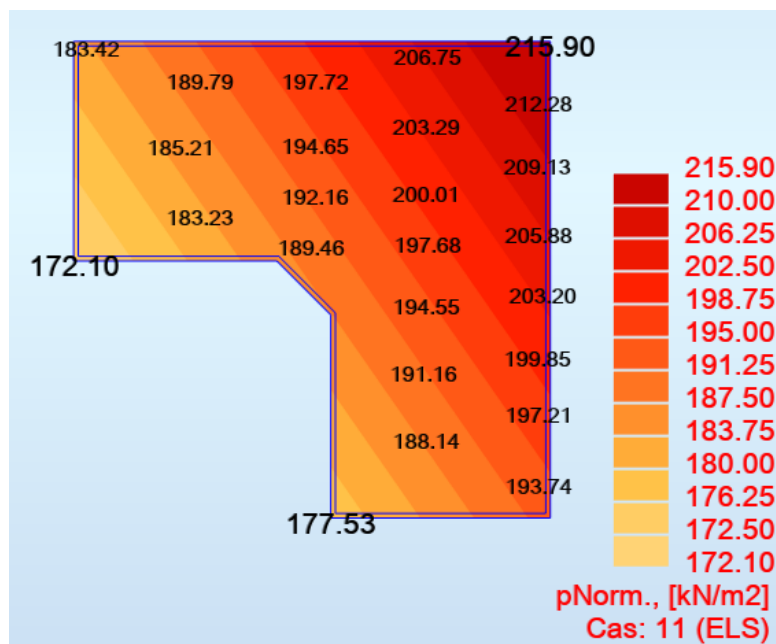


Figure 7.1. Distribution des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{\max} = 2,16 \text{ Bar} \quad ; \quad \sigma_{\min} = 1,72 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 2,16 + 1,72}{4} = 2,05$$

=> 2,05 Bar < 3 Bar => Condition vérifiée

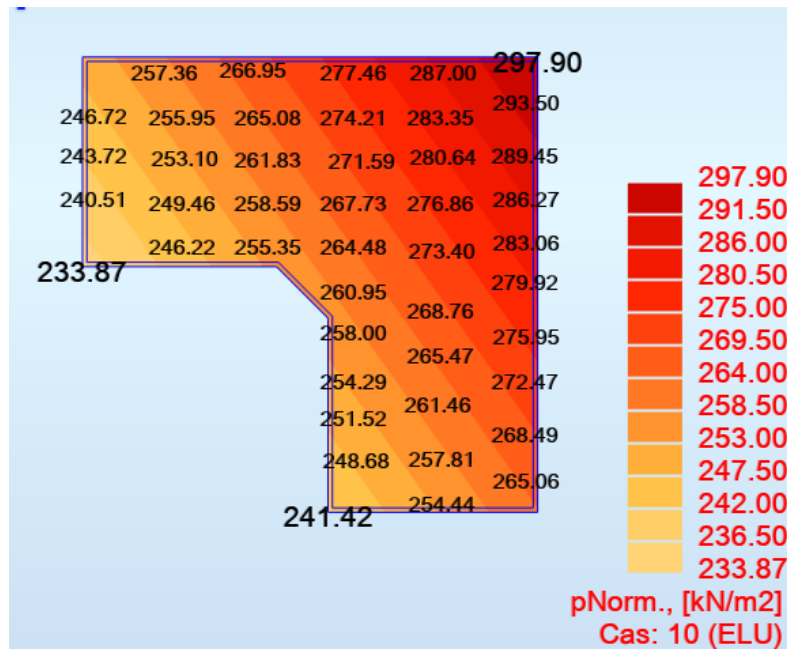


Figure 7.2. Distribution des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 2,98 \text{ Bar} \quad ; \quad \sigma_{\min} = 2,34 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 2,98 + 2,34}{4} = 2,82$$

