

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : LACHOURI Ammar

---

---

**Thème : Conception et calcul d'une tour en R+18 à contreventement mixte**

---

---

Sous la direction de : Pr CHERAIT Yacine

---

Juin : 2024

---

# *Remerciement*

*Avant toute chose, je tiens à adresser mes remerciements à Dieu le Tout-Puissant, qui m'a accordé le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail modeste.*

*Je saisis cette occasion pour exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.*

*Je souhaite tout particulièrement remercier mon promoteur, professeur CHERAIT.Y, pour la bienveillance et la patience avec lesquelles il m'a guidé tout au long de ce projet de fin d'études.*

*Mes sincères remerciements vont également à l'ensemble des professeurs du département de génie civil, dont l'enseignement et les précieux conseils ont été une source inestimable de savoir et d'inspiration.*

*Je n'oublie pas d'exprimer ma reconnaissance infinie envers mes parents et ma famille, dont le soutien indéfectible et les encouragements constants ont été pour moi un véritable pilier.*

*Enfin, je tiens à témoigner ma gratitude aux membres du jury, qui m'honorent par leur présence et leur bienveillance en acceptant de juger ce travail.*

هذا العمل يقدم حساب انشائي لبرج خرساني مسلح، يبلغ ارتفاعه 62 مترًا، موزع على 19 طابقًا مع طابق سفلي، حيث تم تحديد الأبعاد المسبقة للهيكل، ثم تم دراسته ديناميكيا باستخدام برنامج تحليل انشائي متخصص ومن ثَمَّ استكمال النتائج بمذكرة حساب توضح تسليح العناصر الهيكلية وغير الهيكلية المختلفة، بالإضافة إلى البنية التحتية، وذلك فقًا للتنظيمات الجزائرية المعمول بها بما في ذلك النظام الجزائري المضاد للزلازل (RPA/99 إصدار 2003) وقواعد حساب الخرسانة المسلحة بالجزائر (C.B.A 93).

الكلمات المفتاحية : برج، خرسانة مسلحة، زلزال، اقتصاد، RPA/99 الإصدار 2003، و C.B.A 93.

#### Abstract :

This work presents the calculation of a **reinforced concrete tower**, 62 meters high, spread over 19 floors with a basement, The supporting structure, of mixed frame and shear wall type, was pre-dimensioned and then subjected to **dynamic analysis** using the ROBOT Structural Analysis 2014 software. The results were finalized with a calculation note detailing the **reinforcements** of the various structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, in accordance with Algerian regulations, including the Algerian Seismic Regulation (**RPA/99 version 2003**) and the Design and Calculation Regulation of Reinforced Concrete Structures (**CBA 93**).

**Keywords** : tower, reinforced concrete, seismic, economy, RPA/99 version 2003, and C.B.A 93.

#### Résumé :

Ce travail présente le calcul d'une **tour en béton armé** de 62 mètres de hauteur, répartie sur 19 étages avec un sous-sol. La structure porteuse, de type mixte portiques et voiles, a été dimensionnée puis soumise à une **analyse dynamique** à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis 2014. Les résultats ont été consolidés par une note de calcul détaillant **les armatures** des divers éléments structuraux et non structuraux, ainsi que de l'infrastructure, conformément à la réglementation Algérienne en vigueur, notamment le règlement parasismique Algérien (**RPA/99 version 2003**) et le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A 93**).

**Mots-clés** : tour, béton armé, séisme, économie, RPA/99 version 2003, C.B.A 93.

## TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.</b>	
I.1. Introduction .....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	3
I.2.1. Dimensions géométriques.....	3
I.2.2. Classification sismique selon le RPA 99/Version 2003 .....	5
I.2.3. Recommandation du C.B.A. 93 .....	5
I.2.4. Classification climatique selon le R.N.V. 1999 .....	5
I.2.5. Eléments constructifs .....	5
I.2.6. Etude de sol .....	7
I.3. Caractéristiques des matériaux .....	8
I.3.1. le béton .....	9
A. composition du béton .....	9
B. Les divers stades de fabrication et de vie du béton .....	9
C. Résistance mécanique du béton .....	9
D. Module de déformation longitudinale du béton .....	10
E. Module de déformation transversale – coefficient de poisson .....	10
I.3.2. Les aciers .....	11
A. Différents types d'aciers .....	11
B. Caractéristiques mécaniques d'acier .....	11
C. Les coefficients de fissuration et de scellement .....	12
D. Protection des armatures (CBA 93 article A.6.3) .....	12
I.3.3. Diagramme des déformations limites de la section .....	12
I.3.4. Les états limites .....	13
A. Notion des états limites .....	14
A. Etats limites ultimes .....	14
A. Etats limites de service.....	15
I.4. Les actions .....	17
I.4.1. Les actions permanentes .....	17
I.4.2. Les actions variables.....	17
I.4.3. Les actions accidentelles .....	18
I.5. Les sollicitations de calcul.....	18
I.6. Les combinaisons .....	18
I.6.1 Combinaisons à l'état-limite ultime.....	18
I.6.2 Combinaisons à l'état-limite de service.....	18
I.6.3 Combinaisons accidentelles.....	18
Références bibliographiques du premier chapitre.....	19

**CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.**

II .1. Introduction .....	20
II.2. Prédimensionnement de l'acrotère .....	20
II.3 Pré dimensionnement des planchers.....	20
II.3.1 Les plancher en corps creux .....	20
II.3.2 Les planchers à dalle pleine.....	23
II.4. Prédimensionnement des poutres .....	24
II.4.1 Prédimensionnement des poutres principales [P.P].....	24
II.4.2 Prédimensionnement des Poutres secondaire [P.S].....	24
II.5. Prédimensionnement des voiles .....	25
II.5.1. les voiles de contreventement.....	25
II.5.2 voile périphérique du sous- sol.....	26
II.6. Prédimensionnement des escaliers .....	26
II.7. Evaluation des charges et surcharges .....	28
II.7.1. Charges permanentes.....	28
II.7.2. Charge de la neige .....	31
II.7.2. Charges d'exploitation .....	31
II.8. Prédimensionnement des poteaux .....	32
II.8.1. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....	33
II.8.2. Vérification des sections des poteaux .....	38
Références bibliographiques du deuxième chapitre.....	41

**CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS NON STUCTURaux.**

III.1. Introduction.....	42
III.2. Calcul de l'accrotère .....	42
III.2.1 Évaluation des charges.....	42
III.2.2 Ferrailage de l'accrotère .....	43
III.3. Calcul des planchers .....	45
III.3.1 Ferrailage de la dalle de compression .....	46
III.3.2 Ferrailage des poutrelles .....	46
III.4. Calcul des escaliers .....	53
III.4.1 Evaluation des charges de calcul .....	54
III.4.2 Calcul des sollicitations maximales .....	54
Références bibliographiques du troisième chapitre .....	56

**CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.**

IV.1 Introduction .....	57
IV.2 Présentation sommaire du logiciel de calcul .....	57
IV.3 Etude dynamique .....	58
IV.3.1 Modélisation mathématique.....	58
IV.3.2. Modélisation de la structure .....	58

IV.3.3. Résultat de l'analyse dynamique .....	59
IV.3.4. Vérification de la période T .....	60
IV.3.5. Nombre de modes à considérer .....	61
IV. 4. Etude sismique .....	61
IV.4.1 Méthode dynamique modale spectrale .....	62
IV.4.2 Spectre de réponse de calcul .....	62
IV.4.3 Vérification de l'effort tranchant a la base .....	63
IV.4.4 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux .....	66
IV.4.5 Vérification des déplacements latéraux inter- étage .....	66
IV.4.6 Vérification De l'effet de deuxième ordre (P- $\Delta$ ) .....	68
Références bibliographiques du quatrième chapitre .....	70

**CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.**

V. 1. Introduction.....	71
V. 2. Ferrailage des poteaux. ....	71
V.2.1 Sollicitations de calcul .....	72
V.2.2 Exemple de Calcul du ferrailage.....	72
V.2.3 Schémas de ferrailage .....	76
V. 3. Ferrailage des poutres. ....	78
V.3.1 Vérification de la largeur des poutres .....	78
V.3.2 sollicitations agissantes sur les poutres .....	78
V.3.3 Ferrailage des poutres principales.....	78
V.3.3 Ferrailage des poutres secondaires.....	83
V.3.4 Schémas de ferrailage des poutres .....	84
V. 4. Calcul des voiles. ....	86
V.4.1 Méthode de calcul du ferrailage au niveau national.....	86
V.4.2 Sollicitations sur les voiles.....	86
V.4.3 Détermination de la contrainte de compression admissible du béton .....	87
V.4.4 Calcul du ferrailage.....	88
V.4.5 Schéma de ferrailage des voiles .....	91
Références bibliographiques du cinquième chapitre.....	92

**CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURES.**

VI.1. Introduction.....	93
VI.2. Caractéristiques du sol support.....	93
VI. 3. Étude du voile périphérique.....	93
VI. 3.1. Prédimensionnement du voile périphérique .....	93
VI. 3.2. Ferrailage du voile périphérique.....	94
VI. 4. Etude des fondations.....	94
VI. 4.1 Les semelles filantes.....	95
VI. 4.2. Le Radier général .....	96

VI. 5. calcul du Radier nervuré .....97

    VI. 5.1. Prédimensionnement du radier nervuré.....97

    VI. 5.2. Ferrailage du radier .....99

    VI. 5.3. Ferrailage des nervures.....102

Références bibliographiques du sixième chapitre.....105

CONCLUSION GENERALE.....106

## LISTE DES TABLEAUX

**CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES  
MATERIAUX.**

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de la tour .....	5
Tableau I.2 : Formulation d'un mètre cube de béton .....	9
Tableau I.3 : Caractéristiques des aciers utilisés .....	11
Tableau I.4 : Coefficients de fissuration et de scellement des aciers .....	12
Tableau I.5 : Contrainte de calcul aux états limites ultimes des aciers .....	15
Tableau I.6 : Contrainte limite de traction des aciers (Fissuration préjudiciable) .....	16
Tableau I.7 : contrainte limite de traction des aciers (fissuration très préjudiciable) .....	16
Tableau I.8 : Poids des matériaux utilisés .....	17
Tableau I.9 : Charges d'exploitation sur les éléments de la structure .....	17

**CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.**

Tableau II.1 Chargement permanent du plancher terrasse .....	28
Tableau II.2 : Chargement permanent du plancher étage .....	29
Tableau II.3 : Chargement permanent du RDC .....	29
Tableau II.4 : Chargement permanent du sous-sol .....	29
Tableau II.5 : Chargement permanent du sous-sol .....	30
Tableau II.6 : Chargement permanent du mur extérieur .....	30
Tableau II.7 : charges d'Exploitation (DTR B.C 2.2) .....	31
Tableau II.8 : Dégression des Surcharges d'Exploitation .....	32
Tableau II.9 : estimation préalable des poteaux : .....	33
Tableau II.10 : Descente des charges poteau (E-3) .....	34
Tableau II.12 : Vérification vis-à-vis risque du flambement des poteaux .....	39
Tableau II.13 : Vérification de l'effort normal ultime Nu. ....	40
Tableau II.14 : Récapitulation de prédimensionnement des éléments .....	40

**CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.**

Tableau III.1 : Types des poutrelles .....	47
Tableau III.2 : Charges et surcharge agissant sur poutrelles .....	48
Tableau III.3 : Les efforts maximaux de calcul .....	51
Tableau III.4 : Moments et efforts tranchants (ELU) .....	54

**CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

Tableau IV.1 : Périodes et masses cumulées pour l'analyse dynamique .....	59
Tableau IV.2: interaction poteaux-voiles aux charges verticales (Fz) .....	64
Tableau IV.3: Facteurs de qualités Pq. ....	65
Tableau IV.4 : Effort tranchant a la base des deux directions .....	65
Tableau. IV.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X. ....	67
Tableau. IV.6 : Vérification des déplacements inter étage selon Y. ....	68
Tableau. IV.7 : Vérification De l'effet de deuxième ordre (P-Δ) .....	69

**CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.**

Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux .....	71
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux .....	72
Tableau V.3 : Sections des armatures longitudinales pour les différents poteaux .....	76
Tableau V.4 : Espacements maximaux selon RPA99/version 2003 (article 7.4.2.2) .....	76
Tableau V.5 : Choix des armatures transversales pour les poteaux .....	76
Tableaux V.6 : Sollicitations agissantes sur les poutres principales .....	79
Tableau V.7 : Sections des armatures longitudinales pour les différentes poutres .....	82
Tableau V.8 : Sections des armatures transversales pour les différentes poutres .....	82
Tableau V.9 : Espacements maximaux selon RPA99/version 2003 (art.7.4.2.2) .....	82
Tableaux V.10 : Sollicitations agissantes sur les poutres principales .....	83
Tableau V.11 : Sections des armatures longitudinales pour les différentes poutres .....	83
Tableau V.12 : Sections des armatures transversales pour les différentes poutres .....	83
Tableau V.13 : Espacements maximaux selon RPA99/version 2003 (art.7.4.2.2) .....	83
Tableau V.14 : Sollicitations agissantes sur les poutres principales .....	87
Tableau V.15 : Récapitulatif des armatures verticales des voiles .....	91
Tableau V.16 : Récapitulatif des armatures des voiles à différents niveaux.....	91

**CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURES.**

Tableau VI.1: Récapitulation des dimensions des semelles filantes.....	96
Tableau VI.2: Récapitulatif des moments max .....	100
Tableau VI.3: calcul des armatures de la dalle du radier .....	101
Tableau VI.4: résumé du ferrailage des nervures .....	102

## LISTE DES FIGURES

**CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES  
MATERIAUX.**

Figure I.1 : vues en plan et en élévation de la structure. ....	4
Figure I.2. Diagramme contraintes – déformations d'acier. ....	12
Figure I.3 : Enrobage des aciers. ....	12
Figure I.4 : Règle des trois pivots. ....	13
Figure I.5 : Relation contraintes-déformations pour le béton. ....	14

**CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.**

Figure II.1. Schéma représentatif de l'acrotère .....	20
Figure II.2. Plancher à corps creux .....	21
Figure II.3. Corps creux 16+4 .....	22
Figure II.4 : disposition des poutrelles .....	22
Figure II.5 : Dimensions de la section d'une poutrelle .....	22
Figure II.6 : Dimensions des poutrelles .....	23
Figure II.7. Dimensions des poutres principales .....	24
Figure II.8. Dimensions des poutres secondaires .....	24
Figure II.9 : Coupe de voile .....	25
Figure II.10 : Schéma représentatif de l'escalier .....	26
Figure II.11 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible .....	28
Figure II.12 : Détail des constituants du plancher étage courant .....	28
Figure II.13 : Détail des constituants d'un mur extérieur .....	30
Figure II.14 : poteau le plus sollicité.....	33
Figure II.15 : surface afférente.....	33

**CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.**

Figure III.1 : coupe transversale sur l'acrotère. ....	42
Figure III.2 : Section à calculer.....	43
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	45
Figure III.4 : Treillis soudés utilisés comme armature de la dalle de compression. ....	46
Figure III.5 : Schéma statique du poutrelle (Lmax).....	47
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle la plus sollicité à calculer.....	49
Figure III.7 : Diagramme du moment ultime de la poutrelle la plus sollicitée. ....	50
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant ultime. ....	51
Figure III.9 : Diagramme du moment de service de la poutrelle la plus sollicitée. ....	51
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant de service. ....	51
Figure III.11 : Schéma de ferrailage des planchers en corps creux .....	53
Figure III.12: Vue au plan de l'escalier. ....	53
Figure III.13 : Dimensions en plan de l'escalier .....	54
Figure III.14 : Schéma de ferrailage. ....	56

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure IV.1 :Espace de travail du logiciel ROBOT .....	57
Figure IV.2 :Modèle de la structure avant et après calcul.....	59
Figure IV.3 :1 <sup>er</sup> mode de déformation de la tour (Translation suivant l'axe X) .....	60
Figure IV.4 :2 <sup>eme</sup> mode de déformation de la tour (Translation suivant l'axe Y) .....	60
Figure IV.5 :3 <sup>eme</sup> mode de déformation de la tour (Rotation suivant l'axe Z) .....	60
Figure IV.6 : Spectre de la réponse sismique dans les deux sens (X et Y).....	63

## CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : section d'un poteau.....	72
Figure V.2 : Schéma de la zone nodale.....	74
Figure V.3 : Schéma de ferrailage du poteau 65x65 cm <sup>2</sup> .....	76
Figure V.4 : Schéma de ferrailage du poteau 60x60 cm <sup>2</sup> .....	77
Figure V.5 : Schéma de ferrailage du poteau 50x50 cm <sup>2</sup> .....	77
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du poteau 40x40 cm <sup>2</sup> .....	77
Figure V.7 : Détail du ferrailage lors du changement des sections.....	77
Figure V.8 : Coupe longitudinale du ferrailage des poteaux .....	77
Figure V.9 : Exigences du RPA pour les poutres .....	78
Figure V.10 : Schéma de la zone nodale.....	81
Figure V.11 : Coupe transversale du ferrailage des poutres principales sous-sol.....	84
Figure V.12 : Coupe transversale du ferrailage des poutres principales RDC.....	84
Figure V.13 : Coupe transversale du ferrailage des poutres principales courantes .....	84
Figure V.14 : Coupe transversale du ferrailage des poutres secondaires sous-sol.....	85
Figure V.15 : Coupe transversale du ferrailage des poutres secondaires RDC .....	85
Figure V.16 : Coupe transversale du ferrailage des poutres secondaires courantes .....	85
Figure V.17: coupe longitudinale du ferrailage des poutres .....	85
Figure V.18 : Diagramme des contraintes $\sigma_{max}$ et $\sigma_{min}$ .....	88
Figure V.19 : Schéma de ferrailage des voiles .....	91
Figure V.20 : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles des différents niveaux: .....	91

## CHAPITRE VI CALCUL DE L'INFRASTRUCTURES

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des voiles périphériques .....	94
Figure.VI.2 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux .....	95
Figure.VI.3 : vue en plan des semelles filantes envisagés pour la structure .....	96
Figure.VI.4 : Schéma d'un radier nervuré .....	96
Figure.VI.5 : principe de travail d'un radier nervuré .....	97
Figure.VI.6 : Schéma des dimensions d'un radier nervuré .....	97
Figures VI.7: dimension de la dalle la plus sollicitée .....	99
Figures VI.8: schéma de ferrailage du radier .....	102
Figures VI.9: schéma de ferrailage des nervures .....	105

---

# INTRODUCTION GENERALE



Afin de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre formation, nous avons étudié un bâtiment (sous-sol, rez-de-chaussée plus 18 étages) à usages multiples (habitation, commerce et services), contreventé par des voiles et des portiques en béton armé. Ce document présente l'étude complète que nous avons réalisée, du prédimensionnement des éléments porteurs à leur ferrailage, en passant par des vérifications dynamiques à l'aide du logiciel "AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014", et se terminant par une étude des fondations.

L'organisation de ce document se déploie en six chapitres distincts :

**1 - Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux** : Ce premier chapitre présente les caractéristiques géométriques de la tour ainsi que les propriétés mécaniques du béton et de l'acier, tout en exposant le principe général de la méthode aux états-limites.

**2 - Prédimensionnement des éléments** : Ce deuxième chapitre expose les règles empiriques employées pour pré-dimensionner les éléments secondaires (planchers, escaliers, balcons, acrotères) et porteurs (poteaux, poutres, voiles) du bâtiment, ainsi que leur vérification en accord avec la réglementation technique en vigueur en Algérie.

**3 - Calcul des éléments non structuraux** : Il détaille les calculs de ferrailage des planchers (en corps creux), des escaliers, des balcons et de l'acrotère.

**4 - Etude dynamique et sismique** : Ce chapitre présente le principe général du logiciel "AUTODESK ROBOT" ainsi que son utilisation, incluant également les résultats dynamiques issus de la modélisation.

**5 - Calcul des éléments structuraux** : Il expose les notes de calcul du ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles, conformément aux règles parasismiques algériennes et aux normes C.B.A 93.

**6 - Calcul de l'infrastructure** : Ce dernier chapitre présente les résultats de l'étude géotechnique ainsi que les calculs de ferrailage du voile périphérique et du radier général.

---

# CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

ET

PRESENTATION DE L'OUVRAGE  
CARACTERISTIQUES DES

CARACTERISTIQUES DES  
MATERIAUX

## CHAPITRE I :

# PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### I.1 Introduction

Nous débutons l'étude de ce projet par une présentation de l'ensemble des éléments constitutifs de la structure ainsi que les principales propriétés des matériaux utilisés (béton et aciers), tout en respectant scrupuleusement la réglementation Algérienne en vigueur, notamment les documents techniques réglementaires suivants :

- Le document technique réglementaire « DTR BC 2-4.8 » - intitulé Règles parasismiques Algériennes (**RPA 99 /version 2003**) [1].
- Le document technique réglementaire « DTR BC 2-4.1 » - intitulé Règles de conception et de calcul des structures en béton armée « **C.B.A. 93** » [2].
- Le document technique réglementaire « DTR C 2-4.7 » - intitulé règlement Neige et vent « **R.N.V. 1999** » [3]
- Le document technique réglementaire « DTR BC 2-4.2 » – intitulé Règles de conception et de calcul des parois et des murs en béton banché [4].

### I.2 Présentation de l'ouvrage

L'édifice étudié est un immeuble résidentiel intégré à un projet de construction multifonctionnel, comprenant des espaces commerciaux, des services, et un ensemble de soixante-douze (72) logements en copropriété, se déclinant comme suit :

- Un sous-sol dédié au parking ;
- Un rez-de-chaussée destiné à un usage commercial.
- Un premier étage réservé aux services.
- Dix-sept étages résidentiels, chacun comprenant quatre appartements de type F3 par palier.

De plus, l'édifice est équipé d'une cage d'ascenseur et d'une cage d'escalier.

Située à la commune de Guelma (POS SUD) Wilaya de Guelma, la construction se trouve dans une zone classée comme présentant une sismicité moyenne (**zone IIa**) selon les dans les règles RPA 99/version 2003 (**article 3.1 et annexe I**).

#### I.2.1 Dimensions géométriques

L'architecture de notre bâtiment est caractérisée par des formes régulières tant dans sa configuration en plan qu'en élévation.

