



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE**

**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**

### **MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)**

**Présenté par :**

**SMAIDA Zakaria.**

**BENOUDA Mohamed islam.**

**DOMAINE : Sciences et Technologies**

**FILIERE : Génie Civil**

**OPTION : Constructions Civiles et Environnement**

### **Thème**

**Calcul d'un bâtiment d'habitation en (R+1)  
implanté à Ain Oussara**

**Soutenu le :**

**Jury de soutenance :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>ROUGHI Mustapha</b>	MAB	Président
<b>BELLAKEHAL Hizia</b>	MCA	Examinatrice
<b>BOUROUIS Mohammed Amin</b>	MAB	Encadreur

**Année Universitaire 2023-2024**

## إهداء

"من قال أنا لها "نالها".

لم تكن الرحلة قصيرة والينبغي لها أن تكون لم يكن الحلم قريبا و ال الطريق كان حفوفا بالتسهيلات.

لكني فعلتها و نلتها . الحمد هل حبا و شركرا و امتنانا، الذي بفضلها أنا اليوم أنظر إلى حلما طال  
انتظاره و قد أصبح واقعا أنتخر به

إلى م الكي الطاهر، وقوتي بعد هلا داعمني الأولى و الأبدية "أمي" أهديك هذا الإنجاز الذي لوال  
تضحياتك لما كان له وجود، ممننة إلى هلا قد اصطفاك لي من البشر أما يا خير سيد و عوض. إلى من  
دعمني بال حدود و أعطاني بال مقابل

"أبي".

إلى من قيل نبيهم :

قال تعالى ( سُبْحَانَكَ يَا كَرِيمٌ ) إلى من مد يده دون لبال وال حال ووقت ضعذي "أخي" أدامك هلا ضراع  
ثابتا لي. نَعَسَ دَرَجَاتٍ  
صُخْرٍ

إلى من آمننت بؤدراي و أمان أيامي "أختي الكبرى". إلى من نذكركني بقوتي و تقف خلفي كظلي "أختي  
الصغرى".

وذي الخير نحية الى معلمي واسنادي الذي كان له الفضل نبيما وصلت اليه اليوم "الاستاذ بورويس  
محمد" والى كل السانذة الذين درسوني .

## Table des Matières:

REMERCIEMENTS	I
RÉSUMÉ – ABSTRACT - ملخص	II
LISTE DES TABLEAUX	III
LISTE DES FIGURES	IV
INTRODUCTION GÉNÉRALE	IIV
<b>Chapitre 1 : Présentation du projet et hypothèses</b>	<b>Page</b>
1. Introduction	2
2. Description de la structure proposée	2
3. Les règles techniques réglementaires utilisées comprennent	3
4. Les principaux éléments d'étude du projet	4
5. Éléments de conception du bâtiment	4
5.1 Planchers	5
5.2 Escaliers	5
5.3 Maçonnerie	5
5.4 Revêtements	5
6. Les fondations	5
6.1 Évaluation des Charges Structurales	5
6.2 Les charges combinées	6
7. Propriétés Mécaniques du Béton et de l'Acier de Renforcement	6
7.1 Le Béton	6
7.1.1 Résistances mécaniques du béton	7
7.1.2 Contraintes limites du béton	8
7.2 Les Armatures dans le Béton Armé	8
7.2.1 Limite de contrainte de l'acier	9
8. Hypothèses de calcul	9
8.1 Logiciels utilisés	10
8.2 ROBOT	10
8.2.1 Description	10
8.2.2 Fonctions clés	10
8.3 AUTOCAD	10
8.3.1 Description	11
8.3.2 Fonctions clés	11
9. Conclusion	11
<b>Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments de structure</b>	<b>Page</b>
1. Introduction	12

<b>Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments de structure</b>		<b>Page</b>
2. Prédimensionnement des éléments porteurs (superstructure)		<b>12</b>
2.1 Planchers		<b>12</b>
2.1.1 Prédimensionnement des poutrelles pour plancher à corps creux		<b>12</b>
2.1.2 Dimensionnement des poutrelles		<b>14</b>
2.2 Poutres		<b>14</b>
2.2.1 Poutres principales [P.P]		<b>14</b>
2.2.2 Poutres secondaires [P.S]		<b>15</b>
2.3 Poteaux		<b>16</b>
2.4 Evaluation des charges et tableaux : G & Q		<b>16</b>
2.4.1 Détermination du NG		<b>16</b>
2.4.2 Détermination du NQ		<b>16</b>
2.5 Descentes de charges		<b>16</b>
2.5.1 Plancher terrasse inaccessible		<b>16</b>
2.5.2 Plancher étage courant		<b>17</b>
3. Conclusion		<b>19</b>
<b>Chapitre 3 : Etude des planchers</b>		<b>Page</b>
1. Introduction		<b>20</b>
2. Classification des planchers		<b>20</b>
2.1 Justification du choix de type de plancher terrasse et étage courant		<b>20</b>
3. Dimensionnement des poutrelles		<b>20</b>
4. Descentes des charges		<b>21</b>
5. Les efforts max		<b>23</b>
6. Ferrailage des poutrelles		<b>24</b>
6.1 Condition de non fragilité : BAEL (1.4.2.1)		<b>25</b>
6.2 Ferrailage		<b>25</b>
6.3 Vérification de l'effort tranchant		<b>26</b>
6.4 Diamètre minimale $\phi$ : BAEL91 (A.7.2.2)		<b>27</b>
6.5 L'espacement des cadres St : BAEL91 (A.5.1, 22)		<b>27</b>
6.6 Ferrailage de la dalle de compression		<b>27</b>
6.7 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)		<b>28</b>
7. Conclusion		<b>28</b>
<b>Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires</b>		<b>Page</b>
1. L'Acrotère		<b>29</b>
1.1 Définition		<b>29</b>
1.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation		<b>29</b>
1.3 Calculer de ferrailage		<b>29</b>
2. Calcul des dalles pleines : Balcon		<b>31</b>
2.1 Définition		<b>31</b>

<b>Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires</b>		<b>Page</b>
2.2 Les charges de balcon		32
2.3 Calcul du moment		32
2.4 Calcul d'effort tranchant		33
2.5 Combinaison des moments		33
2.6 Calculer de ferrailage		33
3. Les Escaliers		35
3.1 Introduction		35
3.2 Calcul du ferrailage		36
4. Conclusion		41
<b>Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux</b>		<b>Page</b>
1. Introduction		42
2. Ferrailage des poutres		42
2.1 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier		42
2.2 Combinaison des charges		43
2.3 Sollicitation de calcul		44
2.4 Calcul de ferrailage du poutre principale (30× 40) cm <sup>2</sup> - Travée		45
2.5 Calcul de ferrailage du poutre principale (30 x 40) cm <sup>2</sup> : Appui		45
2.6 Vérification de l'effort tranchant		46
2.7 Diamètre minimale $\phi$ : BAEL (A.7.2.2)		47
2.8 L'espacement des cadres St : BAEL91 (A.5.1. 22)		47
2.9 Vérification de compression dans la bielle du béton		47
3. Ferrailage des poteaux		47
3.1 Combinaison des charges		48
3.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003		48
4. Conclusion		51
<b>Chapitre 6 : Les fondations</b>		<b>Page</b>
1. Introduction		52
2. Le choix du type de fondation		52
3. Etude de sol		52
4. Choix de fondation		52
5. L'efforts Nu des semelles isolées		53
6. Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau		55
7. Détermination des charges		56
8. Ferrailage des semelles		56
9. Conclusion		57
Conclusion générale		58
Bibliographie		59
Annexes		60



## Liste des Tableaux

<b>Tableau 1.1</b> : Caractéristiques des matériaux BAEL 91 modifié 99 .....	09
<b>Tableau 2.1</b> : Dimensionnement des poutres. ....	16
<b>Tableau 2.2</b> : Etanchéité type sud. ....	17
<b>Tableau 2.3</b> : Plancher en corps creux .....	17
<b>Tableau 3.1</b> : les charge permanentes de terrasse. ....	21
<b>Tableau 3.2</b> : les charges permanentes de l'étage .....	22
<b>Tableau 3.3</b> .: Ferrailage de la poutrelle .....	25
<b>Tableau 3.4</b> .: vérification des contraintes a l'ELS du poutrelle (Travée) .....	26
<b>Tableau 3.5</b> .: vérification des contraintes a L'ELS du poutrelle (Appui).....	26
<b>Tableau 4.1</b> :la charge permanente de balcon. ....	32
<b>Tableau 4.2</b> :la charge permanente de balcon. ....	32
<b>Tableau 4.3</b> .: Calcul L'ELU des contraintes du balcon .....	33
<b>Tableau 4.4</b> : vérification a L'ELS des contraintes du balcon .....	35
<b>Tableau 4.5</b> : Charge permanente et surcharge de Palier .....	36
<b>Tableau 4.6</b> : Charge permanente et surcharge de Volée.....	37
<b>Tableau 4.7</b> : Calcul les sollicitations .....	38
<b>Tableau 4.8</b> : de choix du ferrailage .....	40
<b>Tableau 5.1</b> .: Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	42
<b>Tableau 5.2</b> : ferrailage de poutre Principale en Travée .....	45
<b>Tableau 5.3</b> : vérification des contraintes à L'ELS des poutre principale (Travée) .....	45
<b>Tableau 5.4</b> . Ferrailage de poutre principale (Appui) .....	46
<b>Tableau 5.5</b> : vérification des contraintes a L'ELS (Appui) .....	46

## **Liste des figures**

<b>Figure.1.1</b> : Résistance a la compression en pourcentage de celle d'un béton soumis a une cure a l'humidité pendant 28jours (a changer).....	07
<b>Figure 1.2</b> Loi de comportement du béton en compression et en traction.....	07
<b>Figure 1.3</b> : Diagramme contrainte déformation d'acier .....	08
<b>Figure 2.1</b> : Plancher a corps creux .....	12
<b>Figure 2.2</b> : Coupe transversale de la poutrelle .....	13
<b>Figure 2.3</b> : coupe d'une poutrelle .....	14
<b>Figure 2.4</b> : La section supporté par le poteau plus sollicité .....	17
<b>Figure 3.1</b> : Dimension d'une Poutrelle .....	21
<b>Figure 3.2</b> : Diagramme Des charges appliqués.....	22
<b>Figure 3.3</b> : Diagramme de moments .....	23
<b>Figure 3.4</b> : Diagramme d'effort tranchant .....	24
<b>Figure 3.5</b> : section rectangulaire de poutrelle (60×20) .....	24
<b>Figure 4.1</b> : Acrotère avec son schéma statique.....	29
<b>Figure 4.2:</b> Représentation de armature .....	31
<b>Figure 4.3</b> : Dispositions des armatures .....	31
<b>Figure 4.4:</b> Charger de balcon .....	32
<b>Figure 4.5</b> : Section d'escalier .....	33
<b>Figure 4.6</b> : vue en plan d'escalier .....	35
<b>Figure 4.7</b> : schéma statique de l'escalier.....	37
<b>Figure 4.8</b> : schéma ELU.....	38
<b>Figure 4.9</b> : schéma ELS .....	39
<b>Figure 4.10</b> : ferrailage de l'escalier.....	41
<b>Figure 5.1</b> : Figure de poutre principale .....	42
<b>Figure 5.2</b> : Figure de charge appliqué sur une poutre .....	43
<b>Figure 5.3</b> : Diagramme ELU : $1,35G+1,5Q$ .....	44
<b>Figure 5.4</b> : Diagramme ELS : $G+Q$ .....	44
<b>Figure 5.5</b> : ferrailage de poutre principale .....	46
<b>Figure 5.6</b> : Figure de charge appliqué sur un Poteau .....	48

<b>Figure 5.7</b> :de la zone nodale .....	48
<b>Figure 5.8</b> : Les charge du poteau Le plus sollicité.....	49
<b>Figure 5.9</b> : ferrailage de poteaux.....	50
<b>Figure 6.1</b> : Schéma de semelle isolée.....	52
<b>Figure 6.2</b> : Portique 1 : L = 6,55m.....	53
<b>Figure 6.3</b> : Portique 2 : L = 9,15m.....	53
<b>Figure 6.4</b> : Portique 3 : L = 9,12.....	54
<b>Figure 6.5</b> : Portique 4 : L = 9,12.....	54
<b>Figure 6.6</b> : Ferrailage de Semelle type S1 .....	57
<b>Figure 6.7</b> : Ferrailage de semelle Type S2.....	57

## Tableau de symbole

Symbole	Description
<b><math>f_{cj}</math></b>	<b>Résistance caractéristique a la compression de béton a « j » jour</b>
<b><math>f_{tj}</math></b>	Résistance caractéristique a la traction de béton a « j » jour
<b><math>f_{bc}</math></b>	Résistance biaxiale de compression
<b><math>f_{bu}</math></b>	Contrainte ultime du béton
<b><math>E_{ij}</math></b>	Module de déformation instantanée
<b><math>E_{vj}</math></b>	Module de déformation longitudinal différée
<b><math>\sigma_s</math></b>	Contrainte de calcul de l'acier
<b><math>\sigma_b</math></b>	Contrainte de calcul du béton
<b><math>b</math></b>	Coefficient de sécurité du béton
<b><math>s</math></b>	Coefficient de sécurité du l'acier
<b><math>ss</math></b>	Allongement ou raccourcissement de l'acier
<b><math>ru</math></b>	Contrainte admissible de cisaillement
<b><math>\varnothing_t</math></b>	Diamètre des armatures transversales
<b><math>s_{bc}</math></b>	Déformation ultime du béton
<b><math>St</math></b>	Espacement entre barre transversale
<b><math>lf</math></b>	Longueur de flambement
<b><math>\epsilon_l</math></b>	Allongement ou raccourcissement limite
<b><math>\eta</math></b>	Coefficient de fissuration
<b><math>\lambda</math></b>	Elancement
<b><math>\theta</math></b>	Coefficient tenant compte la durée d'application de charge
<b><math>Q</math></b>	Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure ouvert
<b><math>E</math></b>	Module d'élasticité
<b><math>i_{min}</math></b>	Rayon de giration
<b><math>I</math></b>	Moment d'inertie de la section
<b><math>r</math></b>	Contrainte ultime de cisaillement
<b><math>\nu</math></b>	Coefficient de poisson
<b><math>Br</math></b>	Section réduite du poteau
<b><math>A</math></b>	Aire d'une section d'acier.
<b><math>A'</math></b>	Section d'aciers comprimées
<b><math>Ar</math></b>	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
<b><math>A_{ser}</math></b>	Section d'aciers pour l'ELS
<b><math>A_u</math></b>	Section d'aciers pour l'ELU
<b><math>B</math></b>	Aire d'une section de béton
<b><math>CV</math></b>	Condition vérifié
<b><math>C n V</math></b>	Condition non vérifié
<b><math>ELS</math></b>	Etat limite de service
<b><math>ELU</math></b>	Etat limite ultime
<b><math>F</math></b>	Force ou action générale
<b><math>G</math></b>	Action permanente
<b><math>I</math></b>	Moment d'inertie

<b>L</b>	Longueur ou portée
<b>M</b>	Moment en général
<b>Ma</b>	Moment sur appui
<b>Mt</b>	Moment en travée
<b>Mu</b>	Moment de calcul ultime
<b>Mser</b>	Moment de calcul de service
<b>Mt</b>	Moment en travée
<b>N</b>	Effort normal
<b>Nu</b>	Effort normal ultime
<b>Nser</b>	Effort normal en service
<b>PP</b>	Poutre principale
<b>PS</b>	Poutre secondaire
<b>Q</b>	Action ou charge variable
<b>S</b>	Section
<b>T</b>	Effort tranchant
<b>h0</b>	Epaisseur d'une membrure de béton
<b>H</b>	Hauteur totale d'une section de béton armé.
<b>J</b>	Nombre de jours
<b>k</b>	Coefficient en général
<b>l</b>	Longueur ou porté

# Résumé

Ce projet de fin d'études porte sur la conception et la réalisation d'un bâtiment d'habitation de type F3 (R+1) situé à Ain Oussara, utilisant une structure en béton armé. Le rapport est structuré en plusieurs chapitres. Le premier chapitre offre une vue d'ensemble du projet, décrivant les objectifs, les particularités du site et les raisons du choix du béton armé. Le deuxième chapitre aborde le prédimensionnement des éléments structurels, fournissant une estimation initiale des dimensions nécessaires. Le troisième chapitre se concentre sur l'étude et le dimensionnement des planchers, tandis que les chapitres suivants détaillent les éléments secondaires, les éléments principaux de la structure et les fondations. En appliquant des normes techniques rigoureuses et en utilisant des outils de modélisation avancés, ce rapport vise à garantir que la structure proposée soit sûre, stable et durable.

## ملخص

يشروع الذهاني نصميم وإنشاء مبنى سكني من نوع F3 (R+1) يقع في عين وسارة باستخدام هيكل خرساني مسلح. يتكون التقرير من عدة نصوص، حيث يقدم لكل نصل جزائياً محدداً وحجراً من عملية البناء.

النصل الأول يقدم نظرة عامة على المشروع، ويشرح الأهداف، والتحديات الخاصة بالموقع، وأسباب اختيار الخرسانة المسلحة كمادة أساسية للبناء. النصل الثاني يركز على التحديد الأولي لأبعاد العناصر الهيكلية، ويوفر تلميحاتاً مبدئية للأبعاد المطلوبة لضمان النواثق مع المتطلبات التنظيمية من حيث المقاومة والالتصاف.

في النصل الثالث، يتم التركيز على دراسة وتحديد أبعاد الأرضيات، موضحاً أنواع الأرضيات المستخدمة، والطرق المبتدعة لضمان مقاومتها ودعمتها. النصل الرابع يناقش العناصر الثانوية للمبنى، مثل العتبات والشرفات، وكذلك العناصر الهيكلية الرئيسية مثل الأعمدة والعوارض، وأخيراً الأساسات.

يتم التأكيد من صرامة استخدام معايير تنظيمية، ويسند من أدوات النمذجة المتقدمة لضمان أن الهيكل المقترح سيكون آمناً، مستقراً، ودائماً.

## Summary

This final year project focuses on the design and construction of an F3-type (R+1) residential building located in Ain Oussara, utilizing a reinforced concrete structure. The report is structured into several chapters. The first chapter provides an overview of the project, describing its objectives, site specifics, and the rationale behind choosing reinforced concrete. The second chapter discusses the preliminary sizing of structural elements, providing an initial estimation of the necessary dimensions. The third chapter focuses on the study and sizing of the floors, while the subsequent chapters detail secondary elements, main structural components, and the foundations. By applying rigorous technical standards and using advanced modeling tools, this report aims to ensure that the proposed structure is safe, stable, and durable.

# **Introduction générale**

## Introduction générale

La construction de bâtiments résidentiels implique une série d'études et de calculs précis pour garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité de la structure. Chaque composant de la structure, des fondations aux superstructures, doit être minutieusement conçu pour répondre aux normes et aux réglementations en vigueur. Ce projet de fin d'études porte sur le calcul et le dimensionnement d'un bâtiment d'habitation, avec une attention particulière aux éléments structuraux tels que les fondations, les poutres, les poteaux et les planchers.

L'objectif principal est de présenter une méthodologie complète et rigoureuse pour la conception de ces éléments, en tenant compte des charges permanentes et d'exploitation, ainsi que des contraintes spécifiques liées aux conditions sismiques. En utilisant des logiciels de calcul avancés et en suivant les recommandations des normes CBA 93 et RPA 99/2003, ce travail vise à garantir que la structure proposée soit à la fois robuste et économiquement viable.

Ce rapport est divisé en plusieurs chapitres, chacun traitant d'un aspect crucial de la construction, depuis les études préliminaires jusqu'au dimensionnement détaillé des éléments structuraux.

Le **premier chapitre** présente une vue d'ensemble du projet de construction du bâtiment d'habitation (R+1) à Ain Oussara. Il décrit les objectifs du projet, la portée de l'étude, ainsi que les contraintes et exigences spécifiques liées au site de construction.

Le **deuxième chapitre** est consacré au prédimensionnement des composants structurels. Cette étape implique l'utilisation de formules empiriques pour obtenir une estimation initiale des dimensions des éléments de structure. Ces dimensions préliminaires seront ensuite ajustées pour garantir que les sections satisfont aux exigences réglementaires en termes de résistance, tout en tenant compte des considérations économiques.

Le **troisième chapitre** se concentre sur l'étude et le dimensionnement des planchers, éléments horizontaux cruciaux dans la structuration du bâtiment. Il décrit les différents types de planchers utilisés, les charges qu'ils doivent supporter et les méthodes de calcul appliquées pour assurer leur résistance et leur durabilité. Ce chapitre justifie également le choix des planchers à corps creux pour leur légèreté, leur efficacité en isolation thermique et acoustique, ainsi que leur mise en œuvre simple.

Le **quatrième chapitre** traite des éléments secondaires du bâtiment, tels que l'acrotère et le balcon. Nous y présentons les calculs de charges permanentes et de surcharges d'exploitation, ainsi que le dimensionnement et le ferrailage nécessaires pour garantir la sécurité et l'étanchéité de ces éléments.

Le **cinquième chapitre** se consacre à l'étude des éléments structuraux principaux, tels que les poutres et les poteaux. Ce chapitre détaille les calculs des moments fléchissants et des efforts tranchants, ainsi que les vérifications aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS). Les schémas de ferrailage et les dimensions des armatures adoptées y sont également présentés.

Enfin, le **sixième chapitre** aborde le calcul et le dimensionnement des fondations, en prenant en compte les caractéristiques du sol et les charges appliquées. Ce chapitre détaille la conception des semelles isolées, les calculs de ferrailage et les vérifications de la stabilité et de la sécurité des fondations.

# Chapitre 1

## 1. Introduction

Ce premier chapitre offre une vue d'ensemble du projet de conception des appartements de type F3 (R+1) avec une structure porteuse en béton armé. Nous commencerons par présenter la structure à étudier, en expliquant les raisons derrière le choix du béton armé comme matériau principal et les particularités du site choisi pour l'implantation.