=> 2,82 Bar ≤ 3 x 1,5 = 4,5 Bar => Condition vérifiée

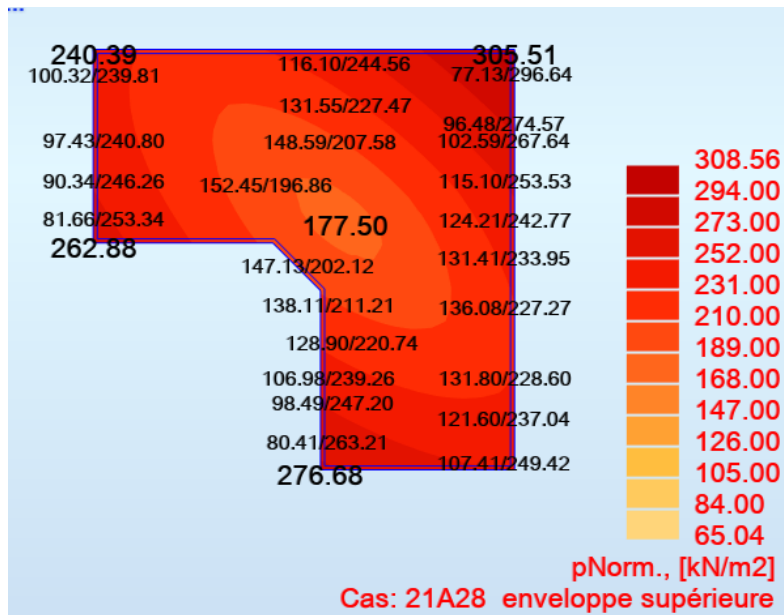


Figure 7.3. Distribution des contraintes à l'ELA

$$\sigma_{\max} = 3,09 \text{ Bar} \quad ; \quad \sigma_{\min} = 0,65 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 3,09 + 0,65}{4} = 2,48$$

$$\Rightarrow 2,48 \text{ Bar} \leq 3 \times 1,33 = 3,99 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les combinaisons des actions sismiques à prendre en considération selon le RPA2024 sont citées ci-dessous.

$$G + \psi Q \pm 1.4E1$$

$$G + \psi Q \pm 1.4E2$$

5. Vérification au non poinçonnement du radier

$$P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_U : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du voile

h: hauteur de la dalle du radier

Tableau 7.2. Impacte do Le voile le plus défavorables sont : V20

VOILE V20 (0.40x1.20) m	
P_U	3374.35 KN
a	1.20 m
b	0.40 m
h	0,90 m
U_C	6,80 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	5508 KN
Vérification : $P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition vérifiée

6. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2]