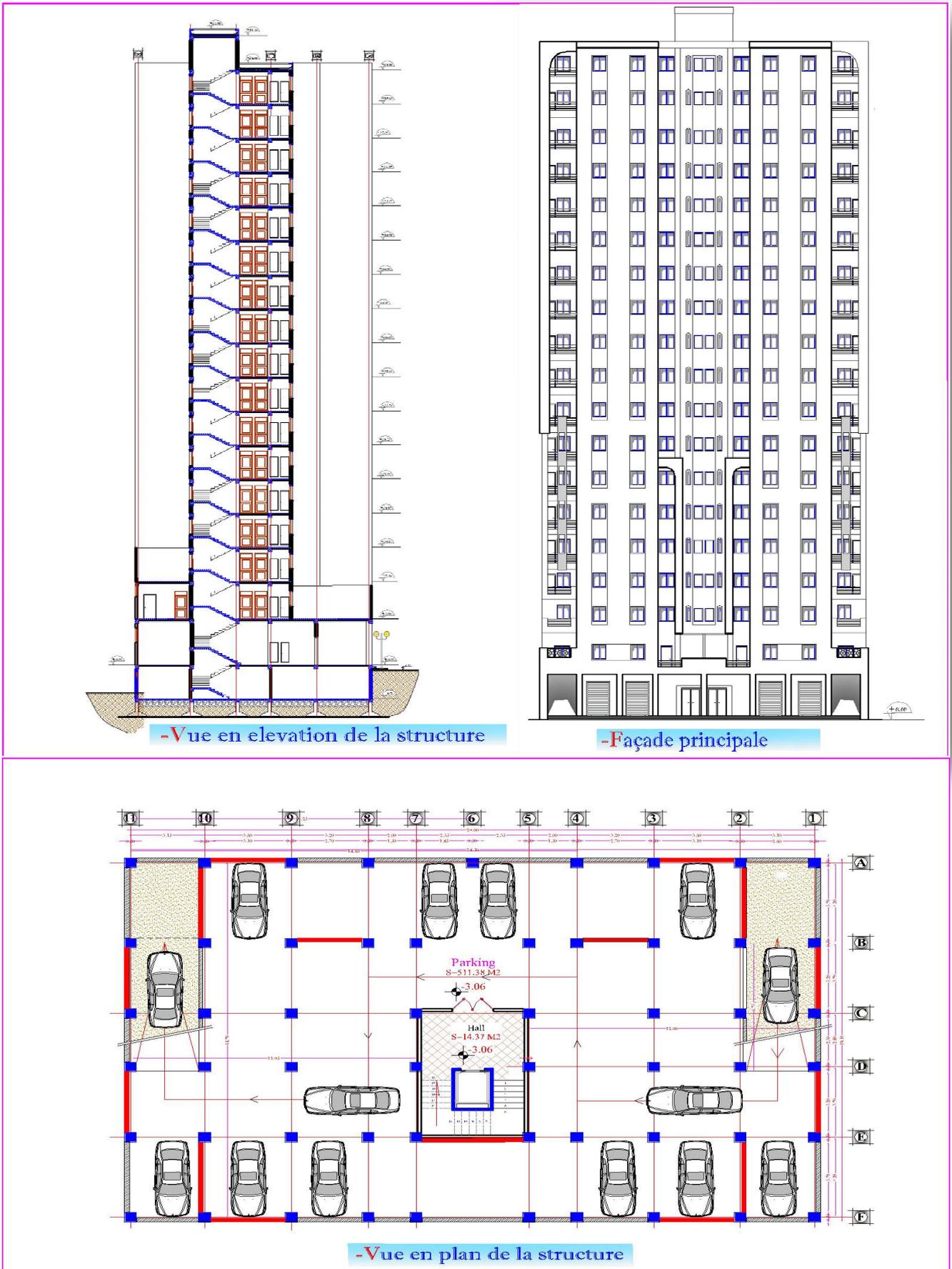


Figure I.1 : vues en plan et en élévation de la structure

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de la tour

Dimensions en élévation	
Hauteur totale	62,76 m
Hauteur du sous-sol	- 3,06 m
Hauteur du rez-de-chaussée	4,08 m
Hauteur du 1 <sup>er</sup> étage	3,40 m
Hauteur des étages courants	3,06 m
Dimensions en plan	
Longueur totale à la base en plan (sens longitudinal)	29,00 m
Largeur totale à la base en plan (sens transversal)	19,10 m

### I.2.2 Classification sismique selon le RPA 99/Version 2003 [1]

L'ouvrage est situé dans la commune de Guelma (POS SUD). Conformément au règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003), cette zone est classée comme étant de moyenne sismicité (**zone IIa**). De plus, selon le règlement parasismique algérien (RPA/99 version 2003, **article 3.2**), l'ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande importance (**groupe 1B**) car il s'agit d'un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur dépasse les 48 mètres.

### I.2.3. Recommandation du C.B.A. 93 [2]

Selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**article B.5.1**), il est possible de ne pas prendre en compte les effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction situés entre des joints distants au maximum de 25 mètres dans les Wilayas du Tell, des hauts plateaux et de l'Atlas saharien, ce qui est le cas de la Wilaya de Guelma.

Cependant, la longueur de la tour étant de 29 mètres, dépassant ainsi le seuil limite, nous sommes contraints de prendre en compte ces effets dans le calcul des éléments structuraux.

### I.2.4. Classification climatique selon le R.N.V. 1999 [3]

L'ouvrage est implanté dans la commune de Guelma, et selon le règlement neige et vent (**RNV 1999**) cette commune est classée dans la **zone climatique A**, avec une **altitude moyenne de 290 m** (mémoire de fin d'études master « Réhabilitation du réseau d'AEP Pos sud de la ville de Guelma » présenté par : BAOUT Abd Erraouf, Université 08 Mai 45 de Guelma (Promotion juin 2018)

### I.2.5. Eléments constructifs

#### A. Ossature

Selon le règlement parasismique Algérien (**article 3.4**), notre structure comporte un remplissage en maçonnerie rigide, dépasse les 6 niveaux et les 20 mètres (zone II). Cela justifie l'utilisation de portiques auto-stables en béton armé dans les deux directions, ainsi que des voiles de contreventement. Les dimensions appropriées de ces éléments seront détaillées dans les chapitres suivants.

Les charges verticales et horizontales seront reprises par les portiques et les voiles simultanément, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives (**type 4.a**).

➤ **Les poutres** : ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion simple.

➤ **Les poteaux** : ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

➤ **Les voiles** : ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

### **B. Les planchers**

Ce sont des éléments de structures horizontaux. Ils limitent les étages et ont pour fonctions principales :

- La résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal, les planchers supportent leur poids propre ainsi que les surcharges du niveau ;
- L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité ;
- Protéger contre les incendies ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;

Les planchers seront construits en utilisant des corps creux ou "entrevous" en polystyrène, agissant comme coffrage perdu, surmontés d'une dalle de compression en béton armé renforcée par du treillis soudé. Ces dalles reposent sur des poutrelles également en béton armé, assurant la transmission des charges aux poutres.

### **C. Les balcons** :

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine en béton armé.

### **D. Les escaliers** :

C'est une succession de gradins permettant le passage à pied d'un étage à l'autre du bâtiment. Les escaliers en béton armé coulé sur place, démarre du RDC jusqu'au dernier étage, et seront composés de deux volées et d'un palier de repos.

### **E. La cage d'ascenseur** :

Notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur réalisé en béton armé coulé sur place.

### **F. Le plancher terrasse**

La terrasse est inaccessible à l'exception des travaux d'entretien.

### **G. La maçonnerie**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur ;
  - ♣ Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externe du mur ;

- ♣ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur pour assurer l'isolation thermique et phonique ;
- ♣ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois interne du mur ;
- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10 cm d'épaisseur pour la face externe et interne et une âme d'air de 5 cm d'épaisseur pour assurer l'isolation thermique et phonique).

**H. Les revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façades extérieurs ;
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et plafonds ;
- Carrelage pour les planchers ;
- Marbre de 02 cm pour les escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux ;

**I. L'infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol ;
- Limiter les tassements ;
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol ;

**Remarque** : On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

**1.2.6. Etude de sol**

Le terrain sélectionné pour accueillir le projet est situé dans le POS Sud de la commune de Guelma. Le laboratoire national de l'habitat et de la construction (**LNHC EST antenne de Guelma**) a mis en place Un programme de reconnaissance sur site en fonction de la nature du projet ainsi que des données géologiques et géotechniques de la région. Deux sondages rotatifs en carottage continu, d'une profondeur de 8 mètres chacun, ont été réalisés pour récupérer des échantillons permettant une reconnaissance de la géométrie d'ensemble, de la stratigraphie et de la pétrographie du site. Les résultats des sondages indiquent ce qui suit :

**1-** Premier sondage :

De 0.00 à 0.30 m : terre végétale.

De 0.30 à 8.00 m : blocs de calcaire à matrice tuf argileux.

**2-** Deuxième sondage :

De 0.00 à 1.00 m : remblais.

De 1.00 à 8.00 m : blocs de calcaire à matrice tuf argileux.

Le terrain présente une homogénéité en plan et en profondeur, avec une capacité d'ancrage minimale de 2.00 mètres. Le sol sous la fondation est non gonflant et non agressif vis-à-vis du béton.

Selon l'article 3.3 du RPA 99/version 2003 compte tenu des valeurs du nombre de coups (>50) et de la résistance à la compression ( $q > 10$  MPa), le site supportant le projet est classé dans la **catégorie S1 (site rocheux)**.

En complément des sondages carottés, six essais de pénétromètre dynamique lourd de type GEOTOOL ont été réalisés pour détecter toute anomalie lors du chargement brutal dans la consistance des couches du sous-sol et évaluer la portance du sol support.

La formule des hollandais ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de la pointe.

$$RD = \frac{M^2 H}{Ae(M+P)} \quad (\text{Eq. I.1})$$

Avec :

**M** : masse du mouton ;

**H** : hauteur de chute du mouton ;

**A** : section de la pointe du pénétromètre dynamique ;

**e** : refus (pénétration moyenne par coup) ;

**P** : poids des tiges ;

La relation liant la capacité portante à la résistance de pointe est :

$$Q_{adm} = \frac{RD}{\alpha} (\text{Bars}) \quad (\text{Eq. I.2})$$

$\alpha$  : coefficient réducteur égale généralement à 2,00 ;

La contrainte admissible préconisée est de :  **$Q_{adm} = 2,0$  bars.**

### I.3. Caractéristiques des matériaux

Le béton possède une remarquable résistance à la compression, mais sa capacité à résister à la traction est relativement plus faible. Lorsque des structures en béton sont soumises à diverses forces, elles subissent un ensemble complexe de contraintes. Si le béton est apte à équilibrer efficacement les contraintes de compression grâce à sa robustesse dans ce domaine, il en va autrement pour celles de traction. Afin de renforcer les parties sujettes à ces dernières, on recourt à l'acier, un matériau réputé pour sa résistance élevée à la traction. Chaque matériau joue ainsi un rôle spécifique, exploitant au mieux ses propriétés : le béton supporte les contraintes en compression tandis que l'acier assume celles en traction. Cette combinaison de matériaux est connue sous le terme de **béton armé**.