Ensuite, nous passerons en revue les principales normes techniques réglementaires appliquées dans ce projet, garantissant ainsi que toutes les étapes de la conception respectent les exigences de sécurité et de durabilité en vigueur.

Les éléments de construction constitutifs du projet seront également détaillés, incluant les fondations, la superstructure, les murs porteurs, les cloisons, les escaliers et l'enveloppe du bâtiment. Chaque composant sera examiné en termes de rôle et de contribution à la stabilité et à la fonctionnalité globale de la structure.

Par ailleurs, une section sera consacrée aux charges appliquées à la structure, tant statiques que dynamiques, et aux combinaisons de ces charges conformément aux normes réglementaires. Nous examinerons également les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, en particulier le béton et l'acier, et les contraintes limites à respecter.

Enfin, nous présenterons les hypothèses de calcul adoptées pour les états limites ultimes (ELU) et de service (ELS), ainsi que les outils informatiques employés pour la modélisation, l'analyse structurale et la création des plans d'exécution.

Ce chapitre pose les bases de l'ensemble du projet, fournissant les informations essentielles pour comprendre les choix techniques et méthodologiques effectués tout au long de la conception et de la réalisation des appartements.

## 2. Description de la structure proposée:

Notre projet de fin d'études vise à concevoir des appartements de type F3 (R+1) avec une structure porteuse en béton armé. Le choix de ce matériau repose sur deux motivations principales : premièrement, exploiter les nombreux avantages inhérents au béton armé, tels que sa durabilité, sa résistance et sa capacité à être moulé dans diverses formes ; deuxièmement, tirer parti du savoir-faire éprouvé des entreprises de construction locales dans la mise en œuvre de ce matériau.

Le béton armé est largement utilisé dans le domaine de la construction en raison de son rapport coût-efficacité et de sa polyvalence. Il constitue un matériau de prédilection dans notre pays, étant présent dans la majorité des infrastructures de génie civil. Grâce à ses propriétés mécaniques exceptionnelles, il permet de réaliser des structures robustes et durables, capables de résister à diverses sollicitations.

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, le contreventement du bâtiment étudié est conçu avec des portiques. Cette méthode de contreventement est particulièrement efficace pour garantir une répartition uniforme des charges et offrir une résistance optimale aux forces horizontales telles que les vents et les tremblements de terre.

Le site choisi pour l'implantation du bâtiment est la ville de Ain Oussera, qui se distingue par sa faible sismicité, classée en zone I. Cette caractéristique géographique permet d'optimiser la conception structurelle tout en garantissant la sécurité des occupants.

Le bâtiment appartient au groupe d'usage 2, destiné à l'habitation, ce qui implique des normes spécifiques en termes de confort, de sécurité et de fonctionnalité. Les dimensions du plan sont les suivantes : une largeur de 9,42 mètres et une longueur de 31,28 mètres. Chaque étage a une hauteur de 3,06 mètres. La surface au sol du rez-de-chaussée est de 294,66 m<sup>2</sup>, offrant un espace habitable conséquent, et celle de l'étage est également de 294,66 m<sup>2</sup>, assurant une distribution harmonieuse des espaces.

En conclusion, ce projet allie les avantages techniques du béton armé à une conception optimisée pour un site spécifique, tout en répondant aux exigences réglementaires et aux besoins des futurs habitants.

### **3. Les règles techniques réglementaires utilisées comprennent :**

Dans le cadre de ce projet, il est essentiel de se conformer à un ensemble de normes techniques réglementaires afin d'assurer la sécurité, la durabilité et la qualité de la construction. Ces normes régissent divers aspects de la conception et de la construction des structures en béton armé, garantissant que toutes les opérations sont menées selon des standards reconnus. Voici un aperçu des principales normes appliquées :

- **DTR B.C.2.2 : Normes relatives aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.**

Cette norme définit les charges permanentes et les charges d'exploitation auxquelles les structures doivent résister. Les charges permanentes comprennent le poids propre des matériaux de construction, tandis que les charges d'exploitation incluent les charges temporaires dues à l'utilisation de l'espace (meubles, occupants, etc.). Elle assure que la structure est conçue pour supporter les charges prévues de manière sûre et efficace.

- **BAEL91 : Normes de conception et de calcul pour les structures en béton armé.**

Le BAEL (Béton Armé aux États Limites) spécifie les méthodes de conception et de calcul des structures en béton armé. La révision de 1999 intègre les avancées technologiques et les nouvelles connaissances en matière de comportement des matériaux. Elle couvre la résistance à la compression et à la traction, le dimensionnement des sections et la durabilité des structures.

- **CBA 93 : Directives pour la conception et le calcul des structures en béton armé.**

Le CBA 93 fournit des orientations détaillées pour la conception et le calcul des structures en béton armé. Il aborde les techniques de dimensionnement des éléments structuraux et les méthodes d'analyse des forces et des moments. Cette directive garantit la cohérence et la fiabilité des structures en béton armé.

- **RPA99 - version 2003 : Normes parasismiques algériennes révisées en 2003.**

Le RPA (Règlement Parasismique Algérien) établit les critères de conception des bâtiments pour résister aux séismes. La version 2003 améliore la résilience des structures face aux tremblements de terre, avec des recommandations sur le dimensionnement et les dispositions constructives spécifiques. Elle s'assure que les bâtiments peuvent supporter les forces sismiques sans subir de dommages majeurs.

- **DTR B.C.2.33.1 : Normes de calcul pour les fondations superficielles.**

Cette norme définit les méthodes de calcul pour dimensionner les fondations superficielles en fonction des caractéristiques du sol et des charges appliquées. Elle inclut des critères de capacité

portante, de stabilité et de minimisation des tassements. L'application de cette norme assure une base stable et durable pour la structure.

En appliquant ces normes, nous nous assurons que le projet est conforme aux exigences de sécurité et de performance, tout en optimisant la durabilité et la fiabilité de la construction. Ces règles techniques fournissent un cadre essentiel pour la conception et la réalisation de structures en béton armé, garantissant ainsi la qualité et la sécurité du bâtiment proposé.

#### 4. Les principaux éléments d'étude du projet :

Dans cette section, nous examinons en détail les composants fondamentaux de la structure proposée. Ces éléments sont cruciaux pour garantir la stabilité, la durabilité et la fonctionnalité du bâtiment. Chaque composant joue un rôle essentiel dans la transmission des charges et la protection contre les diverses sollicitations environnementales.

- **Les fondations** : Elles constituent l'infrastructure essentielle permettant de transférer efficacement toutes les charges du bâtiment vers le sol. Cela assure la stabilité et la résistance du bâtiment, en évitant de surcharger le sol ou de provoquer des tassements inacceptables.
- **La superstructure** : Responsable de la stabilité globale de la structure, la superstructure supporte les charges appliquées et transmet les sollicitations aux fondations. Ces charges peuvent provenir des charges permanentes, des charges d'exploitation, des forces dues au vent, à la neige, ou d'autres actions.
- **Les murs porteurs** : Ces murs, ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui constituent l'ossature, sont intégrés à la structure pour assurer la rigidité et le soutien nécessaires. Ils supportent les charges verticales et contribuent à la résistance latérale du bâtiment.
- **Les cloisons** : Qu'elles soient intérieures ou constituées de murs de refend, ces structures jouent un rôle dans la division des espaces intérieurs et peuvent également contribuer à la stabilité de la structure principale.
- **Les escaliers** : Essentiels pour assurer la circulation verticale dans le bâtiment, les escaliers doivent être conçus pour garantir la sécurité et l'accessibilité à tous les niveaux de la structure.
- **L'enveloppe** : Comprenant la façade, les pignons et la toiture, l'enveloppe du bâtiment sépare l'intérieur de l'extérieur. Elle protège contre diverses sollicitations telles que la pluie, le vent, la chaleur, le froid, le bruit et la lumière solaire. Son rôle est également crucial pour l'efficacité énergétique du bâtiment.

En intégrant soigneusement chacun de ces éléments, nous visons à concevoir une structure qui non seulement répond aux exigences réglementaires mais aussi offre confort, sécurité et durabilité aux futurs occupants.

#### 5. Éléments de conception du bâtiment :

Dans cette section, nous détaillons les différents éléments de conception du bâtiment, chacun jouant un rôle spécifique dans la fonctionnalité et la stabilité de la structure. Une compréhension approfondie de ces éléments est essentielle pour assurer une construction de haute qualité, répondant aux normes de sécurité et de performance.

## 5.1 Planchers :

Deux types de planchers ont été utilisés : les planchers à corps creux et les planchers-terrasses. Les planchers à corps creux, bien dimensionnés et réalisés avec des matériaux de qualité conformes aux normes de construction, offrent une résistance accrue ainsi qu'une isolation thermique et acoustique efficace. Le plancher-terrasse est conçu avec une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales. Il est composé d'un complexe d'étanchéité comprenant différents éléments tels qu'une isolation thermique, un pare-vapeur, une étanchéité à l'eau et une couche de protection en gravillons. Les balcons sont dotés de dalles pleines pour assurer leur solidité et durabilité.

## 5.2 Escaliers :

La conception des escaliers, proposée par l'architecte, comprend des dalles palières associées à des paillasse en béton armé. Ces escaliers sont essentiels pour assurer la circulation verticale sécurisée et fonctionnelle entre les différents niveaux du bâtiment.

## 5.3 Maçonnerie :

L'enveloppe extérieure du bâtiment est isolée avec une double cloison en briques creuses d'une épaisseur totale de 30 cm (15 + 5 + 10 cm). Les cloisons intérieures de séparation sont également réalisées en briques creuses avec une épaisseur de 10 cm, offrant une bonne isolation et une division optimale des espaces intérieurs.

## 5.4 Revêtements :

Les revêtements jouent un rôle essentiel dans la protection et l'esthétique des surfaces du bâtiment. Ils assurent durabilité et résistance, tout en contribuant à l'apparence globale de l'intérieur et de l'extérieur.

- **Murs et plafonds** : Enduits de mortier de ciment, offrant une finition lisse et durable.
- **Sols** : Revêtus de carreaux de granito, assurant une surface résistante et esthétique.
- **Escaliers** : Recouverts de carreaux de marbre, conférant une apparence élégante et une grande durabilité.

## 6. Les fondations :

Elles forment un système crucial visant à assurer une structure résistante et rigide. Les fondations doivent supporter non seulement les charges verticales, mais aussi les charges sismiques horizontales tout en limitant les tassements différentiels. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment l'ampleur des charges et les caractéristiques géotechniques du sol. Une analyse approfondie du rapport de sol permet de sélectionner le type de fondation le plus approprié, garantissant la stabilité et la durabilité du bâtiment, tout en tenant compte des considérations économiques. Les coffrages utilisés pour les éléments structurels tels que les poteaux, les poutres et les voiles sont en métal ou en bois de haute qualité, tandis que ceux pour les planchers à corps creux et les escaliers sont en bois.

### 6.1 Évaluation des Charges Structurales

L'analyse des charges appliquées à la structure est essentielle pour garantir sa stabilité et sa sécurité. Les charges se répartissent en plusieurs catégories, chacune ayant un impact spécifique sur la

---

conception et le dimensionnement du bâtiment. Une compréhension précise de ces charges permet de concevoir une structure capable de résister aux différentes sollicitations qu'elle pourrait rencontrer au cours de sa durée de vie.

- **Charges statiques** : Elles comprennent le poids propre du bâtiment et de ses éléments principaux, englobant les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q). Ces charges sont constantes et prévisibles, résultant des matériaux de construction et de l'utilisation normale de la structure.
- **Charges dynamiques** : Ces charges se rapportent principalement aux forces sismiques (E) et aux charges de vent (V). Dans notre étude, nous nous concentrons exclusivement sur l'effet des séismes, car l'analyse est de nature statique, et l'impact du vent n'est pas pris en compte.
- **Combinaisons de G, Q et E** : Ces combinaisons sont effectuées conformément aux exigences réglementaires établies par le CBA 93, en se basant sur le calcul aux états limites pour assurer la sécurité et la fiabilité de la structure sous différentes conditions de charge.

**Remarque** : L'effet de la neige est négligé dans notre cas, car la ville de Ain Oussera présente une charge de neige relativement faible. Pour des projets similaires, l'impact des forces sismiques est généralement prépondérant par rapport à celui du vent, et cette considération est intégrée dans notre approche statique de l'étude.

## 6.2 Les charges combinées :

L'évaluation des sollicitations structurelles nécessite l'application de diverses combinaisons de charges. Ces combinaisons permettent d'assurer que la structure peut résister aux différentes conditions auxquelles elle sera exposée. Voici les principales combinaisons d'actions appliquées :

- **Conditions durables** :

$$P_1 = 1,35G + 1,5Q$$

- **Situations de service aux limites de résistance** :

$$P_2 = G + Q$$

**Où** :

**G** : Sollicitations engendrées par les charges permanentes.

**Q** : Sollicitations résultant des charges d'exploitation.

Ces combinaisons sont essentielles pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure sous différentes conditions de charge. Elles permettent de vérifier que la structure peut supporter les charges permanentes et d'exploitation de manière sûre et efficace.

## 7. Propriétés Mécaniques du Béton et de l'Acier de Renforcement

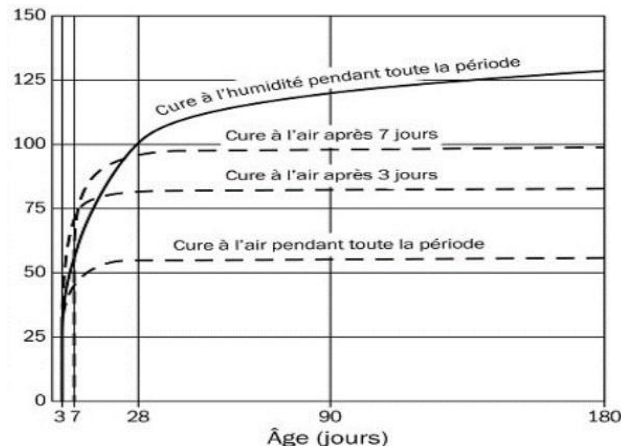
### 7.1 Le Béton

Le béton est un matériau composite composé d'un mélange contrôlé de granulats, de sable, de liant, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour obtenir des caractéristiques spécifiques. Il est couramment utilisé dans la construction, aussi bien pour les bâtiments que pour les infrastructures publiques, en

raison de sa grande résistance à la compression. Cependant, il présente une résistance à la traction relativement faible, ce qui nécessite souvent le renforcement avec des armatures en acier.

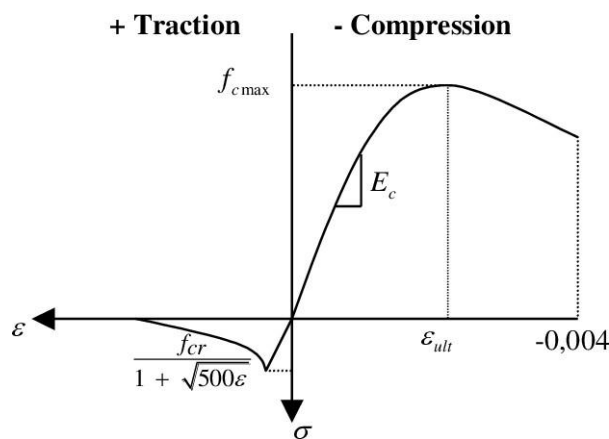
### 7.1.1 Résistances mécaniques du béton :

- **Résistance à la compression ( $f_{cj}$ )** : La résistance à la compression est une caractéristique essentielle pour évaluer un béton. Elle est généralement mesurée à 28 jours ( $f_{c28}$ ) sur des échantillons cylindriques normalisés. Les échantillons ont une base circulaire de diamètre  $\emptyset$  et une section droite de  $200 \text{ cm}^2$ , avec une hauteur égale à  $2 \emptyset$ . Cette mesure est standardisée pour garantir la comparabilité des résultats.



**Figure.1.1** : Résistance a la compression en pourcentage de celle d'un béton soumis a une cure a l'humidité pendant 28jours (a changer)

- **Résistance à la traction ( $f_{tj}$ )** : La résistance à la traction est habituellement évaluée par un test de flexion sur une éprouvette de section carrée. La formule pour calculer  $f_{t28}$  en fonction de  $f_{c28}$  est :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$ .



**Figure 1.2** Loi de comportement du béton en compression et en traction

- **Module de déformation longitudinale** : Le module élastique instantané du béton varie en fonction de son âge, de sa composition et des propriétés mécaniques des agrégats. Selon la norme CBA 93, il peut être calculé par la formule :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$$

Le module différé, quant à lui, est donné par :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$$

### 7.1.2 Contraintes limites du béton :

- **État limite ultime (ELU)** : À l'état limite ultime, la résistance de tous les éléments de construction doit être vérifiée. Cela inclut la stabilité des éléments en tenant compte des effets du second ordre et l'équilibre statique de l'ouvrage. La contrainte ultime du béton en compression est calculée en tenant compte d'un coefficient de sécurité  $\gamma_b$ . La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{bu}}{\gamma_b}$$

Avec  $\gamma_b$  est un coefficient de sécurité

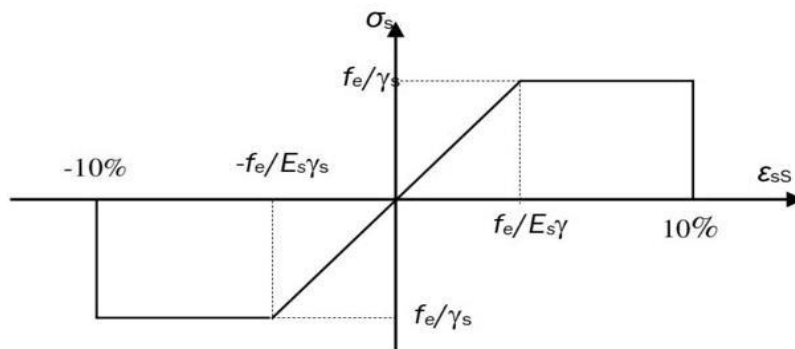
- **État limite de service (ELS)** : L'état limite de service est atteint lorsque la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, sous un chargement donné. Les critères de service incluent la compression du béton, l'ouverture des fissures et la déformation des éléments de la construction. La contrainte de traction admissible est souvent négligée en raison de la faible résistance du béton à la traction comparée à sa résistance à la compression.

## 7.2 Les Armatures dans le Béton Armé

Les armatures en acier sont essentielles pour renforcer le béton, particulièrement dans les zones soumises à des forces de traction. Elles sont également nécessaires dans les parties soumises à compression pour assurer la résistance aux charges prévues. Les armatures en acier sont fabriquées à partir de barres laminées à chaud et de fils étirés à froid. Elles se distinguent généralement par :

- **Barres droites lisses** : Diamètre variant de 5 à 50 mm.
- **Barres droites à haute adhérence** : Diamètre de 6 à 50 mm.
- **Fils à haute adhérence en couronne** : Diamètre de 5 à 25 mm.

Les caractéristiques géométriques, mécaniques et technologiques de l'acier utilisé dans le béton armé sont définies par plusieurs normes, telles que NF A 35-015 pour les aciers soudables lisses, NF A 35-080-1 pour les barres et couronnes à verrous et empreintes, et NF A 35-080-2 pour les treillis soudés. La norme de référence pour les aciers d'armature du béton est la NF EN 10080, tandis que celle pour les armatures du béton est la norme NF A 35-027.



**Figure 1.3 :** Diagramme contrainte déformation d'acier.

### 7.2.1 Limite de contrainte de l'acier :

- **État limite ultime (ELU)** : La contrainte limite de traction de l'acier est définie par  $\sigma=348$ .
- **État limite de service (ELS)** : La contrainte limite de traction de l'acier dépend du type de fissuration. Pour FPN, aucune vérification n'est nécessaire.
  - Pour FPN, aucune vérification n'est nécessaire.
  - Pour FN,  $\bar{\sigma} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{(\eta \cdot ft_{28})})$  MPa.
  - Pour FTN,  $\bar{\sigma} = \min (1/2f_e ; 90 \sqrt{(\eta \cdot ft_{28})})$  MPa.

Pour une compréhension complète des propriétés des matériaux utilisés dans notre projet, nous nous référons aux caractéristiques mécaniques détaillées dans le **Tableau 1.1**. Ce tableau résume les principales valeurs et coefficients appliqués selon les normes BAEL 91 modifié 99. Les caractéristiques incluent la résistance caractéristique du béton ( $f_{c28}$ ), les coefficients de minoration du béton ( $\gamma_b$ ) et de l'acier ( $\gamma_s$ ), ainsi que les contraintes de calcul pour le béton et l'acier à l'état limite ultime (ELU). La fissuration dans la superstructure est également considérée comme peu préjudiciable. Ces valeurs sont essentielles pour le dimensionnement et la vérification de la sécurité et de la durabilité des structures en béton armé.

**Tableau 1.1 :** Caractéristiques des matériaux BAEL 91 modifié 99

-Résistance caractéristique du Béton	$f_{c28}=25$ MPa
-Le coefficient de minoration du béton	$\gamma_b=1,5$
-Limite élastique des aciers	$f_e=400$ MPa
-Le coefficient de minoration des aciers	$\gamma_s =1,15$
-Contrainte de calcul du béton à l'ELU	$\sigma_{bc}=14,17$ MPa
-Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	$\sigma_{st}=347,8$ MPa
-Fissuration	Peu préjudiciable (Superstructure)

### 8. Hypothèses de calcul :

Dans cette section, nous détaillons les hypothèses de calcul fondamentales adoptées pour garantir la sécurité et la stabilité structurelle du bâtiment. Ces hypothèses sont cruciales pour les analyses et les vérifications menées à l'État Limite Ultime (ELU) et à l'État Limite de Service (ELS). Elles permettent de simplifier les modèles de calcul tout en assurant que les résultats reflètent fidèlement le comportement réel des matériaux et des structures sous diverses conditions de charge.

#### • Pour l'État Limite Ultime (ELU) :

- ✓ Le béton en traction est négligé.
- ✓ Les sections planes demeurent planes après déformation.
- ✓ Aucun glissement relatif entre l'acier et le béton n'est considéré.
- ✓ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ en compression simple.