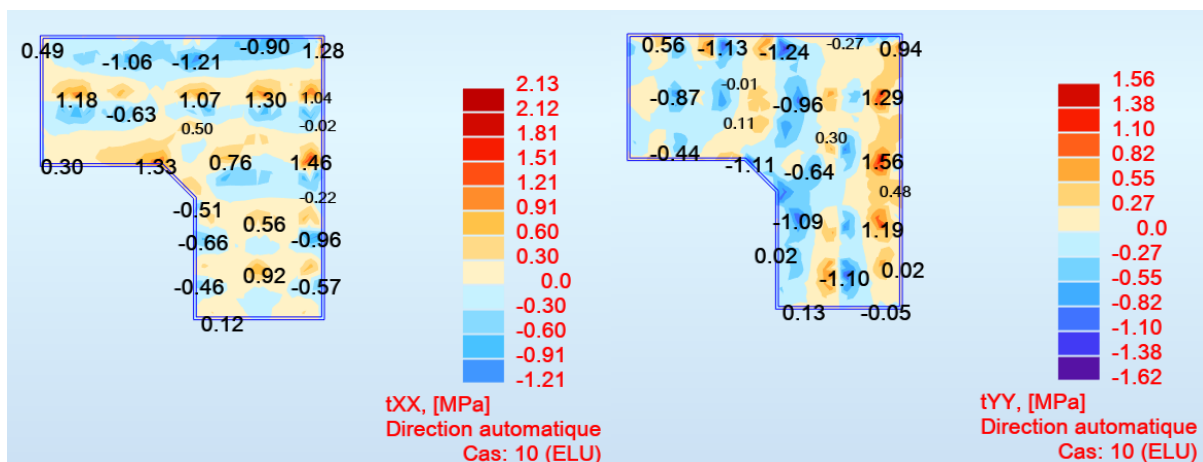


Figure 7.4. Distribution de la contrainte de cisailment sens XX et sens YY

Tableau 7.3. Vérification des contrainte de cisailment

Niveau	Contrainte de cisailment τ_u [MPa]	Vérification $\tau_u < 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,75\text{MPa}$
Radier	2,13 MP	Condition non vérifiée Donc il faut calculer les armatures d'effort tranchant

N.B : Les armatures transversales qu'il fallait ajoute ; ce n'est pas pour tous le radier juste pour les zones sous poteaux et voiles.

La nouvelle vérification des contraintes de cisaillement d'après on ajout des armatures d'effort tranchant :

$$\tau_u = 2,13 \text{ MPa} < 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,75 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Armature d'effort tranchant

Art 5.1.23 état limite ultime des armatures d'âme la justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment. Par la relation :

$$\frac{A_t}{b_o \times s_t} \geq \gamma_s \left(\tau_u - 0,3 \times \frac{0,3 \times f_{t28}}{0,9 \times f_e} \right)$$

Pour quelle la condition vérifiée nous prend :

At = 3,14 cm² (2T10 avec un espacement St = 8cm).