**Le béton armé** est un matériau obtenu en incorporant des barres d'acier dans le béton, disposées de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour qu'il puisse résister aux efforts de compression s'il ne peut pas remplir cette fonction par lui-même.

Les avantages du béton armé comprennent son coût économique moindre et son entretien plus économique par rapport à d'autres matériaux comme l'acier et le bois. De plus, il est durable, résistant à l'eau et à l'air, et offre une isolation thermique et phonique. Cependant, il présente également des inconvénients, tels que le contrôle de la qualité des matériaux, le poids élevé des structures en béton armé et la difficulté de modifier une structure déjà construite.

### I.3.1 le béton

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, granulats et eau.

#### A) Composition du béton

**A.1) Ciment** : ciment portland artificiel (CPA) CEM II A-L 42.5 N & R produit par Le Groupe Industriel des Ciments d'Algérie "Groupe GICA" est le liant le plus couramment utilisé en Algérie, il sert à assurer une bonne liaison entre granulats.

**A.2) Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ( $D_s \leq 5$ ) mm ;
- Gravier de dimension ( $8 \leq D_g \leq 25$ ) mm ;

**A.3) Eau de gâchage** : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

#### B) Les divers stades de fabrication et de vie du béton

La réalisation du béton armé nécessite les opérations suivantes

1. Préparation des constituants du béton ;
2. Coffrage et ferrailage : réalisation du moule et mise en place des barres d'aciers ;
3. Mise en œuvre (bétonnage) : mise en place du béton ;
4. Durcissement (décoffrage) : après durcissement du béton on démonte le coffrage ;

#### C) Résistance mécanique du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

**C.1) Résistance à la compression** : désignée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours) dite valeur caractéristique requise (spécifiée), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées ( $16 \times 32$ ) cm<sup>2</sup> dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm<sup>2</sup>. Pour les ouvrages courants.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa (RPA 99/version 2003 **article 7.2.1**).

Pour notre ouvrage, nous considérons une résistance caractéristique à la compression à 28 jours équivalente à **25 MPa**. Nous proposons la composition suivante, établie sur la base d'une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, et en utilisant un dosage en ciment permettant d'atteindre, dans des conditions ordinaires, une résistance à la compression d'au moins **25 MPa**. (CBA 93 **article A.2.1.1.3**)

On propose la formulation suivante :

**Tableau I.2** : Formulation d'un mètre cube de béton

Composantes	Graviers 8/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Quantité	800 l	400 l	400 Kg	180 l
Poids (kg)	1200	600	400	180

La résistance du béton à la compression  $f_{cj}$  à  $j$  jours en fonction de  $f_{c28}$  est donnée par :

➤ Pour  $j < 28$  jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. I.3})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. I.4})$$

➤ Pour  $j > 28$  jours :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad (\text{Eq. I.5})$$

**C.2) Résistance à la traction :** La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

Traction directe sur les cylindres précédents.

Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

La résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours, notée  $f_{tj}$ , est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ MPa} \quad (\text{Eq. I.6})$$

Pour notre ouvrage, avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}=25$  MPa, la résistance à la traction  $f_{t28} = 2,1$  MPa

## D) Module de déformation longitudinale du béton

Ce module connu sous le nom de module de Young ou module d'élasticité longitudinal ; est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

### D.1. Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de «j» jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPa} \quad (\text{Eq. I.7})$$

Pour :  $f_{c28} = 25$  MPa, on trouve :  $E_{i28} = 32164$  MPa.

### D.2. Module de déformation différé

Il est réservé **spécialement** pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPa} \quad (\text{Eq. I.8})$$

pour :  $f_{c28} = 25$  MPa, on trouve :  $E_{v28} = 10819$  MPa.

## E) Module de déformation transversale – coefficient de poisson

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Eq. I.9})$$

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} \quad (\text{Eq. I.10})$$

Il est pris égal à **0,2** pour le calcul des déformations et **0 (zéro)** pour le calcul des sollicitations (CBA 93 article A.2.1.2.2).

### I.3.2. Les aciers

Leur rôle principal est de prendre en charge les contraintes de traction, une tâche que le béton ne peut assumer seul. Les aciers se distinguent par leurs limites élastiques ( $f_e$ ) et leur module d'élasticité ( $E$ ). Leur excellente adhérence au béton permet de créer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris comme étant égal à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  (CBA 93 article A.2.2.1).

#### A) Différents types d'aciers

**A.1) Les ronds lisses (R.L) :** Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances  $F_eE215$  et  $F_eE235$  et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

**A.2) Les aciers à haute adhérence (H.A) :** Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps d'armature. On a deux classes d'acier  $F_eE400$  et  $F_eE500$  et même diamètre que les R.L.

**A.3) Treillis soudés :** Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

#### B) Caractéristique mécanique d'acier

Selon le RPA/99 version 2003 (article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

- De haute adhérence avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ .
- L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5 %.

**Tableau I.3 :** Caractéristiques des aciers utilisés

Type	Nuance	Limite élastique $F_e$ (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture
Haute adhérence pour les armatures longitudinales	$F_eE500$	500	390-490	25 %
Ronds lisses pour les armatures longitudinales	$F_eE235$	235	550	12 %
Treillis soudés pour la dalle de compression	$F_eE500$	500	550	12 %

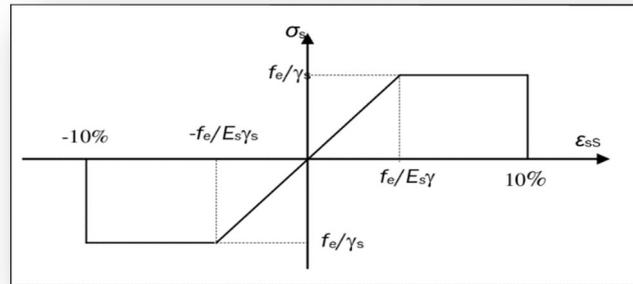
$\sigma_s$  = contrainte de l'acier.

$\varepsilon_s$  = allongement relatif de l'acier.

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier

qui a pour valeur :

- Combinaison fondamentale  $\gamma_s = 1,15$
- Combinaison accidentelle  $\gamma_s = 1,0$



**Figure I.2.** Diagramme contraintes – déformations d'acier (CBA 93 article A.2.2.2)

### C) Les coefficients de fissuration et de scellement

**Tableau I.4 :** Coefficients de fissuration et de scellement des aciers

Types	Coeff. de fissuration $\eta$	Coeff. de scellement $\psi$
Ronds lisses	1,0	1,0
HA	1,6	1,5
Fils H.A. $\varnothing < 6$ mm	1,6	1,5
Fils H.A. $\varnothing > 6$ mm	1,3	1,5

### D) Protection des armatures (CBA 93 article A.6.3)

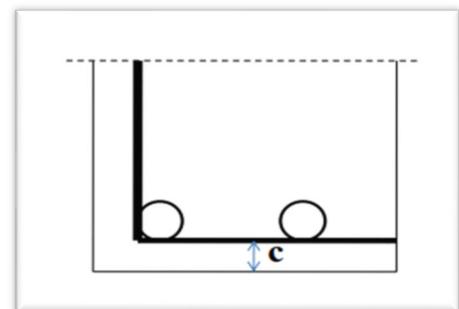
Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).

- 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide.

- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

Pour notre ouvrage en va admettre une valeur de 03 cm pour tous les éléments en béton armée



**Figure I.3 :** Enrobage des aciers

### I.3.3. Diagramme des déformations limites de la section (CBA 93 article A.4.3.3)

Quelle que soit la nature des sollicitations appliquées sur une section transversale, qu'il s'agisse de traction simple, de flexion simple, de compression simple, de flexion composée avec traction ou

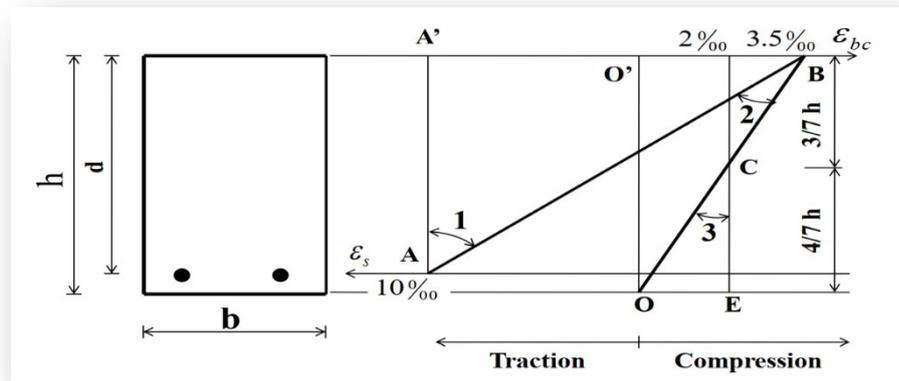
de flexion composée avec compression, l'état limite ultime d'une section peut être atteint de deux manières :

- ✓ Par l'écoulement plastique des aciers, ce qui se traduit par un allongement des armatures de 10 ‰
- ✓ Par l'écrasement du béton, entraînant un raccourcissement du béton de 3,5 ‰

Le diagramme des trois pivots est articulé autour de ces deux limites, avec trois possibilités comme illustré dans la figure I.0.

- le pivot A qui correspond à un allongement maxi des aciers.
- le pivot B qui correspond à un raccourcissement maxi du béton.
- le pivot C qui correspond à une section entièrement comprimée.

Figure I.4 : Règle des trois pivots.



Si  $y_u$  représente la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée de la section, la valeur de  $y_u$  détermine dans quel domaine se situe le diagramme limite.

On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux  $3/7$  de la hauteur totale  $h$  de la section.

#### I.3.4. Les états limites :

Une structure en béton bien conçue doit atteindre plusieurs objectifs :

- |  |   |
|--|---|
| L'ossature ne doit pas s'effondrer →                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>- L'ensemble doit rester en équilibre lorsque des charges sont appliquées.</li> <li>- Le béton et l'acier ne doivent pas se rompre</li> <li>- Les éléments ne doivent pas flamber</li> </ul> |
| La structure doit être durable →                     |   |
| La structure ne doit pas se déformer excessivement → | - Limitation des flèches  |

**A) Notion des états limites**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**B) Etats limites ultimes**

Ils mettent en jeu la sécurité des personnes et des biens.

Ils correspondent à l'atteinte de maximum de la capacité portante de la construction ou de ses éléments avant dépassement par :

- perte d'équilibre statique ;
- rupture des sections par déformation excessive ;
- instabilité de forme (flambement) ;
- mécanisme de rupture ;

Dans ce cas, on utilisera les lois de type rupture.