- ✓ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ pour tous les cas.
- ✓ Le diagramme linéaire de déformation de la section passe par l'un des trois pivots A, B, C.

Ces hypothèses permettent de développer des modèles de calcul fiables pour évaluer les performances structurelles aux conditions extrêmes et garantir la sécurité de la conception.

- **Pour l'État Limite de Service (ELS) :**

- ✓ Les hypothèses a, b, c de l'ELU sont maintenues.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- **Pour l'État Limite de Service (ELS) :**

- ✓ Les hypothèses a, b, c de l'État Limite Ultime (ELU) sont maintenues :
  - Le béton en traction est négligé.
  - Les sections planes demeurent planes après déformation.
  - Aucun glissement relatif entre l'acier et le béton n'est considéré.
  - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

Ces hypothèses simplifient les modèles de calcul tout en assurant que la structure peut supporter les charges d'exploitation courantes sans compromettre la sécurité ou le confort des occupants.

## 8.1 Logiciels utilisés :

L'utilisation d'outils informatiques avancés est essentielle pour garantir la précision et l'efficacité dans la conception et l'analyse des structures. Dans le cadre de ce projet, les logiciels suivants ont été employés pour répondre aux exigences spécifiques de modélisation et de création des plans d'exécution :

## 8.2 ROBOT :

### 8.2.1 Description :

ROBOT est un logiciel de modélisation et d'analyse structurale largement utilisé par les ingénieurs civils. Il permet de simuler le comportement des structures sous différentes charges et conditions environnementales.

### 8.2.2 Fonctions clés :

- **Modélisation 3D** : Permet de créer des modèles tridimensionnels complexes des structures en béton armé.
- **Analyse des charges** : Simule les effets des charges statiques et dynamiques, y compris les forces sismiques, les charges de vent, et les charges d'exploitation.
- **Vérification des normes** : Intègre les normes réglementaires locales et internationales pour vérifier la conformité des conceptions structurelles.
- **Optimisation** : Aide à optimiser la conception en termes de matériaux et de coût, tout en garantissant la sécurité et la performance de la structure.

## 8.3 AUTOCAD :

---

### 8.3.1 Description :

AUTOCAD est un logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) utilisé pour la création de plans d'exécution détaillés. Il est essentiel pour la documentation précise des projets de construction.

### 8.3.2 Fonctions clés :

- **Dessins 2D et 3D** : Permet de produire des dessins techniques en deux et trois dimensions avec une précision élevée.
- **Documentation des plans** : Utilisé pour créer des plans d'exécution détaillés, incluant les élévations, les sections, et les détails de construction.
- **Collaboration** : Facilite la collaboration entre les membres de l'équipe de projet en permettant le partage et la modification des dessins en temps réel.
- **Compatibilité** : Compatible avec d'autres logiciels de conception et d'analyse, facilitant ainsi l'intégration des données de modélisation structurale.

Ces outils informatiques jouent un rôle crucial dans la réussite de ce projet en offrant des capacités avancées de modélisation, d'analyse et de documentation, garantissant ainsi que toutes les étapes de la conception et de la construction sont réalisées avec la plus grande précision et efficacité.

## 9. Matériaux Utilisé :

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront en accord avec les normes techniques de conception et de calcul des structures en béton armé

- Béton : Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il en résulte du durcissement de ce mélange un matériau offrant des résistances importantes.
- Ciment : Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> à base de ciment CEMII42.5.
- Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 5$ ) mm
- Gravier de dimension ( $8 \leq D_g \leq 15$ ) mm
- Eau de gâchage : L'eau met en réaction le ciment provoquant ainsi le processus de l'hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Pour 1m<sup>3</sup> de béton, il faut : -350 kg de ciment -850 kg de Sable -1050 kg de gravier -175 L d'eau

## 10. Conclusion

Ce chapitre a fourni une compréhension approfondie des principes et des hypothèses de calcul essentiels à la conception de notre structure en béton armé. Les normes techniques réglementaires, les caractéristiques des matériaux et les méthodes de calcul appliquées ont été clairement définies pour assurer une conception robuste et sécurisée. Cette base théorique et méthodologique permet de progresser avec confiance vers le prédimensionnement des éléments de structure, garantissant ainsi une continuité logique et cohérente dans notre approche de la conception.

# Chapitre 2



## 1. Introduction :

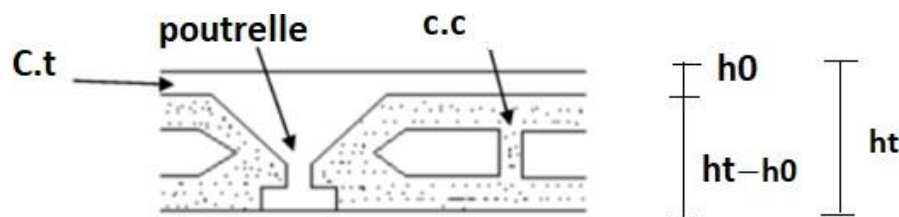
Le deuxième chapitre concerne le prédimensionnement des composants structurels. Ce processus implique l'utilisation de formules empiriques pour obtenir une estimation initiale des dimensions des éléments de structure. Ces dimensions préliminaires seront ensuite ajustées afin de garantir que les sections satisfassent aux exigences réglementaires en termes de résistance, tout en tenant compte des considérations économiques. Le prédimensionnement des composants structurels est essentiel pour intégrer la structure dans le logiciel de calcul.

## 2. Prédimensionnement des éléments porteurs (superstructure) :

### 2.1 Planchers :

Les planchers représentent des surfaces horizontales permettant de délimiter les étages, avec une faible épaisseur 'e' par rapport à leurs dimensions en plan. Leur fonction principale est de supporter les charges et les surcharges, puis de les transmettre aux éléments porteurs, qui dans ce cas sont les portiques. Ils jouent également un rôle de contreventement horizontal en distribuant les efforts sismiques aux portiques (éléments de contreventement vertical) sans se déformer dans leur plan. Étant donné que le bâtiment est destiné à un usage résidentiel, des planchers à corps creux sont adoptés pour des raisons de résistance et d'isolation (thermique et phonique). Ces planchers se composent de:

- **Poutrelles** : éléments de soutien du plancher supportant les éléments de remplissage (C.C) et la table de compression (T.C).
- **Éléments en corps creux (C.C)** : ayant pour fonction de remplir et éventuellement de supporter les charges dans certaines conditions.
- **Table de compression (T.C)** : généralement en béton armé avec un treillis soudé, dont l'épaisseur  $h_0$  varie comme suit :  $4 \text{ cm} \leq h_0 \leq 6 \text{ cm}$ .



**Figure 2.1** : Plancher à corps creux

$h_t$ : épaisseur totale du plancher.

$L$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

**La figure 2.1** : illustre la composition d'un plancher à corps creux, détaillant les éléments de soutien, de remplissage et la table de compression qui permettent une isolation efficace et une répartition optimale des charges.

### 2.1.1 Prédimensionnement des poutrelles pour plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article B. 6. 8. 4. 2. 4).}$$

$l_{max}$ : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$h_t$ : Hauteur totale du plancher

L'équation ci-dessus détermine l'épaisseur minimale requise du plancher en fonction de la portée maximale entre les appuis nus des poutrelles, garantissant ainsi que la flèche reste dans les limites acceptables pour des raisons de sécurité et de performance structurelle.

Donc :

$l_{max} = 502 \text{ cm} - 30 \text{ cm} = 472 \text{ cm}$  ; avec 30 cm : la section minimale des poteaux.

$$1 \rightarrow \frac{l_{max}}{20} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{25}$$

$$\frac{472}{25} \leq h_t \leq \frac{472}{20}$$

$$18,88 \leq h_t \leq 23,6$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$2 \rightarrow h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{472}{22,5}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

Ces calculs montrent le processus de détermination de la hauteur totale du plancher en prenant en compte la section minimale des poteaux, assurant ainsi la conformité aux normes de construction.

On retient un plancher 16+4 cm

#### ○ Résistance au feu :

La vérification de l'épaisseur du plancher pour la résistance au feu assure que les planchers respectent les normes de sécurité incendie, garantissant une protection adéquate en cas de feu.

$h_t > 15 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

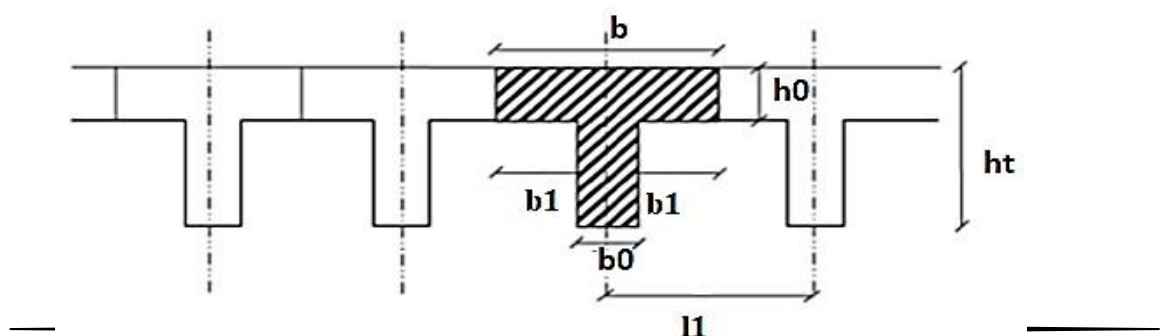
#### ○ Isolation phonique :

L'épaisseur minimale requise pour l'isolation phonique est vérifiée pour s'assurer que les planchers offrent une isolation acoustique suffisante, améliorant ainsi le confort des occupants.

$h_t > 16 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Épaisseur de la table de compression = 4 cm

Épaisseur du corps creux = 16 cm



**Figure 2.2 :** Coupe transversale de la poutrelle.

Cette figure montre une vue en coupe transversale de la poutrelle, mettant en évidence les différentes couches et matériaux utilisés pour fournir à la fois soutien et isolation.

### 2.1.2 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des structures en béton armé ou précontraint préfabriquées ou coulées sur place formant la base d'un plancher. Elles transfèrent les charges et surcharges vers les traverses des portiques. Leur calcul se fait en les considérant comme des poutres en forme de T. (voir Fig.2.3).

#### ○ Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \min \left( \frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right)$$

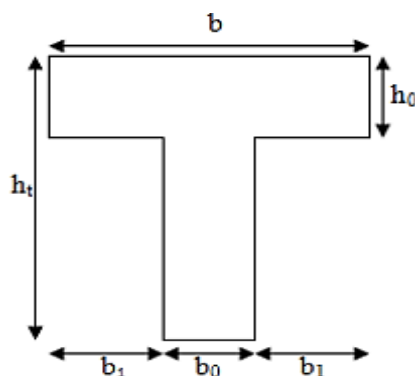
L'équation ci-dessus aide à déterminer la largeur efficace de la table de compression en fonction des dimensions des poutrelles, assurant une répartition uniforme des charges.

$b$  : représente la largeur efficace.

$b_0$  : désigne la largeur de la poutrelle (généralement  $b_0 = 12$  cm).

$l_x$  : correspond à la distance entre les appuis nus des poutrelles

$l_y$  : indique la longueur entre les appuis nus de la travée minimale des poutrelles

**Figure 2.3 :** coupe d'une poutrelle.

Cette figure présente une coupe détaillée d'une poutrelle, illustrant les dimensions et les matériaux de la table de compression ainsi que leur disposition.

#### ○ On a choisi d'utiliser des dalles pleines de 15 cm d'épaisseur pour les balcons.

## 2.2 Poutres :

Les poutres ont des sections transversales de forme rectangulaire ou carrée, conformément aux critères suivants :

- Respect des exigences de rigidité.
- Adhésion aux conditions définies par le R.P.A 99 V2003

### 2.2.1 Poutres principales [P.P] :

Critère de rigidité : d'après BAEL 91 :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

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

Ces équations déterminent les limites de hauteur et de largeur des poutres principales, assurant leur rigidité et conformité aux normes structurelles.

#### Avec :

$h_{pp}$  : Hauteur de la poutre principale.

$b$  : Largeur de la poutre.

$l_{max}$  : Portée maximale entre les appuis nus.  $l_{max} = 4,72$  m

$$\frac{472}{15} \leq h \leq \frac{472}{10}$$

$$31,46 \leq h \leq 47,2$$

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

Ces calculs montrent comment la hauteur optimale de la poutre principale est déterminée, assurant une distribution efficace des charges.

La largeur de **30 cm** est sélectionnée pour correspondre à l'épaisseur des murs périphériques en double paroi. Il est nécessaire de vérifier que cette largeur satisfait aux conditions prévues par le **RPA99 V.2003**.

- **Vérfications des conditions exigées par RPA99 V. 2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$\frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow \text{ok}$$

Ces vérifications confirment que les dimensions des poutres principales respectent les normes du RPA99 V.2003, assurant ainsi leur fiabilité et leur sécurité.

La section choisie pour les poutres principales est de **(30×40) cm<sup>2</sup>**

### 2.2.2 Poutres secondaires [P.S] :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, dans le sens X. Leur hauteur HPS est déterminée en vérifiant la condition de flèche

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec :  $l_{\max} = 4,45 \text{ cm}$ ,

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$29,66 \leq h \leq 44,5$$

On retient  $h = 35 \text{ cm}$

Les calculs pour la hauteur des poutres secondaires sont présentés, assurant que ces éléments structuraux fournissent un soutien adéquat et une rigidité suffisante.

Pour la largeur, une valeur de 30 cm est choisie afin de faciliter le coulage avec la poutre principale.

### Vérifications des conditions exigées par RPA99 V. 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$\frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow \text{ok}$$

Ces vérifications confirment que les dimensions des poutres secondaires respectent les normes du RPA99 V.2003, garantissant leur performance et leur sécurité. La section adoptée pour les poutres secondaires est de  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.1** : Dimensionnement des poutres.

Sens	Poutres	Section ( $\text{cm}^2$ )
Parallèle à (YY)	Principales	30×40
Parallèle à (XX)	Secondaires	30× 35

## 2.3 Poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux est réalisé en vérifiant la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU ( $1,35G + 1,5Q$ ). Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges sur le poteau le plus sollicité selon les critères du CBA93. L'effort normal ultime  $N_u$  exercé sur un poteau doit être supérieur ou égal à la valeur suivante :

$$N_u = \frac{B_r}{8,35}$$

## 2.4 Evaluation des charges et tableaux : G & Q

### 2.4.1 Détermination du NG :

La charge permanente de la structure est calculée selon la formule suivante :

$$N_G = G\{\text{terrasse}\} + G\{\text{étage}\} + (\text{poids propre du poteau et de ses dimensions}).$$

### 2.4.2 Détermination du NQ :

Pour les bâtiments résidentiels R+1, les valeurs des charges d'exploitation sont déterminées conformément aux réglementations en vigueur, et la loi de dégression verticale n'est pas appliquée en raison de l'absence de cumul.

## 2.5 Descentes de charges :

### 2.5.1 Plancher terrasse inaccessible :

**Le tableau 2.2 :** présente les différentes charges permanentes appliquées sur la terrasse, permettant de comprendre la contribution de chaque élément à la charge totale.

**Tableau 2.2 :** Etanchéité type sud.

Éléments	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier bâtard (3à4cm) grillage sur tout la surface	$0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/m}^2$
Protection gravillons (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
Frome de pente (8,5cm)	$0,085 \times 22 = 1,87 \text{ KN/m}^2$
Mortier batard (2cm) grillage sur 60 cm	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Plancher corps creux (16 + 4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en platre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 6,06 \text{ KN/m}^2$

### 2.5.2 Plancher étage courant :

**Le tableau 2.3 :** présente les charges permanentes appliquées sur les étages courants, détaillant les contributions de chaque composant du plancher.

**Tableau 2.3 :** Plancher en corps creux.

Éléments	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	$0,05 \times 15 = 0,75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$0,75 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique	$0,10 \text{ KN/m}^2$
Plancher (16 + 4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 5,53 \text{ KN/m}^2$

**On a :**

- $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ ;  $f_e= 400 \text{ MPa}$  ;  $h_e=3,06 \text{ m}$  ;  $G_t=6,06 \text{ KN/m}^2$  ;  $G_e=5,53 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q_t= 1 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q_e=1,5 \text{ KN/m}^2$ .

Les valeurs de ces paramètres sont essentielles pour le calcul des charges et pour assurer que les matériaux utilisés répondent aux exigences de résistance et de durabilité.

Le Poteau plus sollicité supporte une surface de 13,76 m<sup>2</sup> comme il est indiquée ci-dessous

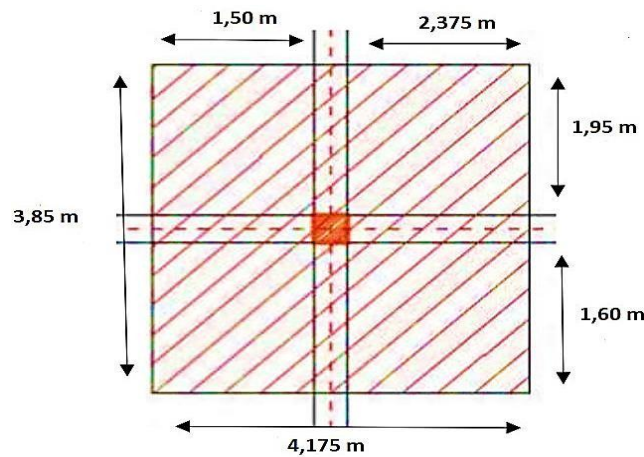


Figure2.4 : La section supporté par le poteau plus sollicité.

- Calculer la charge permanentes on terrasse :

$$N_{GT} = G_t \times s + (a \times b \times l_c \times 25) \times p_c + (a \times b \times l_p \times 25) \times p_p$$

**Avec**

$G_t$ : les charges permanentes appliquées sur la terrasse

$a$  : largeur de poteau

$b$  : longueur de poteau

$l_c$ : longueur de poutre chinage

$p_p$  = poutre principale

$p_c$  = poutre chinage

$$N_{GT} = 6,06 \times 13,76 + (0,3 \times 0,3 \times 3,875 \times 25) \text{chinage} + (0,4 \times 0,3 \times 3,55 \times 25) \text{pp}$$

$$N_{GT} = 104,21 \text{KN}$$

- Calculer la charge permanentes on étage :

$$N_{GE} = G_E \times s + (a \times b \times l_c \times 25) \times p_c + (a \times b \times l_p \times 25) \times p_p + (H_e \times a \times b \times 25)$$

Avec

$G_E$ : les charges permanentes appliquées sur l'étage

$a$  : largeur de poteau

$b$  : longueur de poteau

$l_c$ : longueur de poutre chinage

$p_p$  = poutre principale

$p_c$  = poutre chinage

$H_e$  =Hauteur de bâtiment

$$N_{GE} = 5,53 \times 13,76 + (0,3 \times 0,3 \times 3,875 \times 25) \times p_c + (0,4 \times 0,3 \times 3,55 \times 25) \times p_p + (3,06 \times 0,3 \times 0,3 \times 25)$$

$$N_{GE} = \mathbf{103,80 \text{ KN}}$$

○ **Calculer la Charge d'exploitation on terrasse**

$$N_{QT} = Q_t \times s$$

$$N_{QT} = 1 \times 13,76$$

$$N_{QT} = \mathbf{13,76 \text{ KN}}$$

○ **Calculer la Charge d'exploitation on étage**

$$N_{QE} = Q_E \times S$$

$$N_{QE} = 1,5 \times 13,76$$

$$N_{QE} = \mathbf{20,64 \text{ KN}}$$

○ **Calculer Nu terrasse**

$$N_u = 1,35 \times N_{GT} + 1,5 \times N_{QT}$$

$$N_u = 1,35 \times 104,21 + 1,5 \times 13,76$$

$$N_{uT} = \mathbf{161,32 \text{ KN}}$$

○ **Calculer Nu étage**

$$N_{uE} = 1,35 \times N_{GE} + 1,5 \times N_{QE}$$

$$N_{uE} = 1,35 \times 103,80 + 1,5 \times 20,64$$

$$N_{uE} = \mathbf{171,09 \text{ KN}}$$

○ **Calculer Nu totale**

$$N_u = N_{uT} + N_{uE}$$

$$N_u = 161,32 + 171,09$$

$$N_u = \mathbf{332,41 \text{ KN}}$$

○ **Calcul du Br :**

$$\lambda = 35$$

$$\lambda = 35 \text{ donc } \lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \mathbf{0,708}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\beta = 1,2$$

$$B_r \geq \frac{\beta \times Nu}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 332,41}{\left(\frac{14,17}{0,9} + 0,0085 \frac{400}{1,15}\right)}$$

$$B_r > 398,10 \text{ Cm}^2 \rightarrow B_r = (a-2)^2$$

○ **Dimensionnement du poteau :**

$$a \geq \sqrt{B_r} + 2 = \sqrt{398,10} + 2 = 21,95 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } a = \max(a; b) = \max(21,95; 30) = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

D'où **b** c'est la largeur de la poutre.

Nous voulons une section carrée donc la section retenue pour le **Poteaux est (30 x 30) cm<sup>2</sup>**

**Vérification selon RPA 2003 :**

$$\min(h, b) = 30 \geq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$B > \frac{H_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{30}{30} = 1 \leq 4 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

### 3. Conclusion

Le prédimensionnement des éléments porteurs de la superstructure est une étape cruciale dans la conception et la construction d'un bâtiment résidentiel. Ce chapitre a détaillé les procédures de calcul et les vérifications nécessaires pour assurer la sécurité, la durabilité et l'efficacité des structures, en respectant les normes réglementaires en vigueur.

# Chapitre 3

## 1. Introduction :

Le plancher est un élément horizontal crucial dans la structuration d'un bâtiment, limitant l'espace vertical. Les planchers élastiques se composent d'une dalle principale d'épaisseur uniforme reliée à des poutres secondaires et principales, lesquelles sont à leur tour liées aux éléments de soutien (poteaux). Dans une structure résidentielle, le plancher joue un rôle essentiel en délimitant les étages et en supportant les revêtements de sol. Ses principales fonctions sont les suivantes :

- Assurer une résistance mécanique suffisante pour supporter les charges propres et les surcharges.
- Fournir une isolation acoustique et thermique qui peut être renforcée par l'ajout d'un faux plafond ou d'un revêtement de sol adapté.