7. Cartographie et ferrailage du radier

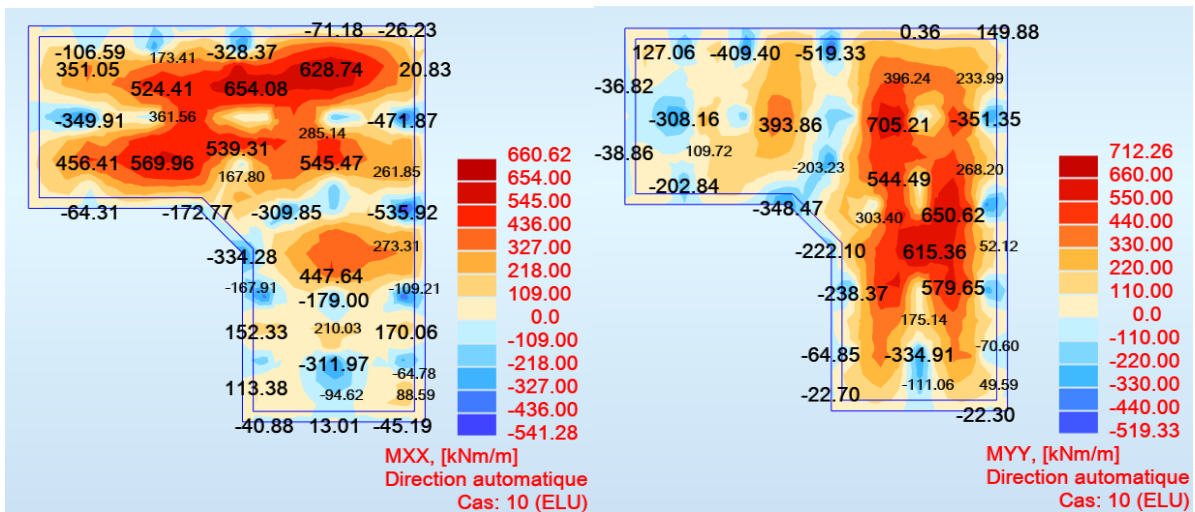


Figure 7.5. Cartographie des moments fléchissant à l'ELU

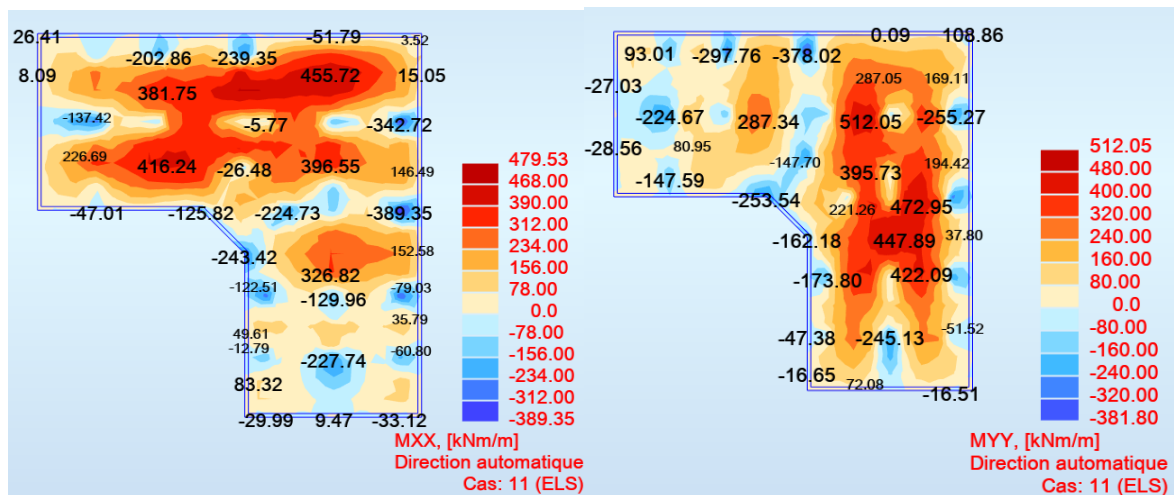


Figure 7.6. Cartographie des moments fléchissant à l'ELS

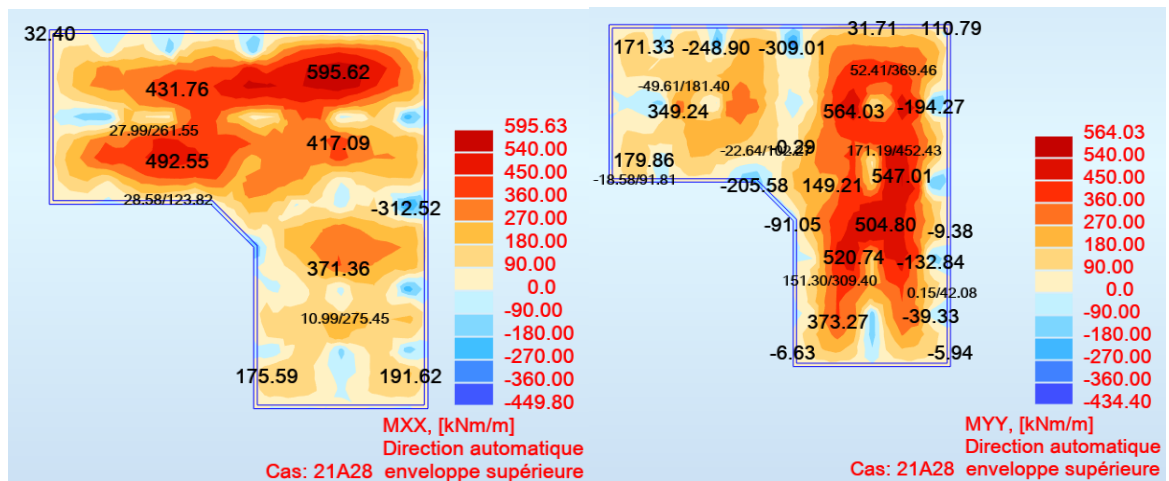


Figure 7.7. Cartographie des moments fléchissant à l'ELA

Tableau 7.4. Tableau récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	535,92	-705,21	389,35	-512,05	312,52	-595,62