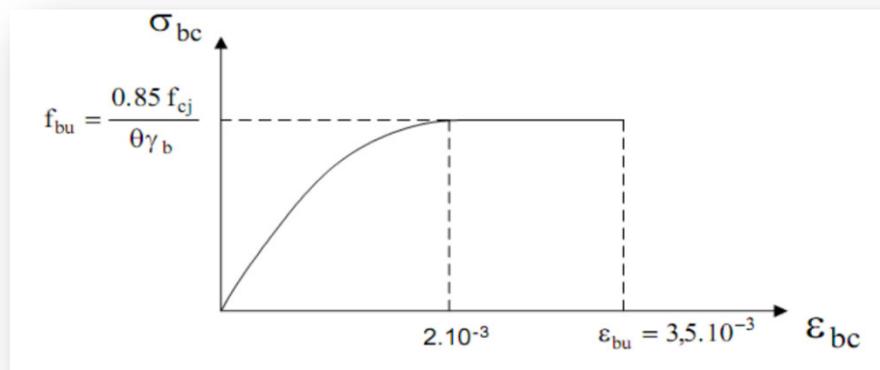
❖ **Hypothèses de calcul à l'ELU (CBA 93 article A.4.3.2)**

Ces hypothèses sont au nombre de six, Les trois premières sont celles du calcul classique.

1. Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation ;
2. Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue) ;
3. La résistance du béton tendu est négligée ;

❖ **Diagramme contraintes-déformations du béton (CBA 93 article A.4.3.4.1)**

Pour les vérifications à l'ELU on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit "parabole rectangle".



**Figure I.5 :** Relation contraintes-déformations pour le béton

❖ **Contraintes limite ultime de calcul du béton :** elle est définie par la relation :

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Eq. I.11})$$

avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & (\text{cas de combinaisons fondamentales}) \\ \gamma_b = 1,15 & (\text{cas de combinaisons accidentelles}) \end{cases}$

$\Theta$  : Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges :

$\Theta = 1$  si la durée  $> 24$  h ;  $\Theta = 0,9$  si la durée  $> 1$  h et  $< 24$  h ; Sinon :  $\Theta = 0,85$  ;

$f_{c28}$  = résistance caractéristique à la compression à 28 jours ;

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton ;

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa, on obtient une contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton de  $f_{bu} = 14,17$  MPa

**Contraintes limite ultime de calcul d'acier** : notée «  $\sigma_s$  », elle est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Eq. I.12})$$

avec :

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & (\text{cas de combinaisons fondamentales}) \\ \gamma_s = 1,00 & (\text{cas de combinaisons accidentelles}) \end{cases}$

$f_e$  : limite élastique de l'acier.

**Tableau I.5** : Contrainte de calcul aux états limites ultimes des aciers

	Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
$\sigma_s$ (MPa) (FeE500)	435	500
$\sigma_s$ (MPa) (FeE235)	204	235

### C) Etats limites de service

Ils correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité normalement ou compromet sa durabilité. Il existe trois états limites de service : la compression du béton, l'ouverture des fissures et les déformations.

#### ❖ Hypothèse de calcul à l'ELS (CBA 93 article A.4.5.1)

1. Conservation des sections planes ;
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations ;
3. La résistance à la traction du béton est négligée ;
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé ;

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

#### ❖ L'état limite de service vis-à-vis à la compression du béton

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \text{ Mpa} \quad (\text{Eq. I.13})$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa, on trouve :  $\sigma_{bc} = 15$  MPa.

#### ❖ L'état limite de service d'ouverture des fissures

On limite les fissures, pour la durabilité et la sécurité des ouvrages. Trois cas peuvent se présenter :

1. **Fissuration peu préjudiciable** : dans ce cas, il n'y a pas de limite spécifique pour la contrainte de traction de l'acier.

**2. Fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments de structure sont soumis aux intempéries, à des condensations ou peuvent être alternativement noyés ou immergés en eau douce. Dans ce cas on limite la contrainte de traction des armatures à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{Eq. I.14})$$

Les valeurs de  $\sigma_s$  pour les aciers FeE500 et FeE235, sont mentionnées sur le tableau suivant :

**Tableau I.6 :** Contrainte limite de traction des aciers utilisé (Fissuration préjudiciable)

	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_{t28}$ (Mpa)	$\eta$	$\sigma_s$ (Mpa)
<b>FeE500</b>	25	2.1	1.6	201.6
<b>FeE235</b>	25	2.1	1.0	159.4

**3. Fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments de structure sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine, gaz ou sols corrosifs) ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on limite la contrainte de traction des armatures à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{Eq. I.15})$$

Les valeurs de  $\sigma_s$  pour les aciers FeE500 et FeE235, sont mentionnées sur le tableau suivant :

**Tableau I.7 :** contrainte limite de traction des aciers utilisé (fissuration très préjudiciable)

	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\eta$	$\sigma_s$ (MPa)
<b>FeE500</b>	25	2.1	1.6	164.97
<b>FeE235</b>	25	2.1	1.0	117.5

#### L'état limite de service de déformation :

On doit vérifier que les éléments n'accusent pas une flèche excessive pour la bonne tenue des revêtements scellés, des cloisons et des plafonds.

#### Contrainte ultime de cisaillement (CBA 93 article A.5.1) :

La contrainte ultime de cisaillement est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad (\text{Eq. I.16})$$

$V_u$  : Effort tranchant ultime ;

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus base des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Eq. I.17})$$

Lorsque la fissuration est jugée préjudiciable où très préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus base des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Eq. I.18})$$

#### I.4. Les actions

On appelle une action toute cause produisant un état de contrainte, par exemple une charge sur une construction telle que le poids de la construction, le vent, etc. Ces actions sollicitent l'ouvrage qui les reçoit par des forces ponctuelles, linéaires et réparties, elles sont classées en trois catégories :

##### 1.4.1. Les actions permanentes (CBA 93 article A.3.1.2)

Une action est dite permanente quand elle est appliquée à l'ouvrage avec la même intensité pendant toute la durée de vie de la construction. La charge permanente est évaluée à partir des volumes définis par les dessins d'exécution :

- poids propre de la construction ;
- poids des éléments secondaires fixes (revêtement de sol, cloisons, etc.) ;
- poids des équipements fixes ;

**Tableau I.8 : Poids des matériaux utilisés**

Matériau	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )
Béton armée	25
Brique creuse	9
Mortier de ciment	20
Mortier en plâtre	12
Carrelage	20
Complexe d'étanchéité	11.1

##### 1.4.2. Les actions variables (C.B.A. 93 A.3.1.3)

Une action est dite variable quand elle est appliquée à l'ouvrage avec une intensité qui peut varier légèrement mais qui s'applique avec une durée courte par rapport aux charges permanentes. On trouve les actions d'exploitation, climatiques, dues à la température et actions appliquées en cours de construction.

#### A) Les actions d'exploitation

Les charges d'exploitation appliquées à la structure, telles qu'extraites du DTR BC.2.2 intitulé "Charges permanentes et charges d'exploitation", varient d'un étage à l'autre et selon les différentes parties de chaque étage. Leurs valeurs sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.9 : Charges d'exploitation sur les éléments de la structure**

Eléments	Valeurs (kN/m <sup>2</sup> )
Toiture terrasse non accessible	1,00
Planchers à usage d'habitation (hall)	2,50
Planchers à usage d'habitation	1,50
Bureaux	2,50
Commerce	5
Escaliers	2,50
Main courante de l'acrotère. /ml	1,00

**B) Les actions climatiques**

Elles sont définies par les règles neige et vent 1999.

**C) Les actions dues à la température**

Ces actions correspondent à des effets de dilatation ou de retrait dus à la différence de température entre le jour et la nuit par exemple.

**I.4.3 : Les actions accidentelles (FA) (CBA 93 article A.3.1.4)**

Ce sont les séismes, le feu, choc de véhicule, etc.

**I.6. Sollicitations de calcul**

Les sollicitations sont les effets provoqués en chaque endroit de la construction par les actions. Elles sont exprimées sous la forme de grandeurs classiques de la RDM :

- Effort normal ;
- Moment fléchissant ;
- Effort tranchant ;
- Moment de torsion ;

**I.7. Les combinaisons (CBA 93 article A.3.3)****I.7.1. Combinaisons à l'état-limite ultime :**

Les sollicitations de calcul à l'état limite ultime sont déterminées à partir des combinaisons d'actions suivantes :

$$1,35 G + 1,5 Q + S_n \quad (\text{Eq. I.19})$$

$$1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T \quad (\text{Eq. I.20})$$

$$1,35 G + 1,5 Q \quad (\text{Eq. I.21})$$

**I.7.2. Combinaisons à l'état-limite de service :**

Les sollicitations de calcul à l'état limite de service sont déterminées à partir des combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + 0,77 S_n \quad (\text{Eq. I.22})$$

$$G + Q + 0,6 T \quad (\text{Eq. I.23})$$

$$G + Q \quad (\text{Eq. I.24})$$

**I.7.3. Combinaisons accidentelles :**

Les sollicitations de calcul accidentelle sont déterminées à partir des combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E \quad (\text{Eq. I.25})$$

$$G + Q \pm 1,2 * E \quad (\text{Eq. I.26})$$

$$0,8 G \pm E \quad (\text{Eq. I.27})$$

avec :

$G$  = charges permanentes ;

$Q$  = surcharge d'exploitation ;

$S$  = action de la neige ;

$E$  = effort sismique ;

$T$  = effet de la température ;

**Références bibliographiques du premier chapitre :**

1. Document technique réglementaire « DTR BC 2-4.8 » - intitulé Règles parasismiques Algériennes (**RPA 99 /version 2003**).
2. Document technique réglementaire « DTR BC 2-4.1 » - intitulé Règles de conception et de calcul des structures en béton armée « **C.B.A. 93** ».
3. Document technique réglementaire « DTR C 2-4.7 » - intitulé règlement Neige et vent « **R.N.V. 1999** »
4. Document technique réglementaire « DTR BC 2-4.2 » – intitulé Règles de conception et de calcul des parois et des murs en béton banché.
5. CHERAIT ; Y 2006. Calcul des ouvrages en béton armé. Editions Offices des publications universitaires OPU ;
6. Mémoire de master « Etude d'une tour R+14 en béton armé fondée sur pieux» présenté par : KHELAIKIA Akram et MEGHMOULI Abdelbaki, Université 08 Mai 45 de Guelma (Promotion septembre 2020) ;
7. Mémoire de master « Etude d'un bâtiment R+11+duplex + entre sol, à Usage d'Habitation implanté à Bejaia » présenté par : AIT MANSOUR Zaid et AIT BRAHAM Noureddine, Université A. MIRA - Bejaia (Promotion juin 2017).

---

# CHAPITRE II

## PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

CHAPITRE II :

**PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

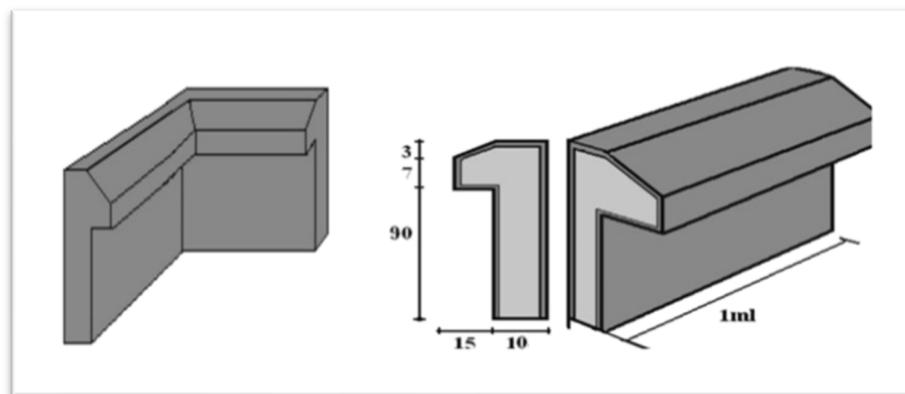
**II.1 Introduction**

Le prédimensionnement d'une structure constitue une étape fondamentale dans le processus de conception, durant laquelle les dimensions approximatives des éléments structuraux sont évaluées avant d'entreprendre des calculs détaillés. Cette phase initiale permet une première estimation de la faisabilité du projet et offre des valeurs de référence pour les dimensions des éléments principaux comme les poteaux, les poutres et les dalles. Le prédimensionnement s'appuie généralement sur des règles empiriques, l'expérience de l'ingénieur et son jugement, en tenant compte des recommandations des règlements de construction en vigueur tels que le DTR BC 2.2, le DTR BC 2.42, le RPA99/version 2003 et le CBA93. Les dimensions établies lors de cette phase peuvent être ajustées au besoin après des calculs plus approfondis visant à vérifier la résistance et la stabilité de la structure dans les étapes suivantes du processus de conception.