## 2. Classification des planchers :

Les planchers observés sont répartis en quatre principales catégories :

- Planchers comprenant une dalle, des poutres secondaires (poutrelles) et des poutres principales.
- Planchers avec des poutrelles parallèles rapprochées.
- Planchers à "hourdis creux" (corps creux).
- Planchers champignon et dalles de plancher.
- La structure étudiée comporte plancher terrasse et étage courant à corps creux

### 2.1 Justification du choix de type de plancher terrasse et étage courant :

Notre choix pour la terrasse et les étages de notre structure s'est porté sur l'utilisation d'un plancher en corps creux, motivé par plusieurs raisons :

- Sa légèreté et son aspect économique.
- L'absence de charges concentrées importantes.
- Ses bonnes performances en isolation thermique et acoustique.
- Sa mise en œuvre simple.

Ce type de plancher se compose des éléments suivants :

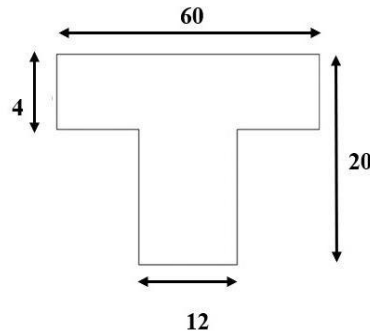
- Des hourdis reposant sur les poutrelles, et éventuellement sur les poutres principales.
- Des poutrelles transmettant les charges du hourdis aux poutres principales.
- Les poutrelles principales, qui supportent les poutres et reposent sur des murs en maçonnerie ou des paliers.

## 3. Dimensionnement des poutrelles :

Les corps creux ont une hauteur de 16 cm et une longueur de 55 cm. La dalle de compression, habituellement épaisse de 4 cm, est renforcée par un simple quadrillage d'armature, généralement sous forme de treillis soudé. L'espacement des nervures est de 60 cm. Les paramètres sont les suivants :

- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

- Longueur du corps creux :  $L_c = 55$  cm
- Espacement entre les nervures :  $b = 60$  cm
- Hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 4$  cm
- Hauteur totale :  $h_t = (16 + 4)$  cm



**Figure 3.1 :** Dimension d'une Poutrelle.

Cette figure montre les dimensions spécifiques d'une poutrelle, illustrant la hauteur, la largeur et l'espacement des nervures, essentiels pour le calcul des charges et la conception structurale.

#### 4. Descentes des charges :

Dans notre cas, la poutrelle support une L de 0,6 m

- **Les charges permanentes : (terrasse) :**

Le **tableau 3.1** récapitule les charges permanentes appliquées à la terrasse, indiquant les contributions spécifiques de chaque matériau pour une évaluation précise des charges totales.

**Tableau 3.1 :** les charge permanentes de terrasse.

Matériaux	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	$0,05 \times 10 = 0,5 \text{ KN/m}^2$
Etanchéité multicouche	<b><math>0,12 \text{ KN/m}^2</math></b>
Protection de l'étanchéité par papier kraft	$0,5 \text{ KN/m}^2$
Forme de pente	$0,1 \times 22 = 2,2 \text{ KN/m}^2$
Isolation thermique (liège)	$0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
Filme par vapeur	$0,05 \text{ KN/m}^2$
Filme polyane	$0,05 \text{ KN/m}^2$
Dalle en corps creux (16 + 4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en platre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	<b><math>G = 6,95 \text{ KN/m}^2</math></b>

- **Les charges d'exploitations (terrasse) :**

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

$$G_T = G_t \times 0,6$$

$$G_T = 6,95 \times 0,6$$

$$G_T = 4,17 \text{ KN/ml}$$

$$Q_T = Q_T \times 0,6$$

$$Q_T = 1 \times 0,6$$

$$Q_T = 0,6 \text{ KN/ml}$$

○ **Les charges permanentes (étage) :**

Le **tableau 3.2** présente les charges permanentes appliquées aux étages, détaillant les matériaux et leurs contributions spécifiques pour une évaluation précise des charges.

**Tableau 3.2:** les charges permanentes de l'étage.

Matériaux	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	$0,05 \times 15 = 0,75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$0,75 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique	$0,10 \text{ KN/m}^2$
Plancher (16 + 4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 5,53 \text{ KN/m}^2$

**Les charges d'exploitations (étage) :  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$**

$$G_E = G_E \times 0,6$$

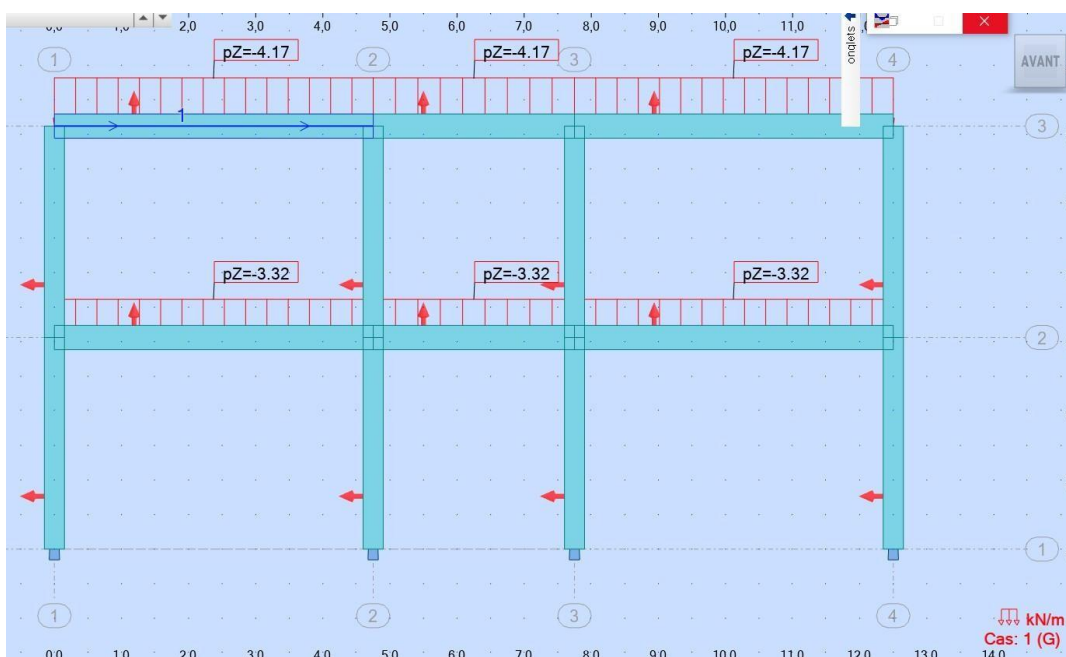
$$G_E = 5,53 \times 0,6$$

$$G_E = 3,32 \text{ KN/ml}$$

$$Q_E = Q_E \times 0,6$$

$$Q_E = 1,5 \times 0,6$$

$$Q_E = 0,9 \text{ KN/ml}$$



**Figure 3.2 :** Diagramme Des charges appliquées



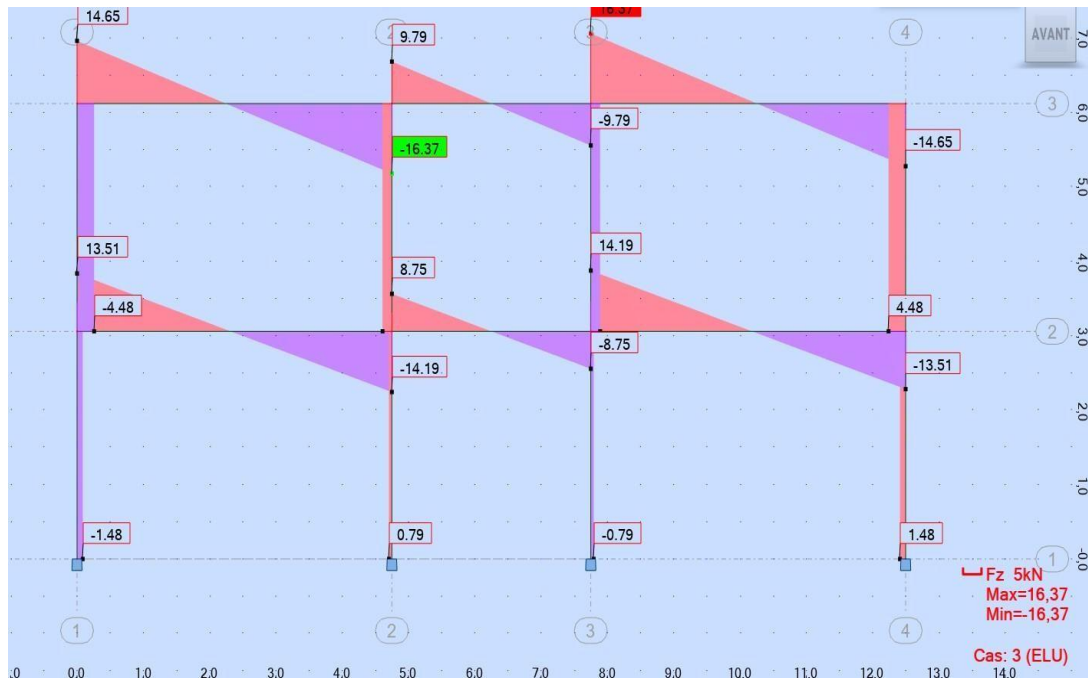


Figure3.4 : Diagramme d'effort tranchant

**6. Ferrailage des poutrelles :**

**Section en T sollicité par flexion simple.**

$M_u \text{ Travée} = 8,70 \text{ KN.m}$  ;  $M_{serTravée} = 6,36 \text{ KN.m}$  ;  $M_u \text{ appui} = 11,81 \text{ KN.m}$  ;  $M_{serappui} = 8,63 \text{ KN.m}$   
 $b = 60 \text{ cm}$  ;  $d = 17,5 \text{ cm}$  ;  $d' = 2,5 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $L = 445 \text{ cm}$

Béton 25 MPa, donc :  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ .

$F_e/\gamma_s = 348 \text{ MPa}$

**On a des barres de haute adhérence, donc :**

$\epsilon_L = 0,668$  ;  $\mu_L = 0,392$  ;  $\alpha_L = 0,737$  ;  $\beta_L = 1,739$

$M_{table} = 60 \times 4 \times (17,5 - 2) \times 14,17$

$M_{table} = 52,713 \times 10^3 \text{ N.m}$

$M_u = 8,70 \times 10^3 \text{ N.m} \leq M_t = 52,713 \times 10^3 \text{ N.m}$

Donc on a une section rectangulaire de dimension 60x20.

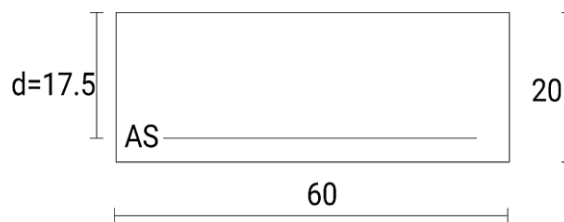


Figure3.5 : section rectangulaire de poutrelle (60x20)

La figure 3.5 montre une section rectangulaire de poutrelle avec les dimensions suivantes :

- o Largeur (b) : 60 cm

- Hauteur totale : 20 cm
- Hauteur utile (d) : 17,5 cm
- Distance à la fibre comprimée (d') : 2,5 cm

La section rectangulaire de 60 cm de large et 20 cm de haut est dimensionnée pour assurer une résistance adéquate aux charges appliquées. La hauteur utile de 17,5 cm permet de déterminer la résistance en flexion, tandis que la distance à la fibre comprimée de 2,5 cm est utilisée pour le calcul des contraintes dans les armatures. Ces dimensions garantissent que la poutrelle peut supporter les moments et les efforts tranchants maximaux tout en respectant les exigences de sécurité et de durabilité.

**Tableau 3.3.** : Ferrailage de la poutrelle.

Elément	M(KN.m)	b <sub>0</sub> (cm)	μ	α	β	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	11,81	12	0,045	0,058	0,977	2,003
Travée	8,70	12	0,033	0,042	0,983	1,45

Le **tableau 3.3** résume les calculs de ferrailage nécessaires pour les poutrelles, en prenant en compte les moments appliqués et les dimensions des sections pour assurer une résistance adéquate.

### 6.1 Condition de non fragilité : BAEL (1.4.2.1) :

La condition de non-fragilité est une exigence essentielle dans la conception des structures en béton armé pour assurer leur sécurité et durabilité. Selon le BAEL (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites), la formule suivante est utilisée pour vérifier cette condition :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Où :

- A<sub>min</sub> : Surface minimale d'armature longitudinale
- b : Largeur de la section en béton
- d : Hauteur utile de la section en béton (distance entre la surface comprimée et le centre de gravité de l'armature tendue)
- f<sub>t28</sub> : Résistance en traction du béton à 28 jours
- f<sub>e</sub> : Résistance de l'acier d'armature

### 6.2 Ferrailage :

- Pour le Travée ou Mu = 8,70 KN.m et A<sub>calc</sub> = 1,45 cm<sup>2</sup> nous avons choisi une section d'acier  
Donc 2 HA 10 qui t'égale 1,57 cm<sup>2</sup>
- Pour l'appui ou Mu = 11,81 KN.m et A<sub>calc</sub> = 2,003 cm<sup>2</sup> nous avons choisi la même section  
Donc 3 HA 10 qui aussi égale 2,35 cm<sup>2</sup>

**Tableau 3.4. :** vérification des contraintes a l'ELS du poutrelle (Travée)

Mser(N.m)	D (cm)	E (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	K (N)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
$6,36 \times 10^3$	0,363	12,69	3,22	4642,59	1,37	4,41	293,45

Le **tableau 3.4** présente les résultats de la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) pour les poutrelles dans la travée. Les paramètres suivants y sont analysés :

**E.L.S.C.B :**

$\sigma_{bc} = 4,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

**E.L.S.O.F :**

$\sigma_{st} = 293,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 400 \text{ MPa (F.P.N)} \rightarrow$  condition vérifiée.

**Tableau 3.5. :** vérification des contraintes a L'ELS du poutrelle (Appui)

Mser(N.m)	D (cm)	E (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	K (N)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
$8,63 \times 10^3$	0,500	17,52	3,72	6731,93	1,28	4,76	264,58

Le tableau 3.5 montre la vérification des contraintes à l'état limite de service pour les poutrelles, confirmant que les contraintes de compression et de traction restent dans les limites de sécurité.

**E.L.S.C.B :**

$\sigma_{bc} = 4,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**E.L.S.O.F :**

$\sigma_{st} = 264,58 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 400 \text{ MPa (FPN)} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**6.3 Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement : Selon la BAEL 91 (A.5.1.1) :

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

Cette équation calcule la contrainte de cisaillement maximale en fonction de l'effort tranchant et des dimensions de la section, assurant que la poutrelle peut supporter les charges appliquées sans défaillance.

$$\tau_u = \frac{16,37 \times 10^3}{120 \times 175} = 0,779 \text{ MPa}$$

Cette contrainte doit être inférieure ou égale la contrainte admissible.

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 ; 5 \right\} \text{ MPa} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc :

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  calcul vérifié

La vérification ci-dessus confirme que la contrainte de cisaillement dans la poutrelle est inférieure à la contrainte admissible, garantissant ainsi la sécurité structurelle

#### 6.4 Diamètre minimale $\phi$ : BAEL91 (A.7.2.2) :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} = 5,71 ; \phi L = 8 ; \frac{b_0}{10} = 12 \right\} \text{mm}$$

L'équation ci-dessus détermine le diamètre minimal des barres d'armature nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité des poutrelles.

$\phi = 8\text{mm}$  par ce que le diamètre 6mm n'est pas disponible.

#### 6.5 L'espace des cadres $S_t$ : BAEL91 (A.5.1, 22) :

Cette équation fixe l'espace maximal des cadres d'armature, garantissant une distribution uniforme des forces et la stabilité structurelle des poutrelles.

$$S_t \leq \min (0,9d = 15,75; 40) \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \frac{1,005 \times 235}{0,4 \times 12} = 49,20 \text{ cm}$$

$$A_t = 2 \times \frac{3,14 \times 8^2}{4} = 1,005 \text{ cm}^2$$

**On adopte:** 4HA6=1,18 cm<sup>2</sup>

$$S_t = \frac{0,8.235 \times 1,005}{12 \times (0,769 - (0,3 \times 2,1))} = 113,27 \text{ Cm}$$

**Donc on prend  $s_t = 15 \text{ cm}$ .**

#### 6.6 Ferrailage de la dalle de compression :

**Selon BAEL91 (B.6.8, 423)**

L'hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

$$A = \frac{4 \times L}{F_e} \text{ (la section des armatures } \perp \text{ aux nervures).}$$

$$A = \frac{4 \times 60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 \text{ on adopted } 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{41}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \text{ on adopted: } 3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisit un treillis soudé TS  $\emptyset 5$  (200. 200) mm<sup>2</sup>

Ces calculs montrent la détermination de la section des barres d'armature pour le quadrillage de la dalle de compression, assurant une répartition uniforme des forces et une performance structurelle optimale.

### 6.7 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424) :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 20/445 \geq 1/22,5 \Rightarrow 0,045 > 0,044 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifier}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0,047 < 0,052 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifier}$$

$$3. \frac{A}{b_0 \times d} \leq 3,6 \times Fe \Rightarrow 2,94/60 \times 17,5 = 0,014 < 0,9 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifier}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

La vérification des conditions de flèche assure que les déformations restent dans les limites acceptables, garantissant la stabilité et la performance à long terme de la dalle de compression.

## 7. Conclusion

L'étude des planchers réalisée dans ce chapitre démontre l'importance de choisir des matériaux et des méthodes de construction adaptés pour garantir la stabilité et la durabilité des structures. Le choix des planchers à corps creux pour notre projet s'est avéré avantageux en raison de leur légèreté, de leur facilité de mise en œuvre et de leurs excellentes performances en termes d'isolation thermique et acoustique. Les calculs de dimensionnement, les vérifications de contraintes et les plans de ferrailage ont permis de valider la conception, assurant que les planchers répondent aux exigences de sécurité et de performance structurelle. En conclusion, une planification rigoureuse et une compréhension approfondie des matériaux et des techniques de construction sont essentielles pour la réussite de tout projet de construction.

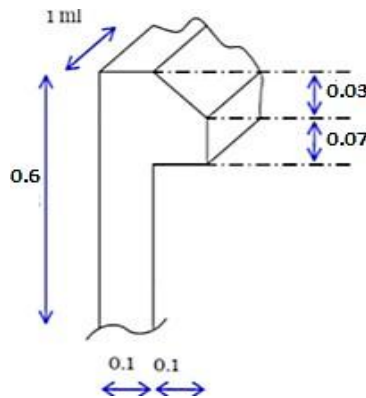
# Chapitre 4



## 1. L'Acrotère

### 1.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé secondaire qui encercle le bord du plancher de la terrasse, assurant ainsi sécurité et étanchéité contre les infiltrations d'eau de pluie. Les fissures apparaissent souvent le long de la jonction entre l'acrotère et la structure de la toiture.



**Figure 4.1** : Acrotère avec son schéma statique

### 1.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

- Section de acrotère :  $S_{acr} = (0,10 \times 0,60) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1) / 2) = 0,0685 m^2$

- La charge permanente d'acrotère :  $G_{acr} = (0,0685 \times 25 \times 1) = 1,712 \text{ KN/ml}$

- La surcharge  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- Enduit ciment :  $g' = 20 \times (0,6 + 0,1 + 0,104 + 0,07 + 0,1 + 0,5) \times 0,01 = 0,294 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- Charge totale :  $G = G_{acr} + g' = 1,712 + 0,294 = 2 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- La détermination des efforts est montrée ci-dessous :

- Moment d'encastrement :  $M_u = 1,35 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN} \cdot m$ ,  $M_{SER} = 0,6 \text{ KN} \cdot m$

- L'effort normal :  $N_u = G = 2 \text{ KN/ml}$ ,  $N_{ser} = G = 2 \text{ KN/ml}$

- L'effort tranchant :  $T_u = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$ ,  $T_{ser} = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$

### 1.3 Calculer de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$ , et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$ . On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

#### Armatures longitudinales :

#### État limite ultime (ELU) :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{Nu} = 0,9 / 2 = 0,45 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 0,1 / 2 = 0,05 \text{ m}$$

$$e = \max(e_0, \frac{h}{2}) = 0,45 \text{ m}$$

Le centre de pression se situe en dehors de la section, où la partie de la section est soumise à une compression partielle. En conséquence, elle sera calculée en flexion simple, soumise à un moment  $M_1$  égal au moment par rapport aux armatures tendues.

#### Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + Nu \times (\frac{h}{2} - c) = 0,9 + 2 \times (\frac{0,1}{2} - 0,003) = 0,94 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$$U = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07^2 \times 14,16} = 0,0288$$

$$\text{On a } U_L = 0,392$$

$$U \leq U_L \Rightarrow A_s' = 0$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1,25 \times (\sqrt{1 - 2(0,0288)}) = 0,0365$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,0365) = 0,9854$$

$$cst = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{2 \times 10^{-3}}{0,985 \times 0,07 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2$$

#### État limite de service (ELS):

##### Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min\{266,66 ; 201,63\} \Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\check{k}_1 = \frac{\sigma_s}{15 \sigma_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\check{\alpha} = \frac{1}{1 + \check{k}_1} = \frac{1}{1 + 0,896} = 0,527$$

$$U_{rb} = (1 - \frac{\check{\alpha}}{3}) \frac{\check{\alpha}}{2} = (1 - \frac{0,527}{3}) \times \frac{0,527}{2} = 0,217$$

$$M_{rb} = 0,217 \times 100 \times 7^2 \times 15 = 15,94 \text{ KN.m}$$

$0,6 < 15,94 \text{ KN} \rightarrow$  verifiere

$$U_1 = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07^2 \times 201,63} = 6,07 \times 10^{-4} = 0,000607$$

$B = 0,955$

$$A_s = \frac{0,6}{0,995 \times 7^2 \times 201,63} = 0,63 \text{ cm}^2$$

**Condition de fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times 7^2 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \max\{0,1 ; 0,84 ; 0,63\} = 0,84 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$

**Calcul d'armature transversal :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Choix:  $A_t = 3\text{HA}6 = 0,85 \text{ cm}^2$

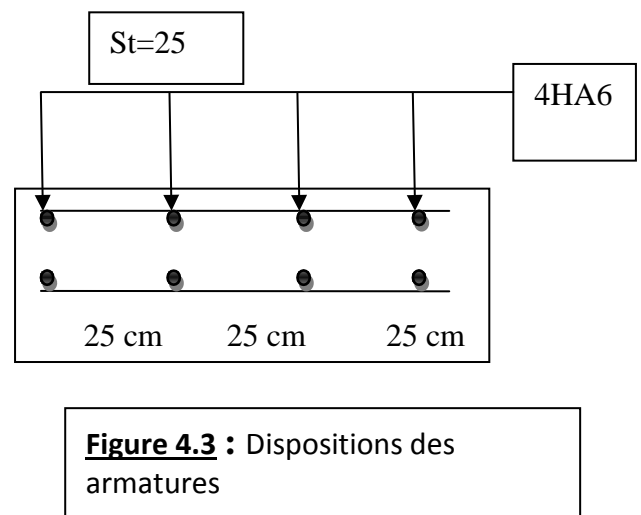
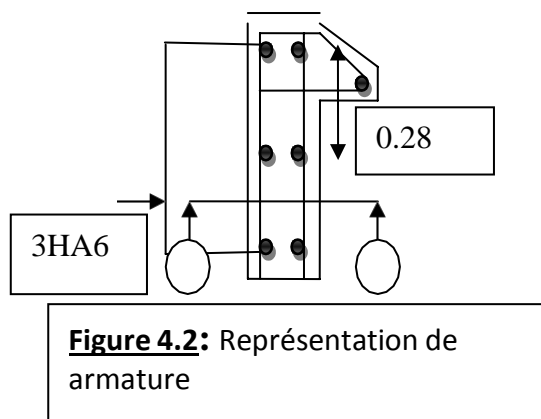
**Espacement des armatures :**

$$St = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \frac{\varnothing}{10} \right\} = \min\{0,28 ; 10 ; 0,6\}$$

$St = 0,28 \text{ m}$

Espacement des armatures :  $A_1 = 4\text{HA}6$  donc  $St = 100/4 = 25\text{cm}$

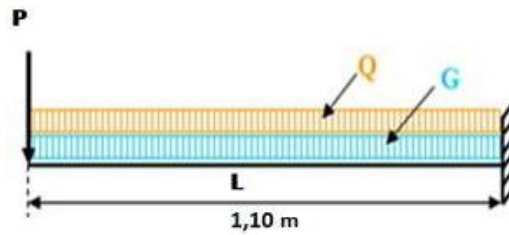
$A_t = 3\text{HA}6$  donc  $St = 20\text{cm}$



## 2. Calcul des dalles pleines : Balcon

### 2.1 Définition :

Le balcon est un élément proéminent du bâtiment et une dalle en béton armé sous la forme d'une dalle solide qui fonctionne dans la courbure du numérateur et qui est exposée à des forces externes. Il joue un rôle important dans l'apparence architecturale et augmente la surface utile du bâtiment.



**Figure 4.4:** Charger de balcon.

## 2.2 Les charges de balcon.

Ce tableau récapitule les charges permanentes appliquées sur le balcon. Chaque matériau est listé avec sa densité ( $\rho$ ) et la charge correspondante ( $G$  et  $P$ ) calculée en fonction de l'épaisseur et de la densité du matériau.

**Tableau 4.1 :** la charge permanente de balcon.

Matériaux	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN)
Carrelage	22×0,02	0,44
Mortier de pose	20×0,03	0,60
Dalle plane	25×0,15	3,75
Enduit de ciment	18×0,02	0,36
		G=5,15 KN

La charge exploitation  $Q = 3,5$  KN/ml

**Tableau 4.2:** la charge permanente de balcon.

Matériaux	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	P(KN)
Poids de murs	9×1×0,1	0,9
Enduit de ciment	0,18×2	0,36
		P=1,26 KN

## 2.3 Calcul du moment :

- **Moment dû aux charges d'exploitation :**

$$M_q = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{3,5 \times 1,1^2}{2}$$

$$M_q = 2,1175 \text{ KN.m}$$

- **Moment dû aux charges permanentes :**

$$M_g = \frac{5,15 \times 1,1^2}{2}$$

$$M_g = 3,115 \text{ KN.m}$$

- **Moment dû au poids des murs :**

$$M_p = p.L = 1,26 \times 1,1 \text{ KN.m}$$

$$M_p=1,38 \text{ KN.m}$$

## 2.4 Calcul d'effort tranchant :

**Effort tranchant dû aux charges d'exploitation :**

$$V_Q = Q \times L = 3,5 \times 1,1 \text{ KN.m}$$

$$V_Q = 3,85 \text{ KN.}$$

**Effort tranchant dû aux charges permanentes :**

$$V_G = G \times L = 5,15 \times 1,1 \text{ KN.m}$$

$$V_G = 5,66 \text{ KN.}$$

**Effort tranchant dû au poids des murs :**

$$V_P = P = 1,26 \text{ KN.}$$

## 2.5 Combinaison des moments :

**État Limite Ultime (ELU)**

$$M_u = 1,35 \times (M_G + M_P) + 1,5(M_Q) = 1,35 \times (3,115 + 1,38) + 1,5 \times 2,1175 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 9,244 \text{ KN.m}$$

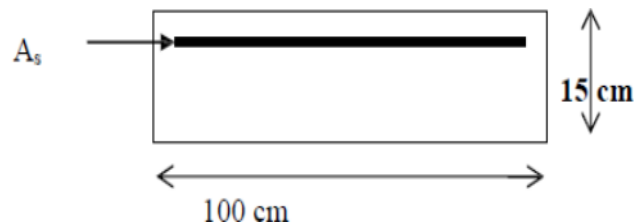
**État Limite de Service (ELS) :**

$$M_s = M_G + M_Q + M_P = 3,115 + 2,1175 + 1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 6,61 \text{ KN.m}$$

## 2.6 Calculer de ferrailage :

Pour une bande de 1m



**Figure 4.5 : Section d'escalier**

La Figure 4.5 est Section schéma Pour nous aider à calculer la surface de ferrailage.

**Calcul État Limite Ultime (ELU) :**

**Tableau 4.3. : Calcul L'ELU des contraintes du balcon**

Elément	M(KN.m)	b <sub>0</sub> (cm)	μ	α	Q	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	8,42	100	0,0334	1,20	0,517	3,55

Ce tableau présente les résultats de la contrainte à l'état limite d'Ultime (ELU) pour le balcon. Il montre la méthode de calcul du renforcement du balcon.

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,0334$$

$$\mu = 0,0334 \leq \mu_L = 0,392$$

Donc  $A's = 0$

On adopte :

$$\mathbf{5HA10} = 3,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 1,35 \times (V_G + V_P) + 1,5 (V_Q) = 1,35 \times (5,66 + 1,26) + 1,5 \times 3,85 \text{ KN}$$

$$V_u = 13,425 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartitions :**

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

on prend 5HA8 = 2.51 cm

La distance entre les barres :

-dans le sens principal  $b = 1 \text{ m}$  :

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

-dans le sens secondaire :

$$St = \frac{110}{4} = 27.5 \text{ cm}$$

Donc  $St = 30 \text{ cm}$

**Vérification État Limite de Service (ELS) :**

Les données :

$$M_{ser} = 6,61 \text{ KN.m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,135 \text{ m} ; \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

**Tableau 4.4 :** vérification à l'ELS des contraintes du balcon

$M_{ser}$ (N.M)	D(cm)	E(cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	I(cm <sup>2</sup> )	K(N)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
$6,61 \times 10^3$	0,590	15,91	3,44	7322,87	0,902	3,105	136,11

Ce tableau présente les résultats de la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) pour le balcon. Il montre les moments de service, les contraintes de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ), et les contraintes de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ ).

**E.L.S.C.B:**

$\sigma_{bc} = 3,105 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

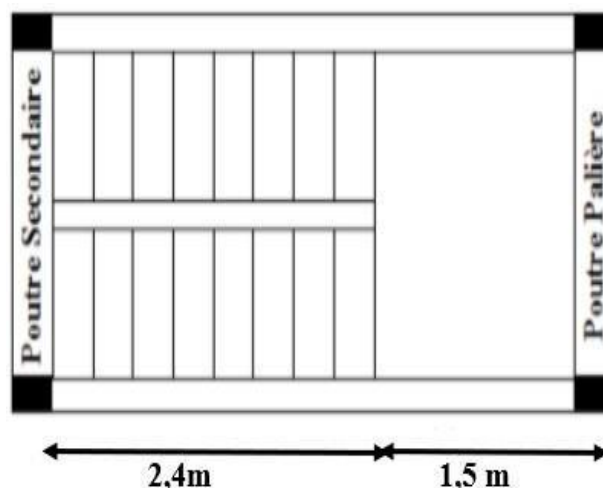
**E.L.S.O.F :**

$\sigma_{st} = 136,11 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

### 3. Les Escaliers :

#### 3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments essentiels dans les bâtiments. Ils permettent de passer d'un niveau à un autre à pied et constituent un élément qui relie les étages. Ils peuvent être fabriqués avec divers matériaux tels que la pierre, le bois, le métal ou le béton armé, en tenant compte de la facilité de déplacement.



**Figure4.7 :** vue en plan d'escalier

Cette **figure4.7** représente une vue en plan de l'escalier, montrant la disposition des marches et des contremarches ainsi que la configuration globale de l'escalier dans le bâtiment.

La vue en plan est essentielle pour comprendre la géométrie de l'escalier et sa connexion avec les différents niveaux du bâtiment. Elle permet de vérifier que l'escalier est conforme aux normes de dimensionnement et assure une circulation fluide et sécurisée entre les étages.

#### **Dimensionnement :**

La formule de BLONDEL pour le dimensionnement des marches ( $g$ ) et des contre marches ( $h$ ) peut être reformulée comme suit :  $59 \leq g+2h \leq 66$

$g$  : giron (largeur de la marche) : 30cm

$n$  : nombre de contremarches : 18

$n-1$  : nombre de marches : 17

$$\tan\alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

$\alpha$  : angle de l'inclinaison d'escalier

**Longueur de Palier** :  $L_p = 1,5$  m

**Longueur de Volée** :  $L_v = 2,7$  m

**L'épaisseur** :  $e = \frac{L_p + L_v}{25} = 15$  cm

### 3.2 Calcul du ferrailage :

**Palier** : les charge de tiroirs on palier

**Tableau 4.5 : Charge permanente et surcharge de Palier**

N°	Elément	Epaisseur(m)	Mv (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
03	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
04	Dalle de compression	0,15	25,00	3,75
05	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				G=5,27 (kN/m <sup>2</sup> )
				Q=2,50 (KN/m <sup>2</sup> )

Ce tableau liste les différentes charges permanentes appliquées sur le palier de l'escalier. Chaque matériau est associé à son épaisseur et sa densité pour calculer le poids total par mètre carré.

**Volée** : les charge de tiroirs on volée

Le tableau 4.6 liste les différentes charges permanentes appliquées sur le Volée de l'escalier. Chaque matériau est associé à son épaisseur et sa densité pour calculer le poids total par mètre carré.

**Tableau 4.6 : Charge permanente et surcharge de Volée**

N°	Elément	Epaisseur(m)	Mv (kN/m <sup>3</sup> )	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
03	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
04	Marche	0,085	25,00	2,125
05	Paillasse	0,15	25,00	3,75
06	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
07	Garde-corps	1,00	0,69	0,69
				G=10,21 (kN/m <sup>2</sup> )

$Q=2.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

**Les sollicitations :**

**Pour palier :**

$q_u=1,35 \times G+1,5 \times Q=10,86 \text{ KN/m.}$

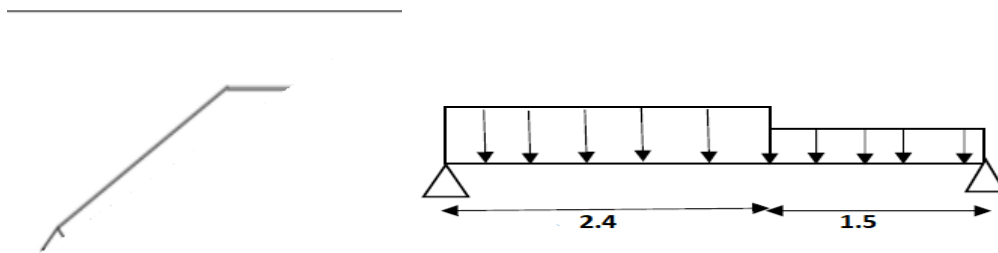
$q_{ser}=G+Q=7,77 \text{ KN/m.}$

**Pour volée :**

$q_u=1,35 \times G+1,5 \times Q=17,53 \text{ KN/m.}$

$q_{ser}=G+Q=12,71 \text{ KN/m.}$

La figure 4.8 présente le schéma statique de l'escalier, illustrant les forces appliquées et les réactions aux appuis. Elle montre la répartition des charges et les moments fléchissant tout au long de l'escalier.

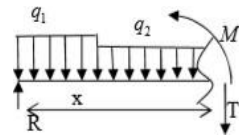


**Figure 4.8 :** schéma statique de l'escalier

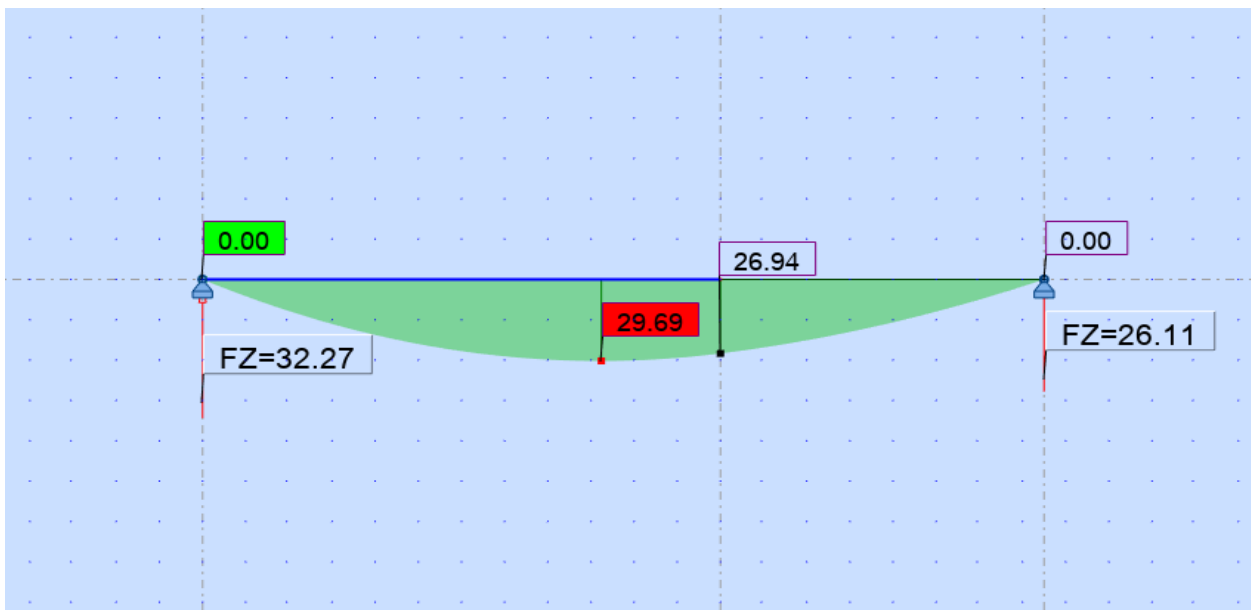
Le schéma statique est indispensable pour comprendre comment les charges sont transmises et distribuées dans l'escalier. Il aide à visualiser les points critiques où les armatures doivent être renforcées pour garantir la stabilité et la sécurité de l'escalier.

**Tableau 4.7 :** Calcul les sollicitations

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) :ELU	Moment fléchissant (M)	Effort tranchant (T) : ELS	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.4$		$T(x) = RA - q_1 \cdot x$ $X=0 \Rightarrow$ $T(x) = RA =$ $32.27 \text{ KN}$	$M(x) = -RA \cdot x +$ $q_1 \cdot x^2 / 2$ $X=0 \Rightarrow M(x) = 0$	$X=0 \Rightarrow T(x) =$ $23.36 \text{ KN}$ $X=2.4 \Rightarrow$ $T(x) = -7.14 \text{ KN}$	$X=0 \Rightarrow M(x) = 0$ $X=2.4 \Rightarrow M(x) =$ $-19.46 \text{ KN.m}$

		$X=2.4 \Rightarrow$ $T(x)=-9.81 \text{ KN}$	$X=2.4 \Rightarrow M(x)=$ $-26.94 \text{ KN.m}$		
$2.4 \leq x \leq 3.9$		$T(x)=-$ $17.53.2.4-$ $q2(x-2.4)$ $X=2.4 \Rightarrow T(x)=$ $-9.81 \text{ KN}$ $X=3.9 \Rightarrow T(x)=$ $26.11 \text{ KN}$	$M(x)=- RA.x-$ $q1.2.4(x-1.2) -$ $q2(x-2.4)^2$ $X=2.4 \Rightarrow M(x)=$ $-26.94 \text{ KN.m}$ $X=3.9 \Rightarrow M(x)=$ $0 \text{ KN.m}$	$X=2.4 \Rightarrow T(x)=$ $7.14 \text{ KN}$ $X=3.9 \Rightarrow T(x)=$ $18.80 \text{ KN}$	$X=2.4 \Rightarrow M(x)=$ $-19.46 \text{ KN.m}$ $X=4.1 \Rightarrow M(x)=$ $0 \text{ KN.m}$

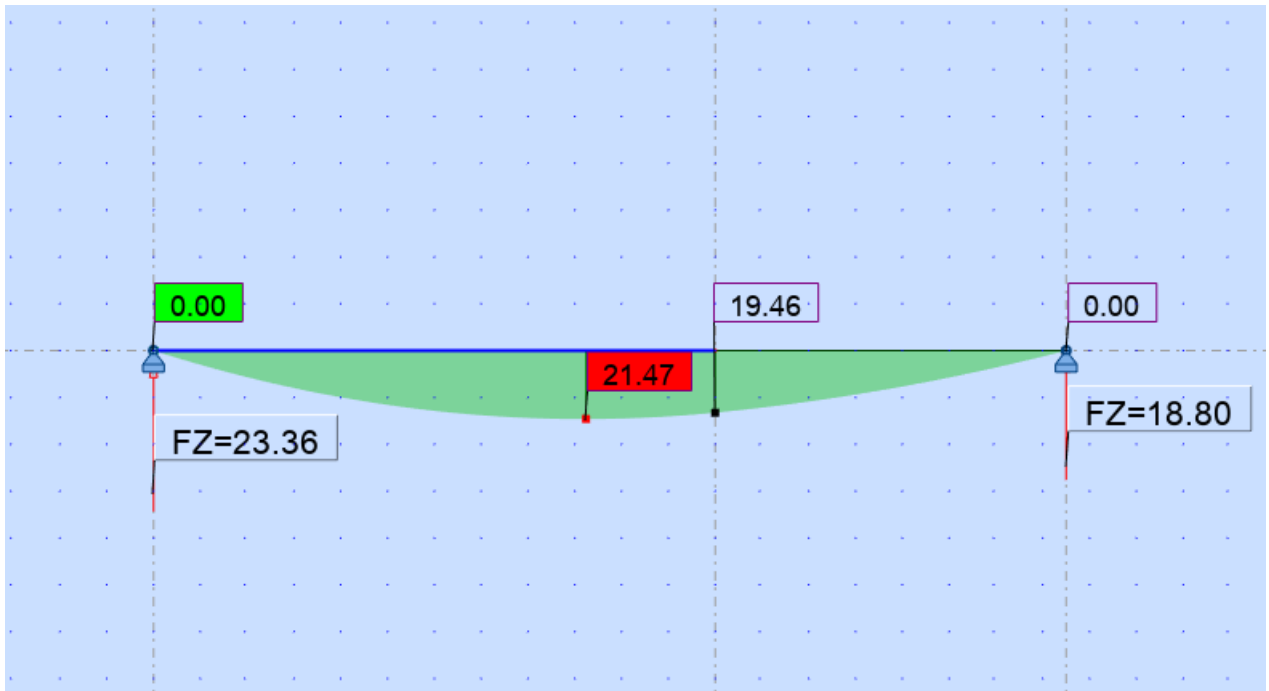
La Figure 4.9 illustre le schéma des efforts à l'état limite ultime (ELU) pour l'escalier. Ce schéma montre comment les charges permanentes et d'exploitation maximales sont appliquées et distribuées sur l'escalier. Les efforts tranchants et les moments fléchissant maximaux sont indiqués pour chaque section de l'escalier.



**Figure4.9 :** schéma ELU

Ce schéma est essentiel pour le dimensionnement des armatures dans les escaliers. En visualisant les points où les efforts tranchants et les moments fléchissant sont les plus élevés. Les valeurs maximales des moments et des efforts tranchants, telles qu'indiquées dans le schéma, servent de base pour calculer la section d'acier nécessaire dans chaque partie de l'escalier. Ce processus garantit la sécurité structurelle et la durabilité de l'escalier sous des conditions de charge extrêmes.

La Figure4.10 présente le schéma des efforts à l'état limite de service (ELS) pour l'escalier. Ce schéma montre comment les charges permanentes et d'exploitation, sans majoration, sont appliquées et distribuées sur l'escalier. Les efforts tranchants et les moments fléchissant de service sont indiqués pour chaque section de l'escalier.