Tableau 7.5. Choix des armatures de radier

Sens	[X-X]		[Y-Y]	
	A (cm ² /m)	Le choix	A (cm ² /m)	Le choix
inférieure	14,8	10T14	14,8	10T14
supérieure	19,7	10T16	19,7	10T16
Espacement	10 cm		10 cm	

8. Dessin de ferrailage

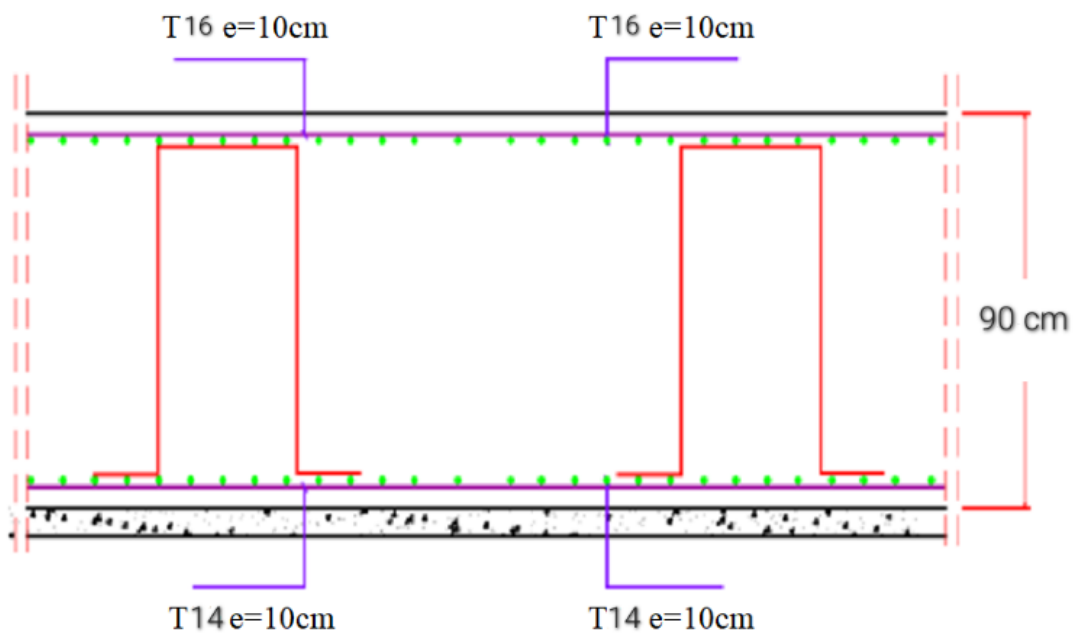


Figure 7.8. Ferrailage du radier

9. Conclusion

L'étude de l'infrastructure en béton armé constitue une étape fondamentale dans la conception et la réalisation d'un ouvrage durable et sécurisé. Elle permet de définir avec précision les dimensions, les matériaux et les méthodes de mise en œuvre les plus adaptées aux contraintes techniques et environnementales du projet. À travers l'analyse des sollicitations, des charges permanentes et variables, ainsi que des caractéristiques du sol, cette étude vise à garantir la stabilité, la résistance et la longévité de la structure.

CONCLUSION GENERALE :

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et a présenté une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser, étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permette de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Dans l'étude sismique, plusieurs dispositions des voiles ont été testées. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'effort, de période et de déplacement.