**II.2. Prédimensionnement de l'acrotère :**

L'élément architectural appelé acrotère, souvent fabriqué en béton armé, est généralement positionné en périphérie d'une terrasse. Ses dimensions sont ajustées en fonction de divers facteurs tels que le type de terrasse, les normes de sécurité et les préférences esthétiques du designer. Son rôle principal est de servir de barrière protectrice contre les chutes éventuelles depuis la terrasse.

Par souci de sécurité, il est proposé que l'acrotère ait une hauteur de 100 cm et une épaisseur de 15 cm, comme illustré dans la figure suivante.



**Figure II.1.** Schéma représentatif de l'acrotère

**II.3 Pré dimensionnement des planchers**

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère Dynamique
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier

- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Dans notre projet on trouve les Planchers à corps creux et les Plancher à dalles pleine (les balcons).

### II.3.1. Les planchers à corps creux.

Nous avons opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les nombreux avantages qu'ils présentent parmi lesquels on pourra citer :

- Coffrage perdu
- Facilité et rapidité de réalisation
- Diminution du poids total de la structure
- Bonne isolation thermique et phonique.

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- Corps creux (entrevous) : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance ;
- Poutrelles (nervures) : éléments résistants du plancher en béton armée coulé sur place ;
- Dalle de compression (hourdis) : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm avec armature en Treillis soudé.

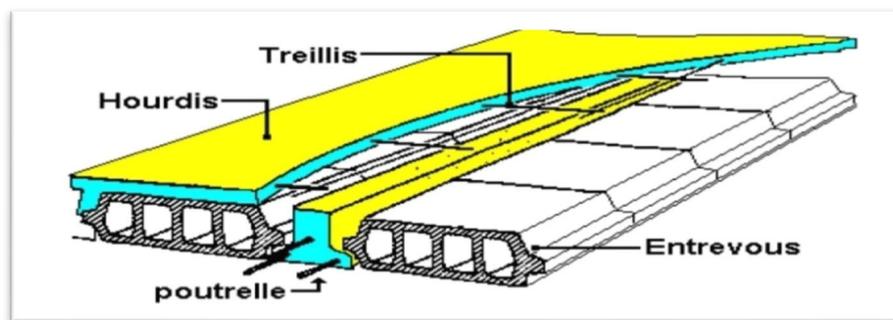


Figure II.2. Plancher à corps creux

**A) Dimensionnement du plancher :** Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc} \quad (\text{Eq II.1})$$

Avec :  $h_{cc}$  et  $h_{dc}$  : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Et ce en respectant la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA 93 (Article B.6.8.4.2.4)} \quad (\text{Eq II.2})$$

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = L - a \quad (\text{Eq II.3})$$

$L$  : la distance entre axe des poteaux

$a$  : largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm valeur minimale en zone IIa (RPA 99/version 2003 article 7.4.1)

$$L_{\max} = 4,20 - 0,25 = 3,95 \text{ m} \rightarrow h_t = \frac{3,95}{22,5} = 0,176 \text{ m} = 17,6 \text{ cm}$$

On opte pour les plancher une épaisseur  $h_t = 20$  cm tel que :  $h_{cc} = 16$  cm et  $h_{dc} = 4$  cm soit un corps creux 16+4, Ce dimensionnement reste valable pour le reste des planchers.

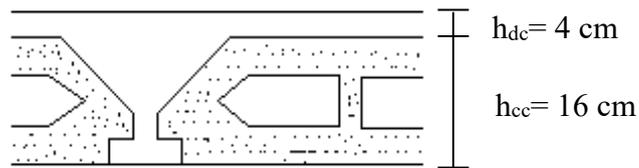


Figure II.3. Corps creux 16+4

**B) Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles, formées de sections en béton armé en forme de « T », jouent un rôle crucial dans la transmission des charges vers les poutres principales. Leur arrangement est déterminé par des critères précis :

Elles sont disposées parallèlement à la plus courte portée, définissant ainsi le sens porteur du plancher, qui travaille uni directionnellement.

Elles sont positionnées dans le sens comportant le plus grand nombre d'appuis, conformément au critère de continuité, car une plus grande densité d'appuis contribue à réduire les déformations.

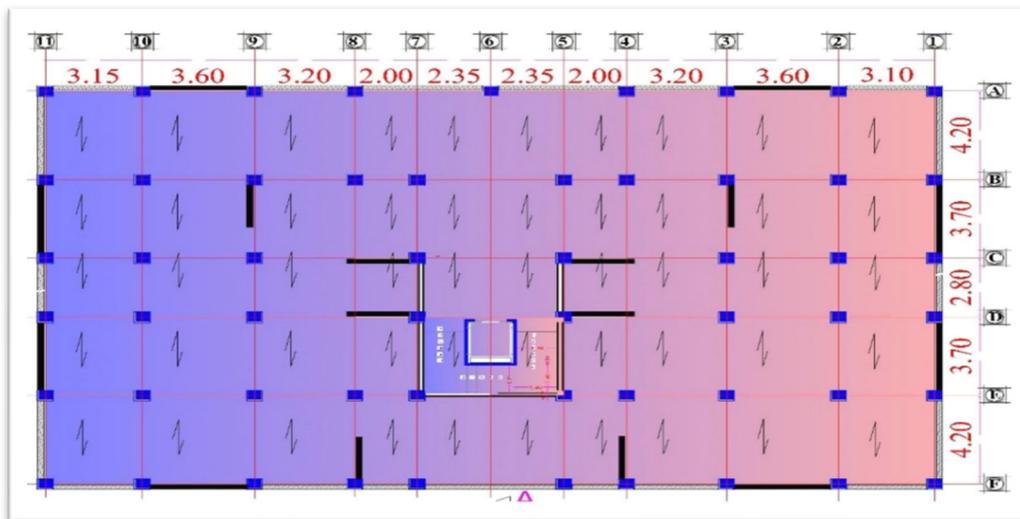


Figure II.4 : disposition des poutrelles

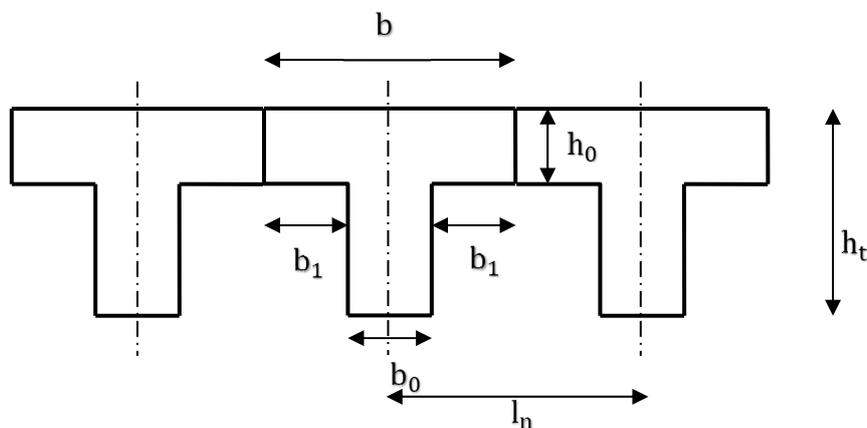


Figure II.5 : Dimensions de la section d'une poutrelle.

$h_t$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) ;

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ;

$b_0$  : Largeur de la nervure ;

$b$  : Largeur efficace ;

Selon le CBA 93 (article 4.1.3)  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2}; \frac{L_y \min}{10} \right)$  (Eq II.4)

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on choisit ce qui suit :

$h = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$

$L_x = 65 \text{ cm}$  ;  $L_y = 280 \text{ cm}$

$\frac{b_0}{2} \min (32.5\text{cm} ; 28 \text{ cm}) \rightarrow 65 - b_0 \leq 56 \rightarrow b_0 \geq 9$

On adopte  $b_0 = 10 \text{ cm}$

Qui nous donne  $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5$   $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

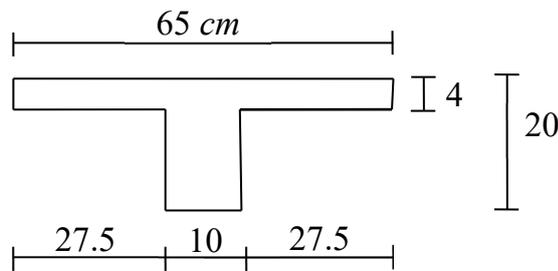


Figure II.6 : Dimensions des poutrelles.

II.3.2. Les planchers à dalle pleine

Le prédimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

A) Critère de résistance à la flexion :

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis.

$e \leq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appui //.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.

$L_x$  : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

B) Coupe-feu

$e \geq 7 \text{ cm}$  .....Pour une heure de coupe-feu ;

$e \geq 11 \text{ cm}$  ..... Pour deux heures de coupe-feu ;

$e \geq 14 \text{ cm}$  ..... Pour trois heures de coupe-feu ;

**C) Isolation phonique**

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

D'après les conditions précédentes, on adopte une épaisseur **e = 15 cm**, pour toutes les dalles.

**II.4 Prédimensionnement des Poutre.**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire des poutres doit satisfaire les conditions suivantes :

$$: \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

**h** : hauteur de la poutre ;

**b** : largeur de la poutre ;

**L** : portée maximum entre nus d'appuis des poutres.

Cependant les dimensions estimées des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA 99 version 2003 qui stipule que Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  ;
- $h \geq 30 \text{ cm}$  ;
- $h/b \leq 4.0$ .