**Figure4.10 :** schéma ELS

Les valeurs de service extraites de ce schéma sont comparées aux contraintes admissibles pour le béton et l'acier, garantissant ainsi que l'escalier est conçu pour fonctionner correctement et en toute sécurité tout au long de sa durée de vie.

**Les Moments :**

$$M_u \max = 29.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 29,69 = 25,24 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,3 \times 29,69 = 8,90 \text{ KN.m}$$

$$V_u \max = 32,27 \text{ KN}$$

$$M_{ser \max} = 21,47 \text{ KN.m}$$

$$T_s \max = 23,36 \text{ KN.}$$

**Les hypothèses de calcul :**

\_ Fissuration : peu nuisible

\_ Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$

\_ Acier : F<sub>e</sub>400.

\_  $d' = 2,5 \text{ cm}$

$$\sigma_s = \min (23f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}).$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_u}{bdf_{bu}} \Rightarrow \mu_1 = 0,115$$

$$\mu_1 < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,115)}) = 0,153$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times (0,153) = 0,938$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_{st} \Rightarrow A_s = 6,73 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2.$$

On a  $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$  vérification de ELSCB

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1,38 ; \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + f_{c28} / 100 = 0,44 \text{ vérifier} \Rightarrow \text{ELSCB OK}$$

### **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 bdf_{t28} / f_e.$$

$$A_s > 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$. r_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow r_u = 0,239 \text{ Mpa.}$$

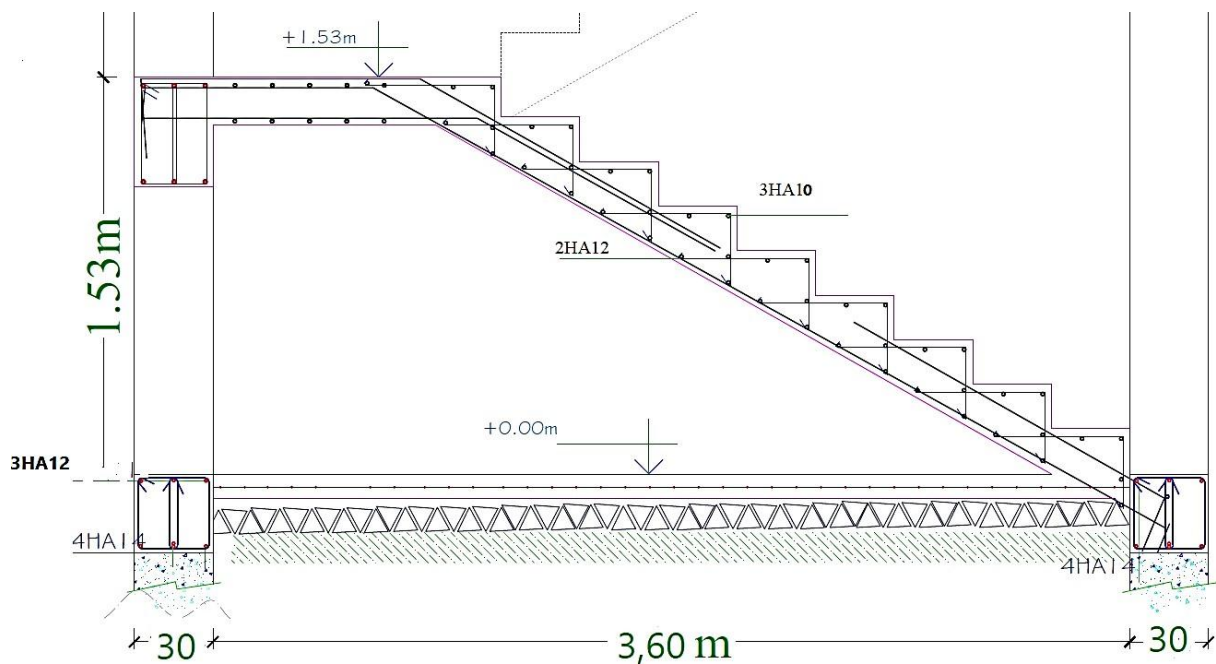
$$r_u = \min [0,20 \times f_{cj} / \gamma_b ; 5] \Rightarrow r_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$r_u < r_u \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Tableau 4.8 : de choix du ferrailage**

Moment max (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Chois de $A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_r = A_s / 4$	Chois de $A_r$ :
Travées $M=25,24$	$5,66 \text{ cm}^2$	4HA14= $6,16 \text{ cm}^2$ St=20cm	$1,63 \text{ cm}^2$	$1,54 \text{ cm}^2$ St=30cm	3HA10= $2,36 \text{ cm}^2$
Appuis $M=8,90$	$1,93 \text{ cm}^2$	3HA10= $2,36 \text{ cm}^2$ St=25cm	$1,63 \text{ cm}^2$	$0,59 \text{ cm}^2$ St=30cm	2HA12= $2,26 \text{ cm}^2$

Après avoir choisi le ferrailage dans le tableau précédent, nous avons dessiné le ferrailage l'escalier.



**Figure 4.11 :** ferrailage de l'escalier

#### 4. Conclusion

Ce chapitre a mis en lumière l'importance cruciale des éléments secondaires dans la conception structurelle, notamment les acrotères, les balcons et les escaliers. Ces composants, bien que souvent considérés comme accessoires, jouent un rôle vital dans la stabilité, la sécurité, et la fonctionnalité globale d'un bâtiment.

Nous avons détaillé les étapes de dimensionnement et de ferrailage pour chacun de ces éléments, en suivant rigoureusement les normes de construction et les recommandations spécifiques (CBA.93 et RPA 99/2003). Les évaluations des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ont permis de déterminer les efforts critiques, tels que les moments fléchissants, les efforts normaux et les efforts tranchants, auxquels ces structures sont soumises.

Les calculs de ferrailage ont été effectués pour garantir que chaque élément secondaire peut supporter les charges appliquées sans risque de défaillance. Les vérifications des contraintes à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) ont confirmé que les sections d'acier choisies respectent les critères de sécurité et de performance structurelle.

Les tableaux et figures présentés dans ce chapitre illustrent clairement les dimensions, les sollicitations, et les armatures requises pour chaque élément secondaire. Ces outils visuels facilitent la compréhension des processus de calcul et des décisions de dimensionnement.

# Chapitre 5



## 1. Introduction :

En comprenant les sollicitations auxquelles sont exposés les divers éléments structuraux de notre ouvrage, il devient possible d'entreprendre leur ferrailage. Celui-ci se fait conformément aux règles CBA.93 intitulées "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" ainsi qu'aux normes parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/2003). Les objectifs du ferrailage consistent à déterminer les sections d'acier nécessaires pour garantir les critères de résistance, de ductilité et de stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage, notamment les poteaux et les poutres. Pour assurer une sécurité face à un risque standard, les règles prévoient des combinaisons d'actions qui tendent vers les conditions les plus défavorables, induisant des intensités d'efforts maximales pour la structure. Ces objectifs visent à garantir une protection adéquate des vies humaines et des constructions contre les effets des sollicitations.

## 2. FERRAILAGE DES POUTRES :

Les poutres sont sujettes aux moments fléchissant et aux efforts tranchants et sont donc calculées en flexion simple. Leur ferrailage est déterminé en réponse aux sollicitations les plus défavorables dans les deux directions. Dans notre structure, nous avons deux types de poutres : des poutres principales mesurant 30 x 40 cm<sup>2</sup> dans le sens Y et des poutres secondaires mesurant 30 x 35 cm<sup>2</sup> dans le sens X.



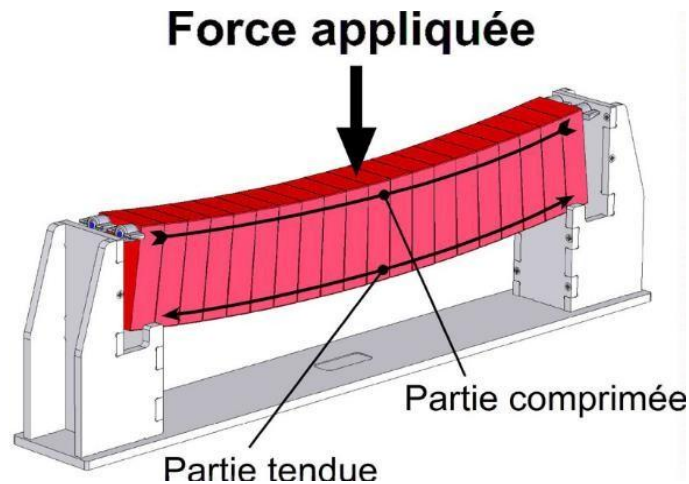
**Figure 5.1 :** Figure de poutre principale.

### 2.1 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :

**Tableau 5.1. :** Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Cas des contraintes				
Situation durable	Contrainte de béton (MPa)	$\sigma_{bc}=0,85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1,5$	$\sigma_{bc} = 14,2$
	Contrainte d'acier (MPa)	$\sigma_s = Fe / \gamma_s$	$\gamma_s = 1,15$	$\sigma_s = 348$
Situation Accidentelle	Contrainte de béton (MPa)	$\sigma_{bc}=0,85 f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1,15$	$\sigma_{bc} = 18,2$
	Contrainte d'acier (MPa)	$\sigma_s = Fe / \gamma_s$	$\gamma_s = 1,00$	$\sigma_s = 400$

Ce tableau présente les contraintes caractéristiques du béton et de l'acier pour des situations durables et accidentelles. Pour les situations durables, les contraintes de béton et d'acier sont calculées avec des coefficients de sécurité plus élevés ( $\gamma_b = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$ ), aboutissant à des contraintes respectives de 14,2 MPa pour le béton et 348 MPa pour l'acier. En situation accidentelle, les coefficients de sécurité sont réduits ( $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1,00$ ), permettant des contraintes plus élevées : 18,2 MPa pour le béton et 400 MPa pour l'acier. Ces valeurs sont essentielles pour garantir que les matériaux utilisés dans la construction peuvent supporter les charges appliquées dans différentes conditions.



**Figure5.2** : Figure de charge appliqué sur une poutre

La **figure5.2** montrant comment la force est appliquée à Poutre.

## 2.2 Combinaison des charges :

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

- ELU :  $1,35G+1,5Q$
- ELS :  $G+Q$

La section d'armature finale  $A = \max (A \text{ calcul} ; ACNF ; ARPA)$  tel que :

- A calcul : section d'armature calculée en flexion simple.
- ACNF : Conditionne de non fragilité :  $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{F_e}\right)$
- ARPA : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P65).

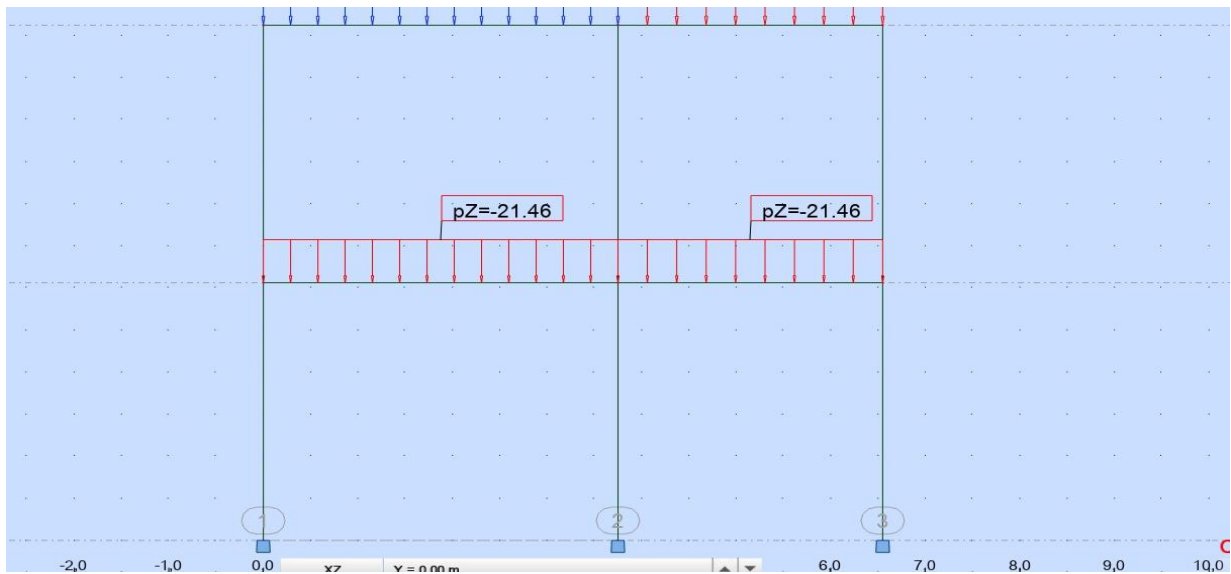
- **Armatures longitudinales :**

1. Un minimum de 0,5 % de la section totale de la poutre doit être constitué d'acier longitudinal sur toute sa largeur.
2. Le pourcentage maximal d'acier est de 4 % dans les zones standards et de 6 % dans les zones de recouvrement.
3. La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone I).
4. Les cadres des nœuds, agencés comme des armatures transversales des poteaux, sont composés de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

- **Armatures transversales :**

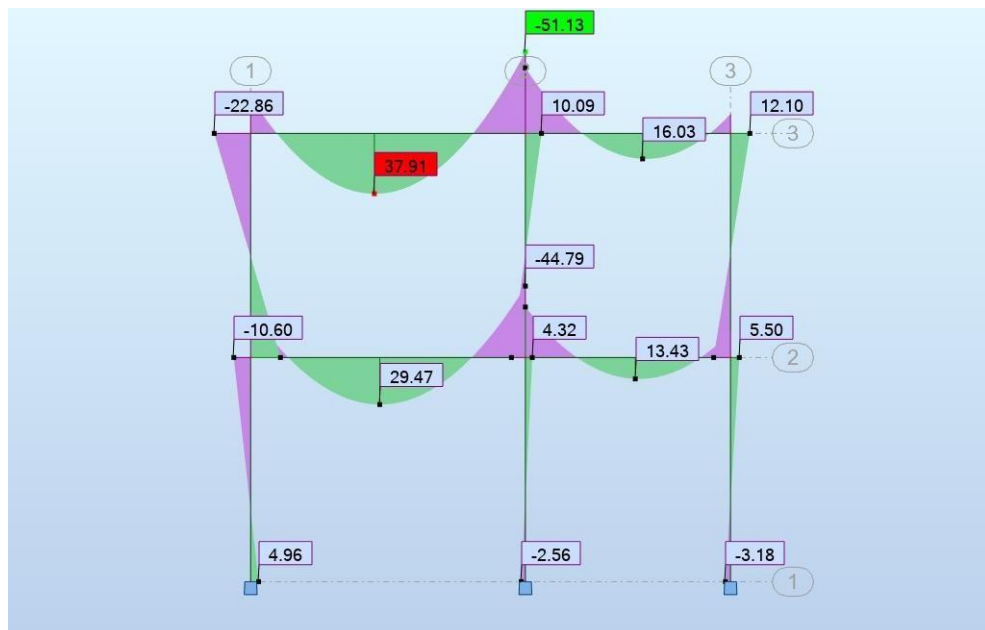
- La quantité d'armatures transversales est définie comme suit :  $A_t = 0,003 \times S \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé selon les critères suivants :
  - Dans la zone nodale et en travée, si des armatures comprimées sont nécessaires, les règles parasismiques requièrent un minimum de " $h/4 ; 12\phi$ ".
  - En dehors de la zone nodale, l'espacement doit être tel que «  $s \leq h/2$  ».

### 2.3 Sollicitation de calcul :



#### Diagramme Des charges appliqués

La Figure 5.3 illustre le diagramme des efforts à l'état limite ultime (ELU) pour une poutre sous l'effet des charges appliquées. L'équation utilisée,  $ELU = 1,35G + 1,5Q$ , correspond à une combinaison de charges majorées, où  $G$  représente les charges permanentes (poids propre de la structure, finitions, etc.) et  $Q$  représente les charges d'exploitation (charges variables comme les personnes, meubles, etc.). Cette combinaison est utilisée pour garantir que la structure peut supporter des conditions de charge extrêmes sans risque de défaillance.

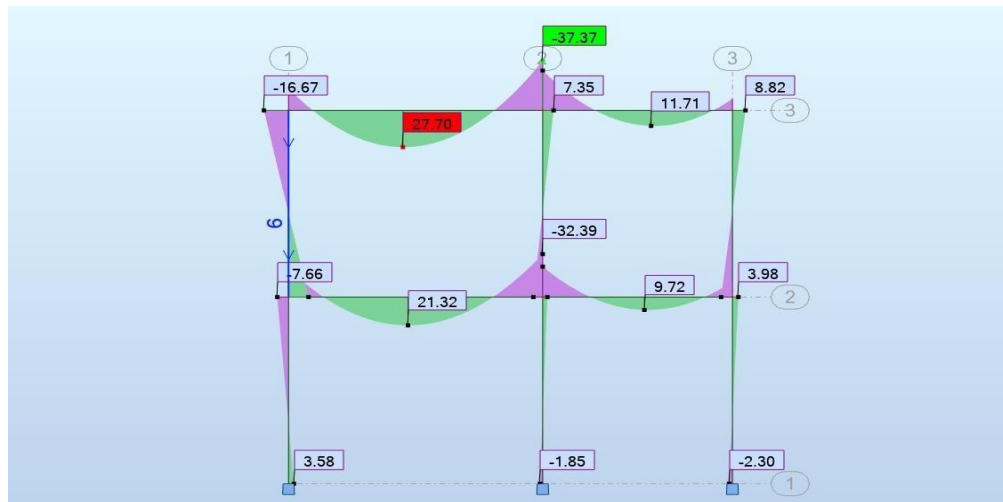


**Figure 5.3 : Diagramme ELU :  $1,35G+1,5Q$**

La Figure 5.4 représente le diagramme des efforts à l'état limite de service (ELS) pour une poutre.

L'équation utilisée,  $ELS = G + Q$ , correspond à la combinaison des charges sans majoration.  $G$

~~représente les charges permanentes et Q les charges d'exploitation. Ce diagramme est utilisé pour~~  
 évaluer les déformations et les contraintes en service normal, assurant que la structure reste fonctionnelle et confortable sous les charges de service.



**Figure 5.4** : Diagramme ELS : G+Q

## 2.4 Calcul de ferrailage du poutre principale (30× 40) cm<sup>2</sup> - Travée :

Poutre sollicitée par flexion simple

$M_u = 37,91$  KN.m ;  $b = 30$  cm ;  $d = 37,5$  ;  $d' = 2,5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{bu} = 14,17$  MPa ;

$f_e/\gamma_s = 348$  MPa ;  $\varepsilon_L = 0,733$  ;  $\alpha_L = 0,668$  ;  $\mu_L = 0,392$ .

**Tableau 5.2 :** ferrailage de poutre Principale en Travée :

Elément	M(KN.m)	b <sub>0</sub> (cm)	μ	α	β	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	37,91	30	0,06	0,08	0,969	3,00

Ce tableau détaille les résultats du calcul de ferrailage pour une poutre principale en travée. Avec un moment fléchissant de 37,91 KN.m, une largeur de section de 30 cm, et une hauteur utile de 37,5 cm, les calculs indiquent une section d'armature nécessaire de 3,00 cm<sup>2</sup>. La vérification montre que la section d'armature calculée ( $\mu = 0,06$ ) est bien inférieure à la limite admissible ( $\mu_L = 0,392$ ), justifiant l'adoption de 3 barres d'acier HA12 totalisant 3,39 cm<sup>2</sup>. Ce dimensionnement assure la résistance et la stabilité de la poutre face aux sollicitations appliquées.

**On adopte :**

**3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>.**

### Vérification des contraintes à L'ELS :

**Tableau 5.3 :** vérification des contraintes à L'ELS des poutre principale (Travée) :

M <sub>ser</sub> (N.m)	D (cm)	E (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	K (N)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)
27,70 × 10 <sup>3</sup>	1,5	112,5	9,21	43826,88	0,632	5,82	268,20

Ce tableau présente la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) pour une poutre principale en travée. Avec un moment de service de 27,70 × 10<sup>3</sup> N.m, les calculs montrent une contrainte de compression dans le béton (σ<sub>bc</sub>) de 5,82 MPa et une contrainte de traction dans l'acier (σ<sub>st</sub>) de 26,820 MPa. Les deux valeurs sont bien en deçà des contraintes admissibles (15 MPa pour le béton et 400 MPa pour l'acier), confirmant que la poutre respecte les critères de sécurité et de performance en service.

### E.L.S.C.B:

$\sigma_{bc} = 5,82 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

### E.L.S.O.F :

$\sigma_{st} = 268,20 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

## 2.5 Calcul de ferrailage du poutre principale (30 x 40) cm<sup>2</sup> : Appui :

Ce tableau présente les résultats du calcul de ferrailage pour une poutre principale aux appuis. Avec un moment fléchissant de 51,13 KN.m, une largeur de section de 30 cm, et une hauteur utile de 37,5 cm, les calculs indiquent une section d'armature nécessaire de 4,10 cm<sup>2</sup>. La vérification montre que la section d'armature calculée ( $\mu = 0,111$ ) est bien inférieure à la limite admissible ( $\mu_L = 0,392$ ),

justifiant l'adoption de 4 barres d'acier HA12 totalisant 4,52 cm<sup>2</sup>. Ce dimensionnement assure que la poutre peut résister aux sollicitations maximales aux appuis.

$M_u = 51,13 \text{ KN.m}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 37,5$  ;  $d' = 2,5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$  ;

$F_e/\gamma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\varepsilon_L = 0,733$  ;  $\alpha_L = 0,668$  ;  $\mu_L = 0,392$ .