La quantité des voiles n'impliquent pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et de l'acier.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études

Références bibliographiques

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 »

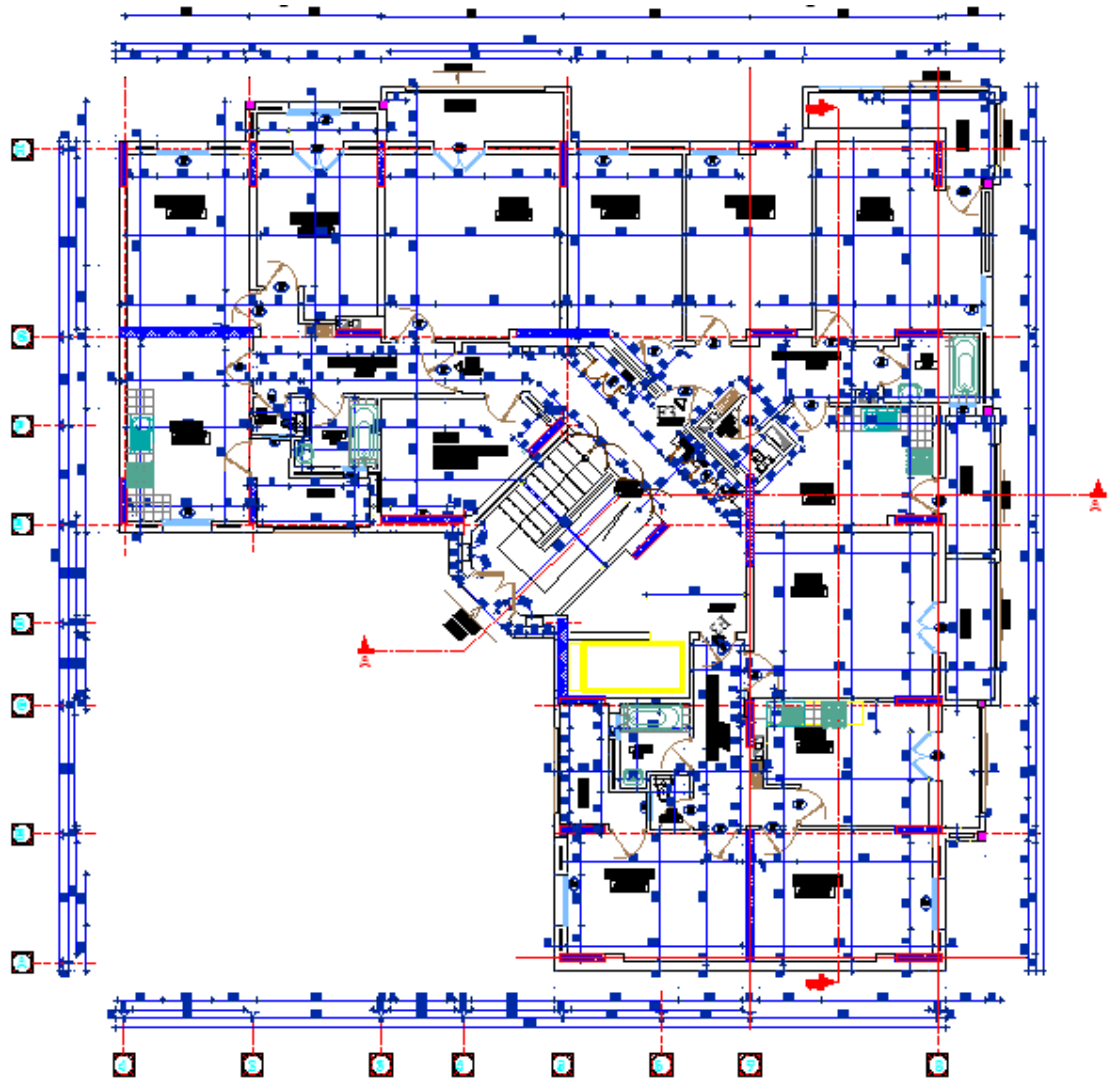
Règlements :

- 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 :