On distingue deux (2) types des poutres, les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

**II.4.1. Poutres principales (PP):**

Etant données que la longueur maximale entre axes des poteaux = 4,70 m = 470 cm donc :

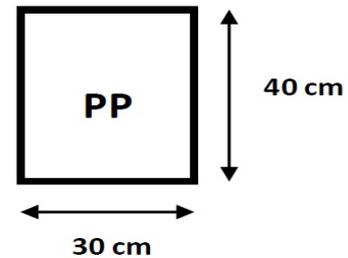
$$L_{\max} = 470 - 25 = 455 \text{ cm} ;$$

$$\frac{455}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{455}{10} \longrightarrow 30,33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 45,5 \text{ cm} ;$$

Nous optons pour  **$h_{pp} = 40 \text{ cm}$**

$$0,4 \times 40 \leq b_{pp} \leq 0,7 \times 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 28 \text{ cm}$$

Nous optons pour  **$b_{pp} = 30 \text{ cm}$**



**Figure II.7.** Dimensions des poutres principales.

**II.4.2. Poutres secondaires (PS) :**

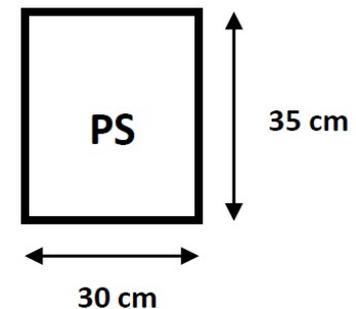
Pour une longueur maximale entre axes des poteaux = 4,20m = 420 cm donc :  $L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$  ;

$$\frac{395}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{395}{10} \longrightarrow 26,33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 39,5 \text{ cm} ;$$

Nous optons pour  **$h_{pp} = 35 \text{ cm}$**

$$0,4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour  **$b_{pp} = 30 \text{ cm}$**



**Figure II.8.** Dimensions des poutres secondaires.

**II.5 Prédimensionnement des voiles.**

Les voiles sont des éléments de structure essentiels dans la construction en béton armé. Leur dimensionnement préliminaire est justifié par les normes du Règlement de Construction Parasismique (RPA99/version 2003, article 7.7.1). Leur rôle principal est double : d'une part, ils assurent le contreventement du bâtiment en supportant les charges horizontales générées par les séismes ou le vent, et d'autre part, ils transfèrent les charges verticales vers les fondations.

Selon les dispositions du RPA99/version 2003 (**article 7.7.1**), les éléments qui satisfont à la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles Avec :

L : longueur de voile ;

a : épaisseur de voile ;

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm selon RPA99/version 2003 (**article 7.7.1**), de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités

**II.5.1. Les voiles de contreventement :**

L'épaisseur des voiles doit satisfaire les conditions du RPA99/version 2003 suivante :

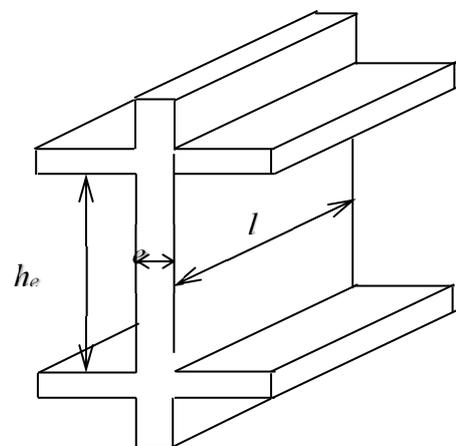
$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4 \times e \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{RPA99/version 2003 (article 7.7.1)}$$

D'où :

L : largeur du voile correspond à la portée minimale ;

e : épaisseur de voile ;

he : hauteur libre d'étage ;



**Figure. II.9 :** Coupe de voile

$$h_e = h - h_p \quad \text{(Eq II.5)}$$

**h** : hauteur du sous-sol ;

**h<sub>p</sub>** : hauteur de la poutre ;

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{368}{20} = 18,40 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20 cm**

La largeur minimale des voiles: **L<sub>min</sub> = 4 x 20 = 80 cm**

**II.5.2 -voile périphérique du sous- sol :**

Selon le RPA99/version 2003 l'épaisseur du voile périphérique doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_{\min} = 15 \text{ cm} & \text{article (10.1.2)} \\ e \geq \frac{h_e}{25} & \text{article (7.7.1)} \end{cases}$$

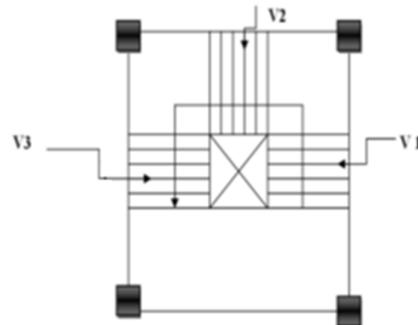
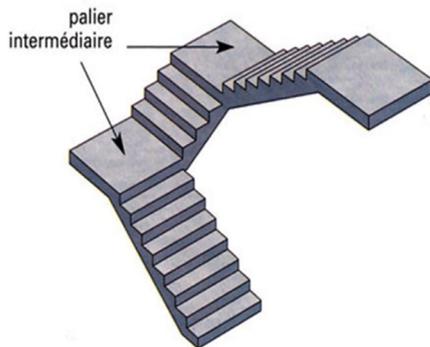
$$h_e = h - h_p = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{266}{25} = 10,64 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile périphérique d'épaisseur **e = e<sub>min</sub> = 20 cm**

**II.6 Prédimensionnement des escaliers**

Un escalier est une construction composée de marches horizontales et d'un palier, permettant de passer d'un niveau à un autre à pied. Il sert également de sortie de secours en cas d'urgence. Pour chaque étage, il y a un seul type d'escalier : trois séries de marches avec deux paliers intermédiaires qui tournent autour de la cage d'ascenseur. Ses composants comprennent la marche (la surface horizontale où l'on marche), la contremarche (la partie verticale contre la marche), l'embranchement (la longueur utile de chaque marche), le giron (la largeur de la marche mesurée à partir d'une ligne de foulée tracée à 0,5 m de la ligne de jour), la paillasse (qui soutient les marches) et la volée (un ensemble de marches d'un palier à un autre).



**Figure. II.10 :** Schéma représentatif de l'escalier

Caractéristiques techniques :

Hauteur : H=3,06 m (sous-sol et étages du 2<sup>ème</sup> au 18<sup>ème</sup>) ;

Hauteur : H= 4,08 m (RDC) ;

Hauteur : H=3,20 m (1<sup>er</sup> étage) ;

Choisissons une hauteur de marche de 17 cm (valeur moyenne pour une marche).

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, le giron doit vérifier la condition de la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm.} \quad (\text{Eq II.6})$$

$$59 - 2 \times 17 < g < 66 - 2 \times 17.$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} ; \quad \text{soit un giron de } \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

Nombre de contre marches "Nc":

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}} \quad (\text{Eq. II.7})$$

- Pour H=3,06 m

$$N_c = \frac{306}{17} = 18.$$

- Soit un escalier de trois volets de six contres marche chacun.
- Pour H=4,08 m

$$N_c = \frac{408}{17} = 24. \quad (9+6+9)$$

- Pour H=3,20 m

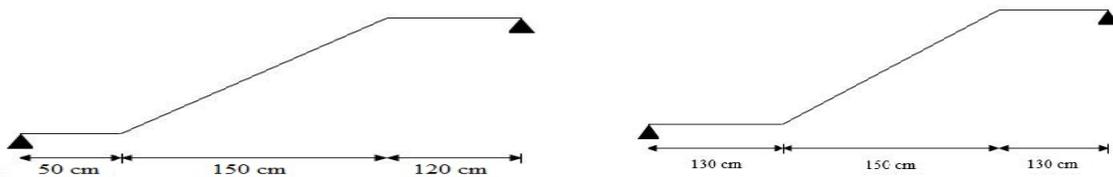
$$N_c = \frac{320}{16} \cong 19. \quad (7+5+7).$$

La longueur projetée de la paillasse (l):

$$l = (N_c - 1) \times g \quad (\text{Eq. II.6})$$

- Pour H=3,06 m (03 volets de 6 marches)

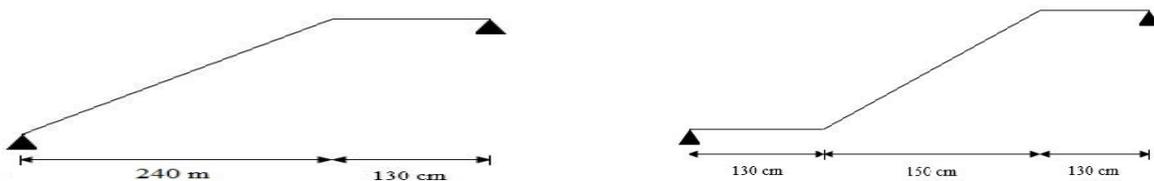
$$l = (6 - 1) \times 30 = 150 \text{ cm.}$$



L'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = \frac{h}{l} = \frac{6 \cdot 17}{150} = \frac{102}{150} = 0.68$ ; donc  $\alpha = 34.21^\circ$

- Pour H=4,08 m (01 volet de 6 marches et 02 volet de 9 marches)

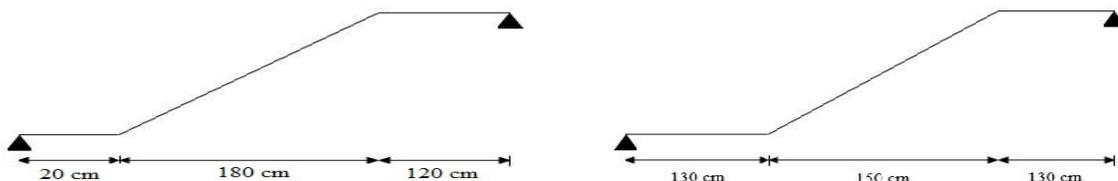
$$l = (9 - 1) \times 30 = 240 \text{ cm.}$$



L'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = \frac{9 \cdot 17}{240} = \frac{153}{240} = 0.637$ ; donc  $\alpha = 32.5^\circ$

- Pour H=3,20 m (01 volet de 6 marches et 02 volet de 7 marches)

$$l = (7 - 1) \times 30 = 180 \text{ cm.}$$



L'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = \frac{7 \cdot 17}{180} = \frac{119}{180} = 0.66$ ; donc  $\alpha = 33.46^\circ$

L'épaisseur de la paillasse : on dimensionne la plus longue paillasse du RDC et on généralise sur les autres paillasses et son dimensionnement doit vérifier l'inégalité suivante

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad (\text{Eq. II.6})$$

$$\frac{240+130}{30} \leq e \leq \frac{240+130}{20} \rightarrow 12.33 \leq e \leq 18.5 \quad e = 15 \text{ cm.}$$

II.7 Evaluation des charges et surcharges :

II.7.1 : charges permanentes

A) Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux sur montée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

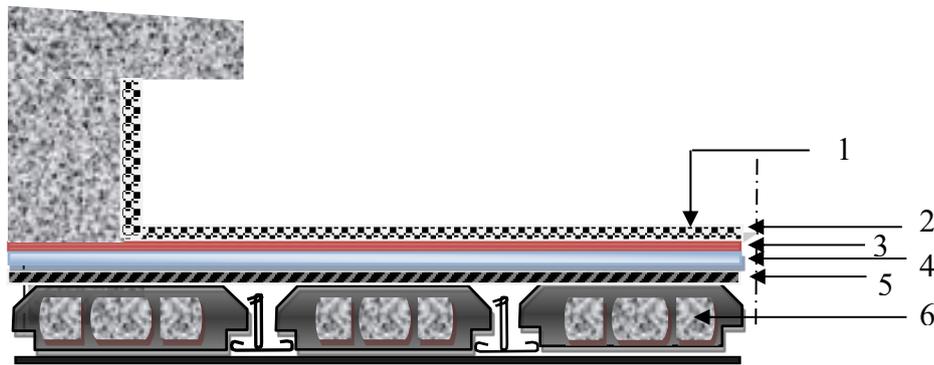


Figure II.11 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : Chargement permanent du plancher terrasse.