**Tableau 5.4.** Ferrailage de poutre principale (Appui) :

Elément	M(KN.m)	b0 (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	51,13	30	0,086	0,111	0,956	4,10

$\mu = 0,111 \leq \mu_L = 0,392$  donc A's = 0

**On adopte :**

4HA12=4,52cm<sup>2</sup>

**Vérification des contraintes a L'ELS :**

Le tableau 5.5 présente la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) pour une poutre principale aux appuis. Avec un moment de service de  $37,37 \times 10^3 \text{ N.m}$ , les calculs montrent une contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) de 6,96 MPa et une contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ ) de 268,01 MPa. Les deux valeurs sont bien en deçà des contraintes admissibles (15 MPa pour le béton et 400 MPa pour l'acier), confirmant que la poutre aux appuis respecte les critères de sécurité et de performance en service.

**Tableau 5.5 :** vérification des contraintes a L'ELS (Appui) :

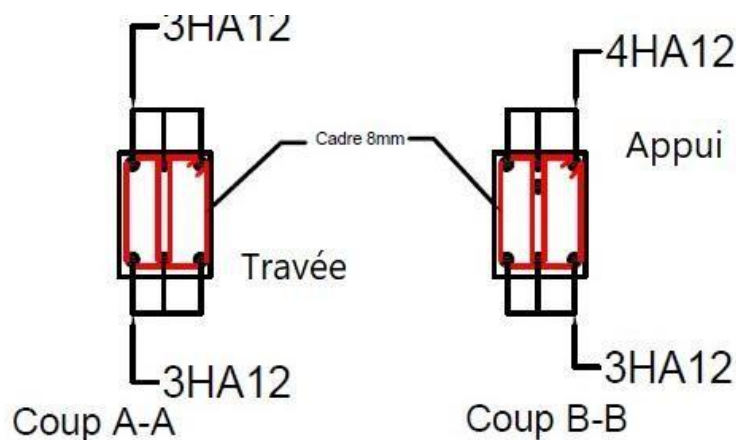
Mser (N.m)	D (cm)	E (cm <sup>2</sup> )	Y1 (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	K (N)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
$37,37 \times 10^3$	2,05	153,75	10,51	56409,65	0,662	6,96	268,01

**E.L.S.C.B:**

$\sigma_{bc} = 6,96 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

**E.L.S.O.F:**

$\sigma_{st} = 268,01 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.



**Figure 5.5 :** ferrailage de poutre principale.

## 2.6 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement : Selon la BAEL 91 (A.5.1.1) :

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU

$b_0$ : Désigne de largeur de l'âme

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{86,72 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,771 \text{ MPa}$$

Cette contrainte doit être inférieure ou égale la contrainte miscible.

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

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{calcul vérifié}$$

### 2.7 Diamètre minimale $\phi$ : BAEL (A.7.2.2) :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{ht}{35} = 5,71; \phi_L = 12 ; \frac{b_0}{10} = 30 \right\} \text{mm}$$

$$\phi = 8 \text{mm.}$$

### 2.8 L'espace des cadres $St$ : BAEL91 (A.5.1. 22) :

$$St \leq \min (0,9d=33,75; 40) \text{ cm}$$

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

$$At = 4 \times \frac{3,14 \times 8^2}{4} = 2 \text{ cm}^2$$

On adopted 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>

### 2.9 Vérification de compression dans la bielle du béton :

$$Vu \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

$$Vu = 86,72 \text{KN} \leq 675,84 \text{KN} \rightarrow \text{calcul vérifié.}$$

## 3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

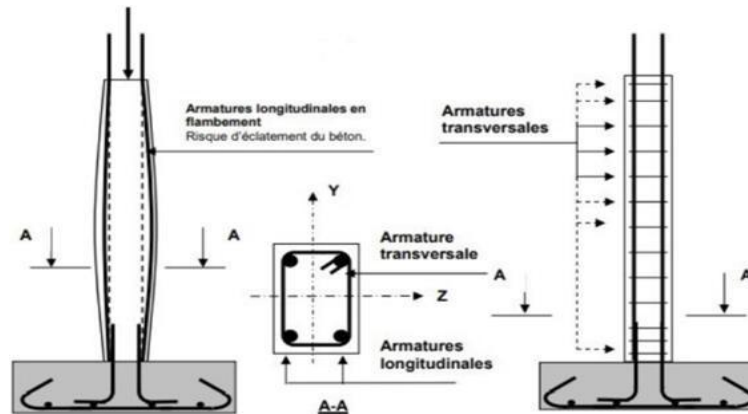
Un poteau est soumis à une force normale "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux directions. à la fois longitudinale et transversale. Ainsi. Les poteaux subissent une flexion combinée. Les armatures seront dimensionnées en fonction des sollicitations les plus défavorables dans les deux directions et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $\gamma_s = 1,15$  ;  $\gamma_b = 1,5$

- Situation accidentelle :  $\gamma_s = 1$  ;  $\gamma_b = 1,15$

Le dimensionnement des armatures des poteaux est effectué selon trois cas :

- 1er cas :  $N_{\max}$  et  $M$  correspondant
- 2ème cas :  $N_{\min}$  et  $M$  correspondant
- 3ème cas :  $M_{\max}$  et  $N$  correspondant



**Figure 5.6 :** Figure de charge appliqué sur un Poteau.

### 3.1 Combinaison des charges :

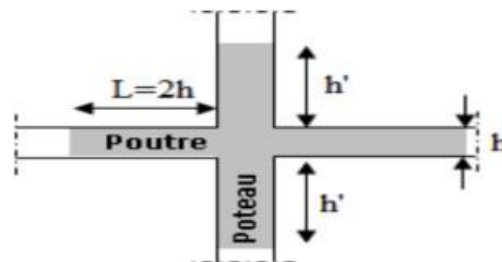
En fonction du type de sollicitation. on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA.93 ELU=  $1,35 G + 1,5 Q$  ; ELS= $G+Q$
- Selon RPA 99 (situation accidentelle) :  $G + Q \pm E$  ;  $0,8G \pm E$

### 3.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

#### Armatures longitudinales :

- - Leur pourcentage minimal est de 0,8% (zone I).
- - Le diamètre minimum est de 12  $\mu\text{m}$ .
- - La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \Phi$  (zone I).
- - La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- - Les jonctions par recouvrement doivent être réalisées. si possible. à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).



**Figure 5.7 :** de la zone nodale.

#### Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99/V2003 :

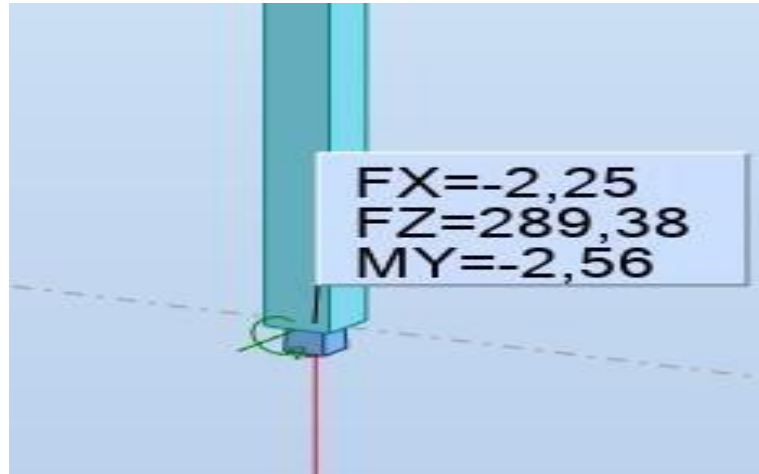
$$\frac{At}{St} = \frac{\rho \times T}{h \times f_e}$$

T : effort tranchant de calcul

h : hauteur totale de la section brute

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort



**Figure 5.8** : Les charge du poteau Le plus sollicité.

La Figure 5.8 illustre les sollicitations appliquées au poteau le plus sollicité de la structure. Cette figure présente les forces normales et les moments de flexion auxquels le poteau est soumis. Les valeurs clés indiquées dans le diagramme sont :

- **Force normale maximale (N<sub>u</sub>)** : 289,38 kN
- **Moment de flexion maximal (M<sub>u</sub>)** : 4,32 kN.m

Ces charges résultent des combinaisons de charges permanentes (G) et d'exploitation (Q), ainsi que des effets accidentels tels que les charges sismiques (E) conformément aux normes en vigueur (CBA.93 et RPA 99/2003).

N<sub>u</sub> du poteau plus sollicité = 289,38 kN ; M<sub>u</sub> = 4,32 KN.m

Notre poteau est sollicité par flexion composé

N<sub>u</sub> = 289,38 KN; M<sub>u</sub> = 4,32 KN.m; d = 27,5cm; d' = 2,5cm; f<sub>c28</sub> = 25 MPa;

f<sub>bu</sub> = 14,17 MPa; Fe = 400 MPa; Fe/γ<sub>s</sub> = 348 MPa.

**Depuis le diagramme de flexion composé :**

**État limite ultime (ELU) :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} \quad d' = c = 2,5$$

$$(0,337h - 0,81d')bh \times f_{bu} \geq N_u(d - d') - M_1$$

$$M_1 = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 4,32 + 289,38 \left(0,275 - \frac{0,30}{2}\right) = 40,492 \text{ KN.m}$$

$$10,3 \text{ KN.m} \geq -8,67 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**SPC :**

$$\frac{ht}{h} \leq \max \left(15; 20 \times \frac{e_1}{h}\right) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{4,32}{289,38} = 0,0148 \text{ m} = 1,49 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max (2 \text{ cm}; 1,224 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\emptyset) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10^4 \times 0,3} \times (2 + 0,81 \times 2) = 0,0167 \text{ m} = 1,66 \text{ cm}$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2 = 1,49 + 2 + 1,66 = 5,15 \text{ cm}$$

$$M_u' = N_u' \times e' = 289,38 \times 0,0515 = 14,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{1F} = M_{uF} + N_{uF} \left(d - \frac{h}{2}\right) = 14,04 + 289,38 \left(0,275 - \frac{0,3}{2}\right) = 50,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{1F}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{50,22 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,275^2 \times 14,17} = 0,156$$

$$\mu_l = 0,392 > \mu = 0,156$$

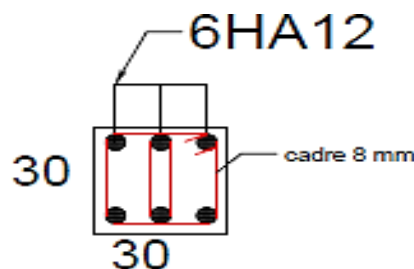
$$\text{donc: } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,213; \beta = 0,914$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{1F}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50,22 \times 10^3}{0,914 \times 27,5 \times 348} = 5,75 \text{ cm}^2$$

**Choix: 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>**



**Figure 5.9 : ferrailage de poteaux**

## 4. Conclusion

Ce chapitre a permis de détailler le dimensionnement et le ferrailage des principaux éléments structuraux de notre ouvrage, à savoir les poutres et les poteaux. En appliquant les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA.93) ainsi que les normes parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/2003), nous avons pu déterminer les sections d'acier nécessaires pour garantir les critères de résistance, de ductilité et de stabilité.

Les calculs réalisés et les vérifications des contraintes à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) ont montré que les dimensions et les armatures choisies respectent les exigences de sécurité. Les diagrammes des efforts (Figures 5.1.3 et 5.1.4) ont fourni des informations cruciales pour le dimensionnement des poutres, en mettant en évidence les moments et les efforts tranchants maximaux.

Les tableaux de vérification des contraintes (Tableaux 5.3 et 5.5) ont confirmé que les contraintes de compression et de traction dans le béton et l'acier restent bien en deçà des limites admissibles, tant pour les situations durables que pour les situations accidentelles. Cela assure que la structure pourra supporter les charges appliquées sans risque de défaillance.

Le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2024 a été un outil précieux pour obtenir des résultats précis et fiables, facilitant l'analyse et la vérification des éléments structuraux. Les recommandations des normes ont été rigoureusement suivies pour garantir la durabilité et la stabilité de la structure face aux différentes sollicitations.

# Chapitre 6

## 1. Introduction :

La fondation constitue la portion de l'ouvrage en contact direct avec le sol, à travers laquelle toutes les charges permanentes et variables supportées par cette structure sont transmises au sol. En conséquence, la fondation revêt une importance cruciale dans la construction, car sa qualité de réalisation conditionne la stabilité globale de l'ouvrage. Le choix du type de fondation pose diverses problématiques, principalement déterminées par les caractéristiques du sol environnant.

## 2. Le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend généralement de plusieurs paramètres, notamment :

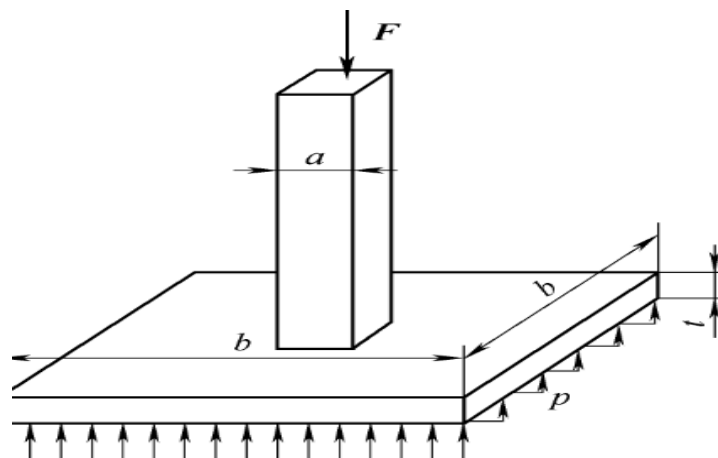
- Le type de structure à construire.
- Les caractéristiques et l'homogénéité du sol sous-jacent.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol par la structure.
- Les considérations économiques.
- La facilité de mise en œuvre.

## 3. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est établie à travers une étude géotechnique, basée sur la connaissance préalable du terrain et des ouvrages déjà réalisés, ainsi que sur les résultats des sondages réalisés en laboratoire de mécanique des sols. Une étude préliminaire du sol a permis de déterminer une valeur approximative de la contrainte admissible du sol,  $\sigma_{sol}$ , qui est d'environ 2 bars.

## 4. Choix de fondation :

La capacité portante admissible du terrain  $\bar{\sigma}$  est de allont tours de 2 bars (200 kN/m<sup>2</sup>) et vu la conception de notre projet nous pensons que le choix des semelle isolées ce le plus adéquat. La figure 6.1 illustre la conception typique d'une semelle isolée. Elle montre la configuration et les dimensions essentielles de la semelle, ce qui est ce qui est essentiel pour comprendre comment les charges sont transférées au sol.



**Figure 6.1 :** Schéma de semelle isolée.

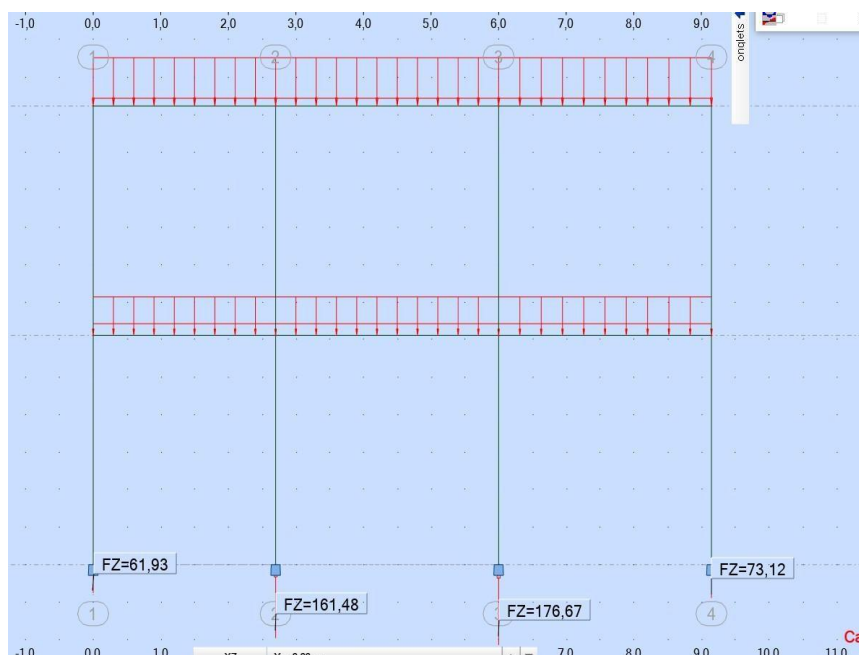
## 5. L'efforts Nu des semelles isolées :

D'après les calculs effectués à l'aide de Robot Structural Analysis, nous avons déterminé les efforts dans les semelles et constaté des variations significatives entre les valeurs. En conséquence, nous avons regroupé les semelles en quatre catégories pour une analyse plus précise.



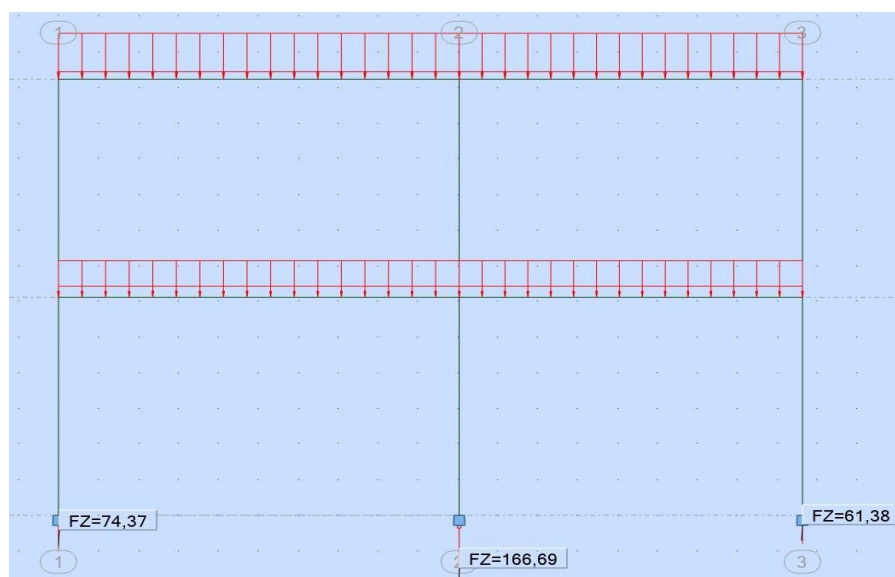
**Figure 6.2 :** Portique 1 :  $L = 6,55\text{m}$

Ce diagramme montre la répartition des charges permanentes et d'exploitation appliquées sur les poutres et les poteaux. L'objectif du portique 1 est de déterminer le NU pour chaque appui. Nous observons que le NU maximal est situé à l'appui 2 avec  $FZ = 239,38\text{ kN}$ . La longueur totale de ce portique est de  $6,55\text{ m}$ .



**Figure 6.3 :** Portique 2 :  $L = 9,15\text{m}$

Ce diagramme présente la répartition des charges permanentes et d'exploitation sur les poutres et les poteaux. L'objectif du portique 2 est de déterminer le NU pour chaque appui. Nous remarquons que le NU maximal se trouve à l'appui 3 avec  $FZ = 176,67\text{ kN}$ , pour une longueur totale de  $9,15\text{ m}$ .



**Figure 6.4 :** Portique 3 :  $L = 9,12$

Ce diagramme illustre les charges permanentes et d'exploitation appliquées sur les poutres et les poteaux. L'objectif du portique 3 est de déterminer le NU pour chaque appui. Nous constatons que le NU maximal est à l'appui 2 avec  $FZ = 166,69$  kN. La longueur totale de ce portique est de 9,12 m.



**Figure 6.5 :** Portique 4 :  $L = 9,12$

Ce diagramme montre les charges permanentes et d'exploitation appliquées sur les poutres et les poteaux. L'objectif du portique 4 est de déterminer le NU pour chaque appui. Nous observons que le NU maximal est situé à l'appui 2 avec  $FZ = 355,49$  kN. La longueur totale de ce portique est également de 9,12 m.

Les différentes valeurs de forces verticales (FZ) et les longueurs des portiques sont essentielles pour déterminer les dimensions et le ferrailage des semelles.

**Groupe 1 : ( 355,49 ; 158,60 ; 166,69 ; 176,87 ; 161,48 ; 289,38 ) KN.**

**Groupe 2 : ( 138,19 ; 95,98 ; 61,93 ; 74,37 ; 61,38 ; 130,91 ) KN.**

Les résultats des calculs nous ont permis de classer les semelles en deux groupes distincts en fonction des efforts verticaux (FZ) observés. Le Groupe 1 comprend les semelles soumises à des efforts de 355,49 kN, 158,60 kN, 166,69 kN, 176,87 kN, 161,48 kN, et 289,38 kN. Ces valeurs représentent les charges maximales que ces semelles doivent supporter. Le Groupe 2, quant à lui, regroupe les semelles avec des efforts de 138,19 kN, 95,98 kN, 61,93 kN, 74,37 kN, 61,38 kN, et 130,91 kN. Cette classification est cruciale pour le dimensionnement adéquat et le ferrailage des semelles, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.

## 6. Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau :

La longueur et la largeur de ces fondations sont à déterminer et doivent vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ on a } A=B \Rightarrow A \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

**Avec :**

$N_u$  : charge d'ultime en MN/ml.