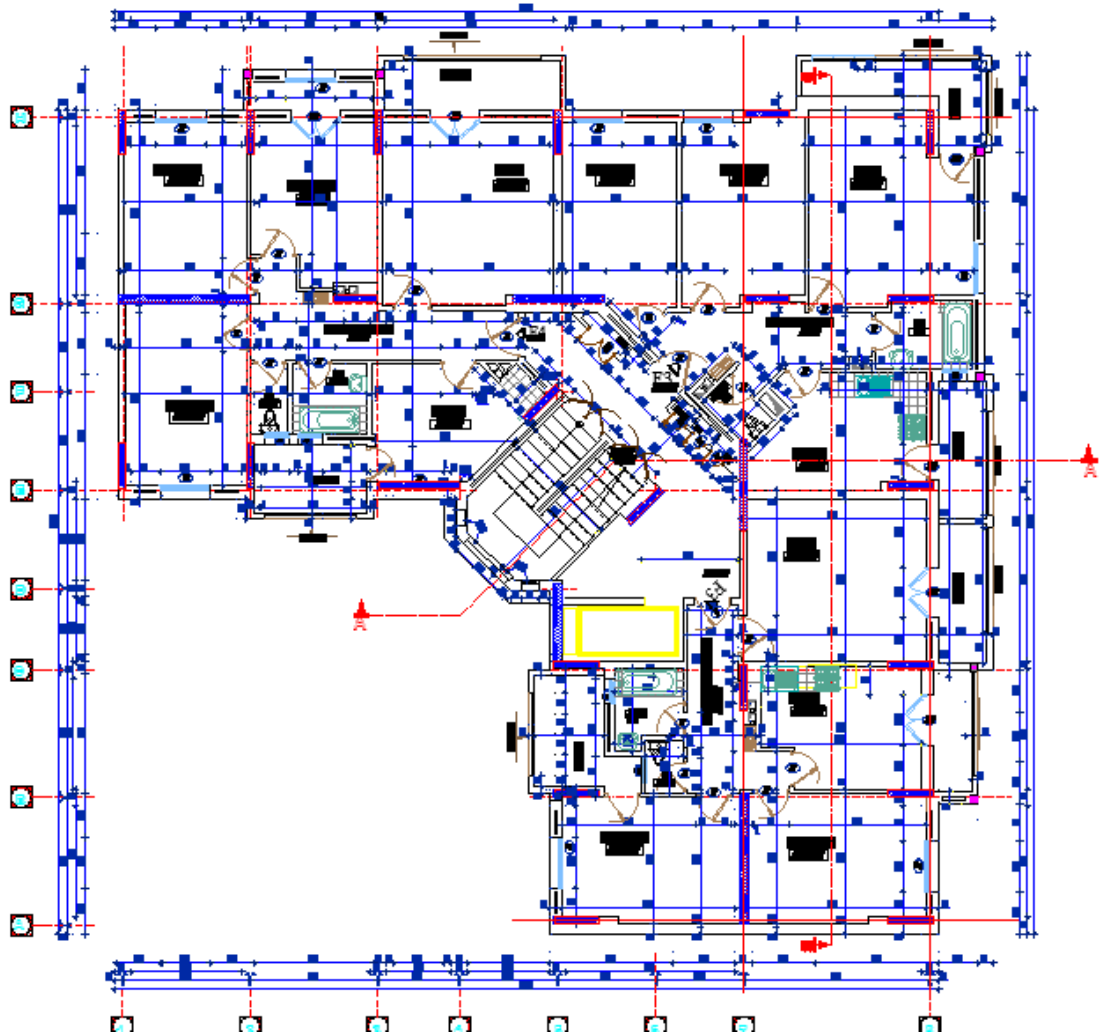
- AUTOCAD 2025
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2025.
- OFFICE 2021.
- ROBOT EXPERT B.A 2010.

ANNEXE N°01



Plan du Rez De Chaussée

ANNEXE N°02



Plan Etage courant