**A.B**: largeur et longueur de la semelle en m.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible

### Groupe (1)

**On a:  $N_u = 355,49$  KN**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_u}{A.B} \rightarrow A.B \leq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$A=B \Rightarrow B^2 \leq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \sqrt{\frac{355,49 \times 10^{-3}}{0,2}}$$

$$B = 1,34 \text{ cm}$$

**On adopte  $B = 1,4$  m**

$$h \geq \frac{A-a}{4} \text{ ou } h \geq \frac{B-b}{4}$$

$$h \geq \frac{1,4-0,3}{4}$$

$$\text{Donc } h \geq 30$$

$$h = 0,05 + 30$$

**on adopté  $h = 35$  cm**

### Groupe (2)

**On a:  $N_u = 138,19$  KN**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_u}{A \cdot B} \rightarrow A \cdot B \leq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$A=B= B^2 \leq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \sqrt{\frac{138,19 \times 10^{-3}}{0,2}}$$

$$B=0,85\text{m}$$

**on adopted B= 1 m**

$$h \geq \frac{A-a}{4} \text{ ou } h \geq \frac{B-b}{4}$$

$$h \geq \frac{1-0,30}{4}$$

Donc  $h \geq 18$

$$h=0,05+20$$

**on adopted h=25 cm**

## 7. Détermination des charges :

### Groupe (1)

Poids de la semelle :  $1,4 \times 1,4 \times 0,35 \times 25 = 17,15 \text{ KN}$

Poids de l'amorce poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 1 \times 25 = 2,25 \text{ KN}$  « L de l'amorce poteau = 1 m. »

Poids des terres au-dessus de la semelle :  $1,4 \times 1,4 \times 1 \times 18 = 35,28 \text{ KN}$

$$N_u = 355,49 + 17,15 + 2,25 + 35,28$$

$$N_u = \mathbf{410,17 \text{ KN}}$$

### Groupe (2)

Poids de la semelle :  $1 \times 1 \times 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN}$

Poids de l'amorce poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 1 \times 25 = 2,25 \text{ KN}$  « L de l'amorce poteau = 1 m. »

Poids des terres au-dessus de la semelle :  $1 \times 1 \times 1 \times 18 = 18 \text{ KN}$

$$N_u = 138,19 + 6,25 + 2,25 + 18$$

$$N_u = \mathbf{164,69 \text{ KN}}$$

## 8. Ferrailage des semelles :

### Groupe (1):

$N_u = 410,17 \text{ KN}$ ;  $A=1,4 \text{ m}$ ;  $a=0,3 \text{ m}$ ;  $h=0,35 \text{ m}$ ;  $c=5 \text{ cm}$ ;  $\sigma'_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{N_u \times (A-a) \times 10}{8 \times (h-c) \times \sigma'_{st}}$$

$$A_s = \frac{410,17 \times (1,4-0,30) \times 10}{8(0,35-0,05) \times 348} = 5,40 \text{ cm}^2$$

**on adopted  $A_s=6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}12$**

**Groupe (2):**

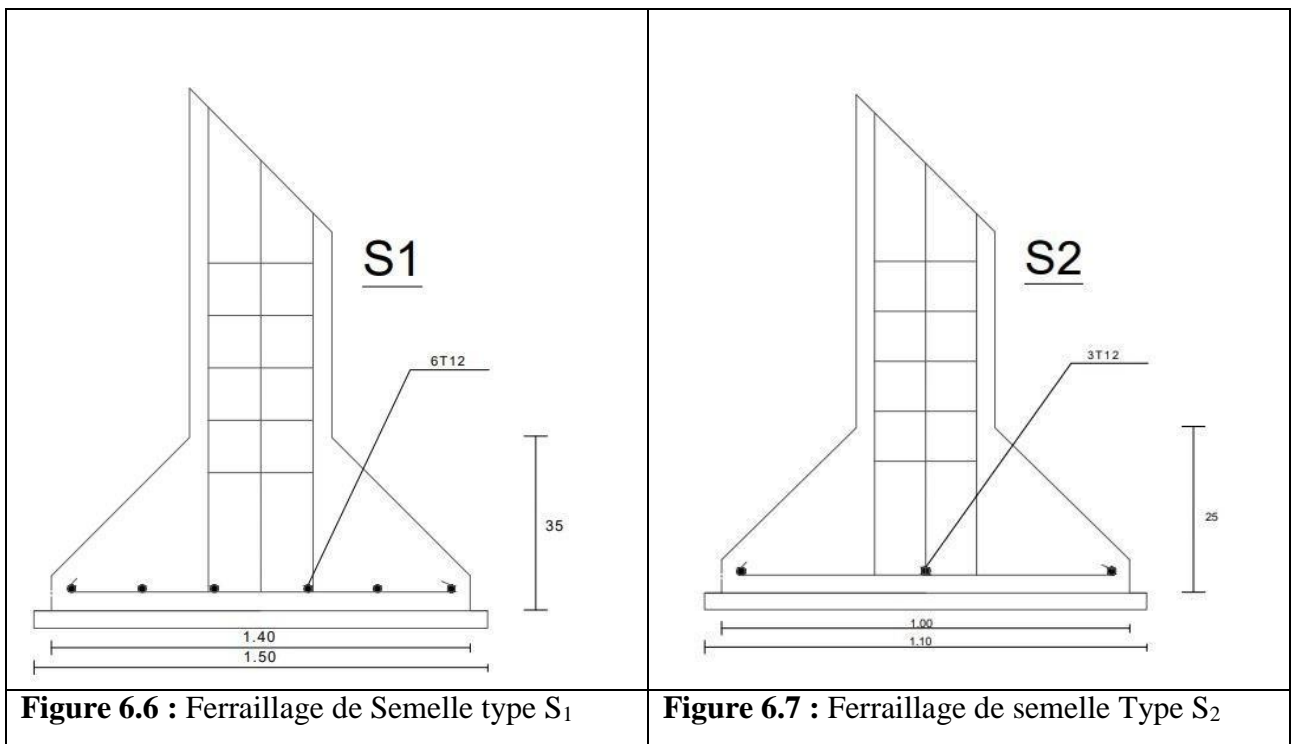
$N_u = 164,69 \text{ KN}$ ;  $A=1 \text{ m}$ ;  $a=0,3 \text{ m}$ ;  $h=0,25 \text{ m}$ ;  $c=5 \text{ cm}$ ;  $\sigma'_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{N_u \times (A-a) \times 10}{8 \times (h-c) \times \sigma'_{st}}$$

$$A_s = \frac{164,69 \times (1-0,30) \times 10}{8(0,25-0,05) \times 348} = 2,15 \text{ cm}^2$$

on adopted  $A_s=3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12$

La figure 6.6 présente la disposition des armatures pour une semelle de type S1. La semelle est conçue avec des barres de fer de 12 mm de diamètre, disposées en six sections (6T12), pour une épaisseur de 35 cm. La base de la semelle mesure 1,40 m de largeur, avec une marge de 10 cm, totalisant 1,50 m. La figure 6.7 montre la disposition des armatures pour une semelle de type S2. La semelle utilise des barres de fer de 12 mm de diamètre, disposées en trois sections (3T12), pour une épaisseur de 25 cm. La base de la semelle mesure 1,00 m de largeur, avec une marge de 10 cm, totalisant 1,10 m.



## 9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé en détail la conception et le dimensionnement des fondations de notre projet. Les fondations jouent un rôle crucial en transférant les charges de la structure au sol, garantissant ainsi la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Nous avons commencé par une étude approfondie des caractéristiques du sol et des contraintes admissibles, qui ont guidé notre choix des types de fondations appropriées. Les semelles isolées ont été sélectionnées en raison de leur adéquation avec les caractéristiques du sol et les exigences de notre projet.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale

En conclusion, ce projet a démontré l'importance de suivre une approche méthodologique rigoureuse pour le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment résidentiel. Les fondations, éléments cruciaux de la structure, ont été soigneusement dimensionnées pour assurer une répartition uniforme des charges et une stabilité optimale. Les poutres et les poteaux ont été conçus pour résister aux moments fléchissants et aux efforts tranchants, garantissant ainsi la sécurité de l'ensemble de la structure. Les planchers, quant à eux, ont été choisis pour leur efficacité en termes d'isolation thermique et acoustique, ainsi que pour leur facilité de mise en œuvre.

L'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2024 a permis d'obtenir des résultats précis et fiables, facilitant ainsi l'analyse et la vérification des éléments structuraux. Les calculs réalisés et les vérifications des contraintes à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) ont montré que les dimensions et les armatures choisies respectent les exigences de sécurité. En respectant les normes en vigueur et en adoptant une approche systématique, nous avons pu concevoir une structure qui répond aux critères de résistance, de durabilité et de performance.

Ce travail souligne également l'importance de la planification et de la compréhension approfondie des matériaux et des techniques de construction pour la réussite de tout projet de construction. En intégrant ces éléments, nous pouvons assurer non seulement la stabilité et la sécurité des bâtiments, mais aussi leur conformité aux attentes économiques et environnementales actuelles.

# **Bibliographique**

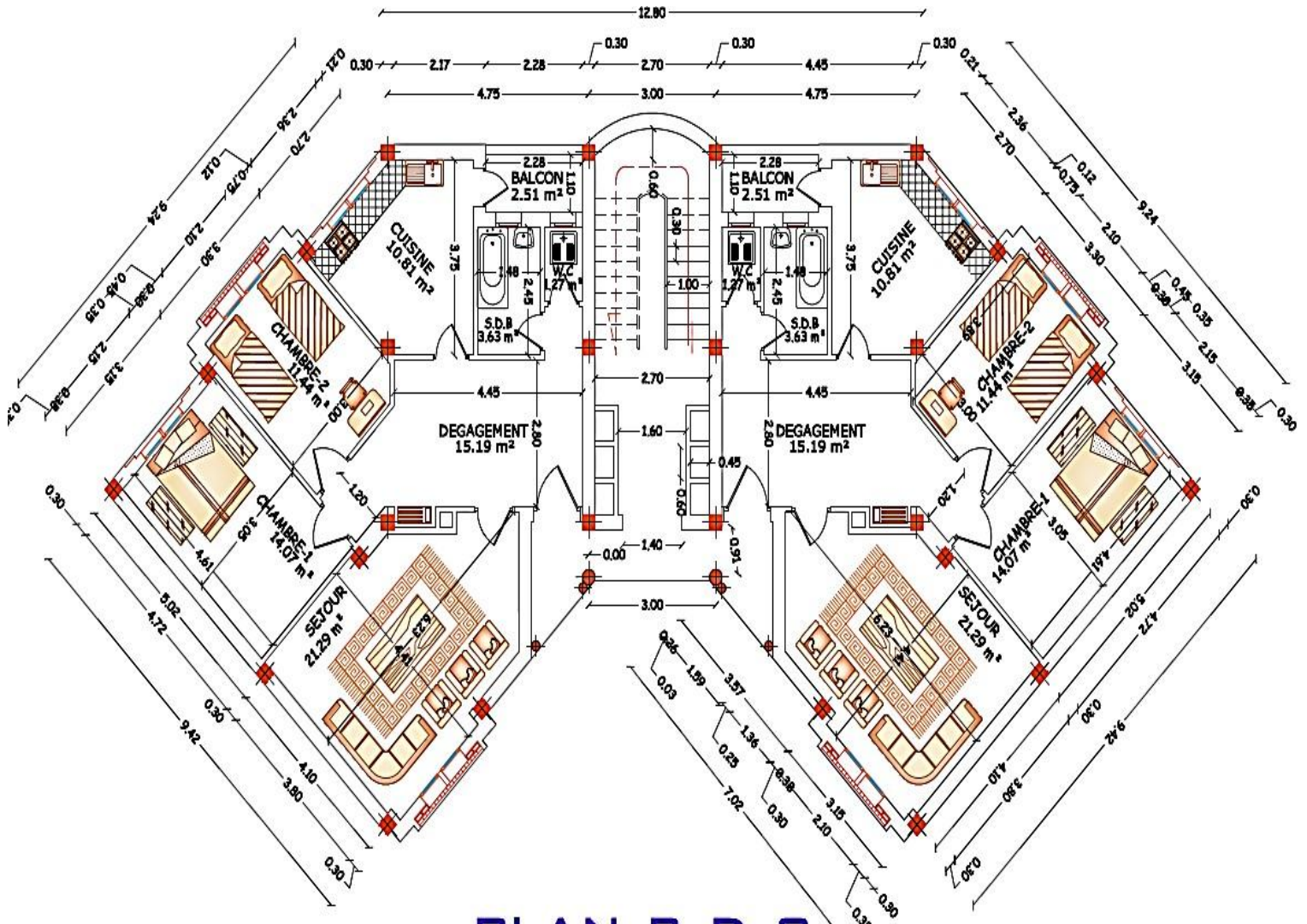
### **BIBLIOGRAPHIQUES :**

- **A. FUENTES** : « Le Béton Armé Après Fissuration ». Eyrolles.Paris.1989
- **D.T.R-B.C.2.2** : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- **D.T.R-B.C.2-41** : (Règles De Conception Et De Calcul Des Structures) en béton armé C.B.A 93
- **D.T.R-B.C.2-48** : « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 ».
- **Guide** pour la rédaction des mémoires fin d'études
- **Henry, Thonier** « Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1-2- 3-4 »
- **Merabet H. ; Bouargoub N.**, 2019 « ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) + s-sol », 1.PP.85.
- **DEHENDI A. SELMANI MA**, 2023 « Calcul d'un bâtiment d'habitation (R+1) Implanté à Laghouat », 1.PP.86.

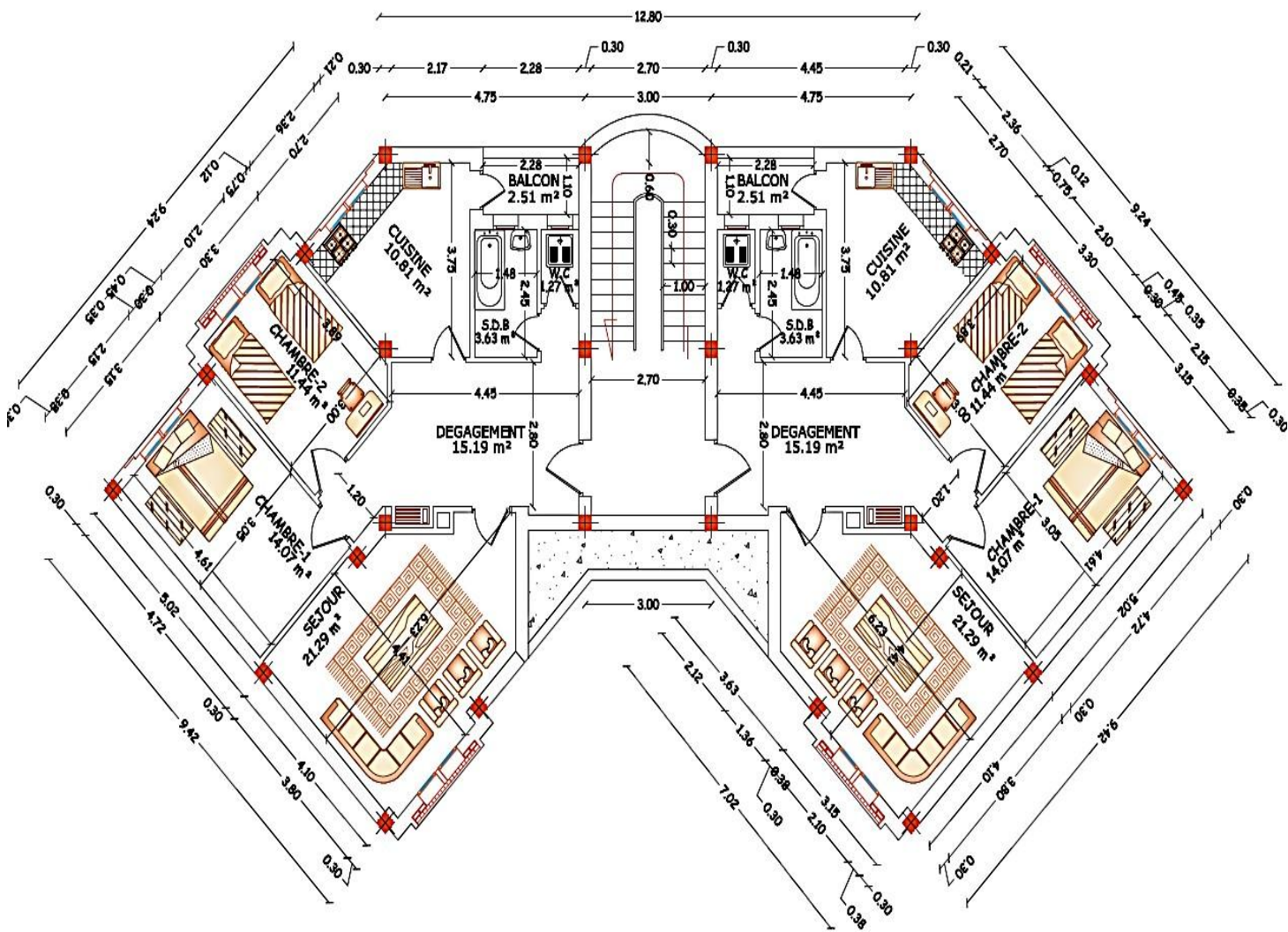
### **LOGICIELS :**

- Autodesk Robot structural analyse Professional.
- Autocad.

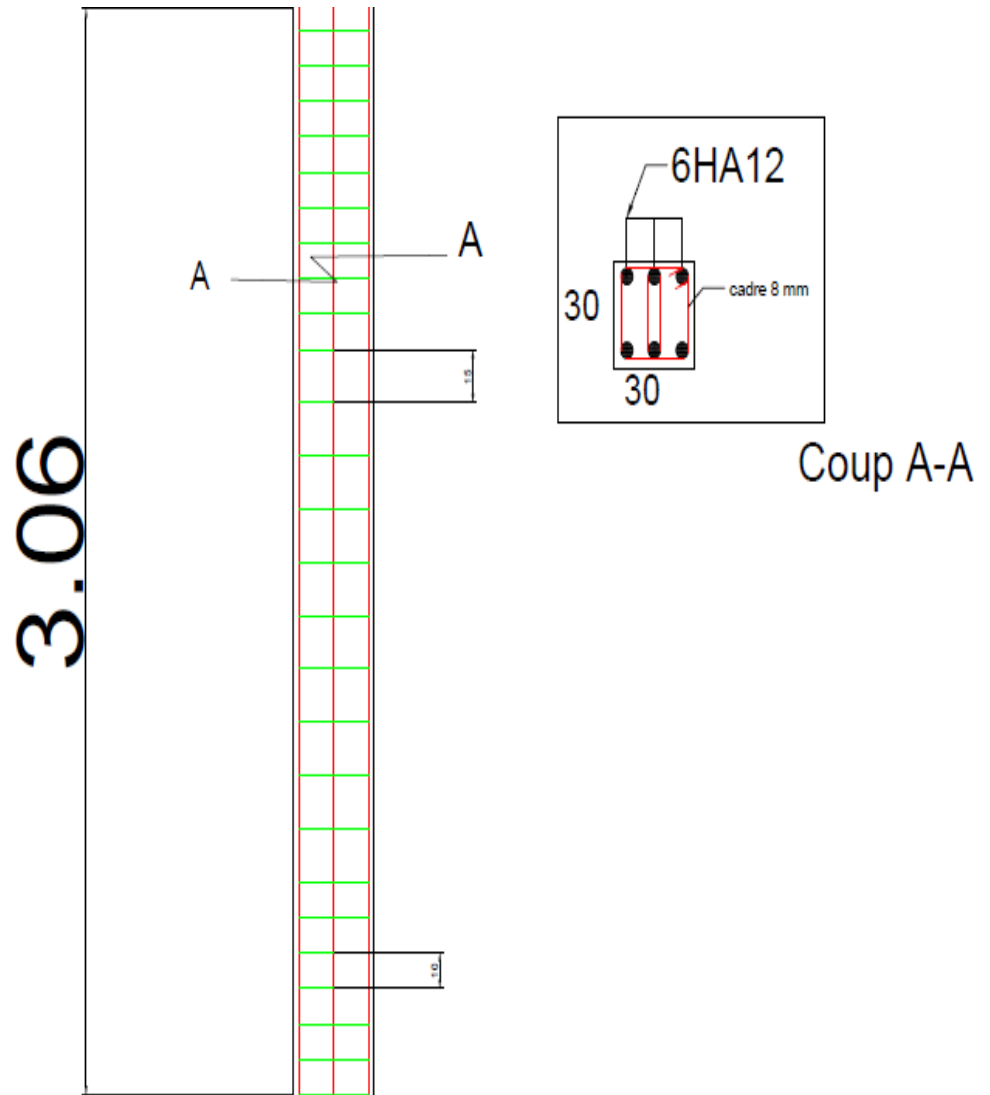
# **Annexe**



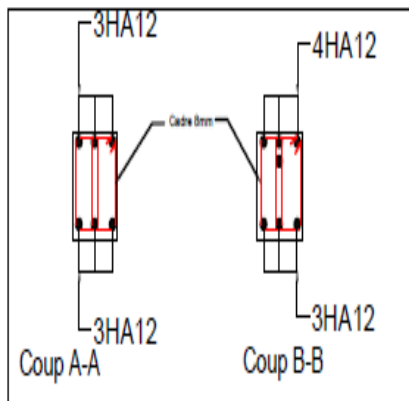
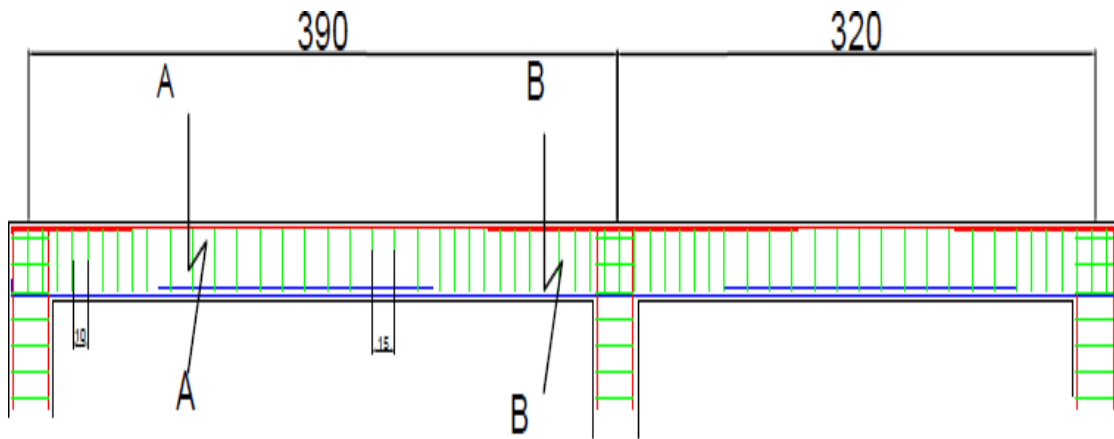
**PLAN R.D.C**



**PIAN 1 ER ETAGE**



PLAN de poteaux



# PLAN de POUTRE