Plancher terrasse inaccessible				
Chargement	N°	Désignation	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
	1-	Gravions roule de protection (4 cm).	20	0,80 kN/m²
	2-	Étanchéité multicouche (2 cm).	6	0,12 kN/m²
	3-	Forme de pente (10 cm).	22	2,2 kN/m²
	4-	Isolation thermique en polystyrène (4 cm).	0.04	0,002 kN/m²
	5-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	/	2,80 kN/m²
	6-	Enduit sous plafond en ciment (2 cm).	10	0,20 kN/m²
• Charge permanente totale G				<b>6,122 kN/m²</b>

B) Plancher étage courant

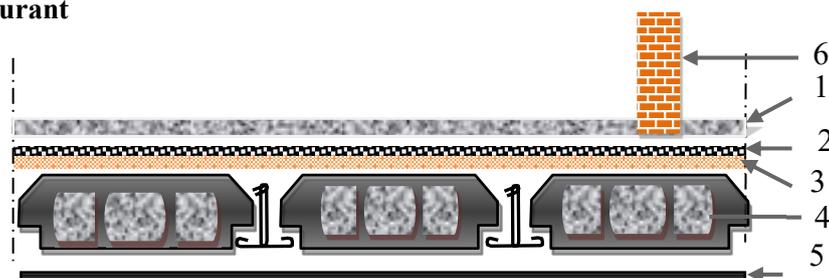


Figure II.12 : Détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau. II.2 : Chargement permanent du plancher étage.

Plancher étage courant (habitation)				
Chargement	N°	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
	1-	Carrelage (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Mortier de pose (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Lit de sable (2 cm).	18	0,36 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	/	2,80 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	10	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Cloison de séparation	/	1 kN/m <sup>2</sup>
• Charge permanente totale G				<b>5,16 kN/m<sup>2</sup></b>

C) Plancher sur RDC :

Tableau. II.3 : Chargement permanent du RDC.

Plancher étage courant (habitation)				
Chargement	N°	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
	1-	Carrelage (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Mortier de pose (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Lit de sable (2 cm).	18	0,36 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	/	2,80 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	10	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Cloison de séparation	/	1 kN/m <sup>2</sup>
• Charge permanente totale G				<b>5,16 kN/m<sup>2</sup></b>

D) Plancher sur sous-sol :

Tableau. II.4 : Chargement permanent du sous-sol.

Plancher étage courant (habitation)				
Chargement	N°	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
	1-	Carrelage (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Mortier de pose (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Lit de sable (2 cm).	18	0,36 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	/	2,80 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	10	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Cloison de séparation	/	1 kN/m <sup>2</sup>
• Charge permanente totale G				<b>5,16 kN/m<sup>2</sup></b>

E) Balcon

Tableau. II.5 : Chargement permanent du sous-sol.

Balcon				
Chargement	N°	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
	1-	Carrelage (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Mortier de pose (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Lit de sable (2 cm).	18	0,36 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Dalle pleine (15 cm).	25	3,75 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en ciment (2 cm).	20	0,40 kN/m <sup>2</sup>
• Charge permanente totale G				<b>5,31 kN/m<sup>2</sup></b>

F) Mur extérieur :

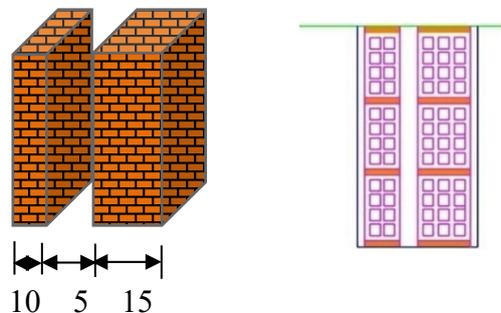


Figure. II.13 : Détail des constituants d'un mur extérieur.

Tableau. II.6 : Chargement permanent du mur extérieur.

Mur extérieur de 30 cm (double paroi)			
Chargement	N°	Désignation	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
	1-	Cloisons extérieures (15cm)	1,30 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Vide d'aire (5cm)	/
	3-	Cloisons intérieures	0,90 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Enduit extérieur en ciment	0,30 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit intérieur en plâtre	0,20 kN/m <sup>2</sup>
La charge totale G			<b>2.76 kN/m<sup>2</sup></b>

G) L'acrotère :

Charge permanente :

$$G = S * \rho_B \quad \text{(Eq II.6)}$$

$$G = 0.165 * 25 = 4.125 \text{ kN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

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

**II.7.2 : Charge de la neige**

D’après les règles N.V.A/99 la valeur de la charge de neige se calcul par la formule suivante :

$$S_n = \mu \times S_k \quad (\text{Eq II.7})$$

$\mu$  : coefficient dépendant de la forme de la toiture ;

$S_k$  : influence de l’altitude ;

**Coefficient de forme des toitures :**

Le coefficient de forme pour une toiture plate est égal à :  $\mu = 1$

**Influence de l’altitude :**

Selon le règlement neige et vent la commune de Guelma est classée dans la zone climatique **A**, avec une altitude moyenne de **290 m**, l’influence de l’altitude « **$S_k$** » dans la zone A se calcul par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \quad (\text{RNV 1999 article 4.2}) \quad (\text{Eq II.8})$$

H : altitude moyenne de la zone.

$$S_k = \frac{0.04 \times 290 + 10}{100} = 0.216 \text{ kN/m}^2$$

**Donc :  $S_n = 1 \times 0.216 = 0.216 \text{ kN/m}^2$**

**II.7.3 : Charges d’exploitation**

Pour un bâtiment qui présente plus de 5 niveaux et dont les planchers ont une charge d’exploitation différente comme notre cas, la dégression des charges d’exploitations se fait comme indique le DTR BC 2.2 charges permanente et charges d’exploitation (**article 6.3**)

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 18<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 17<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 16<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 15<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 14<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

n : numéro de l’étage à partir du sommet du bâtiment ;

$Q_0$  : charge d’exploitation sur la terrasse ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_n$  : charge d’exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, 4, n ;

**Tableau II.7 : charges d’Exploitation (DTR B.C 2.2).**

	Plancher terrasse	Plancher courant	Plancher RDC	Plancher sous-sol	Balcon	Escaliers
Q (kN/m <sup>2</sup> )	1	1.5	2.5	5	3.5	2.5

$$Q_0 = 1.5 * Q_{\text{terrasse}} + S_n \quad \Rightarrow \quad Q_0 = 1 * 1.5 + 0.216 = 1.716 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = \dots = Q_{18} = 1.5 * 1.5 \text{ kN/m}^2 = 2.25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{19} = 1.5 * 2.5 \text{ kN/m}^2 = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{20} = 1.5 * 5 \text{ kN/m}^2 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

Tableau. II.8 : Dégression des Surcharges d'Exploitation.

Niveau	Dégression	Qu.cum kn/m <sup>2</sup>
La Terrasse	Q <sub>0</sub>	1,72
18 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	3,97
17 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	5,99
16 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.90 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	7,79
15 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	9,37
14 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.80 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )	10,72
13 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )	11,84
12 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.71 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> )	12,97
11 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.69 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> )	14,09
10 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.67 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> + Q <sub>9</sub> )	15,22
9 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.55 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> + Q <sub>9</sub> + Q <sub>10</sub> )	16,34
8 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.50 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> + Q <sub>9</sub> + Q <sub>10</sub> + Q <sub>11</sub> )	17,47
7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> + Q <sub>9</sub> + Q <sub>10</sub> + Q <sub>11</sub> + Q <sub>12</sub> )	18,59
6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + ..... + Q <sub>13</sub> )	19,72
5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + ..... + Q <sub>14</sub> )	20,84
4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + ..... + Q <sub>15</sub> )	21,97
3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + ..... + Q <sub>16</sub> )	23,09
2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + ..... + Q <sub>17</sub> )	24,22
1 <sup>er</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + ..... + Q <sub>17</sub> ) + Q <sub>18</sub>	26,72
RDC	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + ..... + Q <sub>17</sub> ) + Q <sub>18</sub> + Q <sub>19</sub>	31.72

II.8. Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts Sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le prédimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions du RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal dans notre cas c'est le poteaux E-3 qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités.

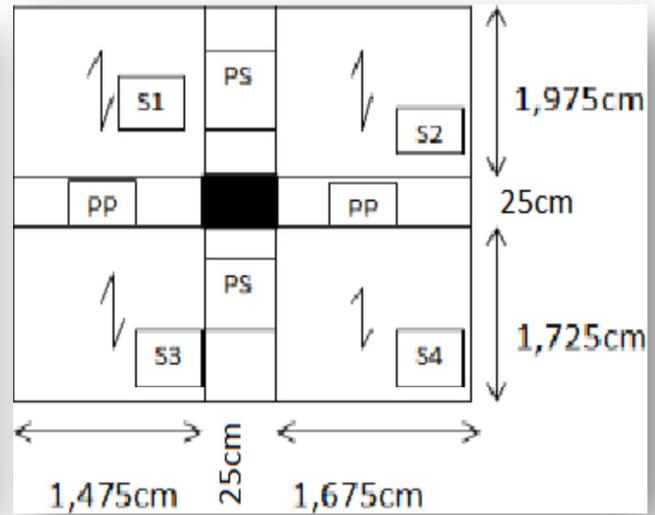
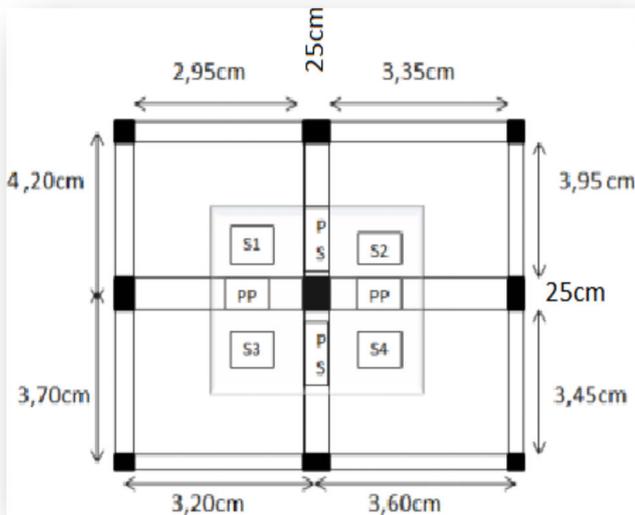


Figure II.14 : poteau le plus sollicité

Figure II.15 : surface afférente

$$S_{maj} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \text{ (m}^2\text{)} \quad \text{(Eq II.9)}$$

$$S_{maj} = 1.975 * 1.475 + 1.975 * 1.675 + 1.725 * 1.475 + 1.725 * 1.675 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S_{maj} = 11.66 \text{ (m}^2\text{)}$$

II.8.1 : charges et Surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

A) Poids propre des poutres

$$PP_{poutre} = V * \gamma_c \quad \text{(Eq II.10)}$$

Avec  $\gamma_c$  : poids volumique du poteau = 25 kN/m<sup>3</sup> ;

V: volume des poutres ;

$$PP_{pp} = (1.675 + 1.475) * 0.3 * 0.4 * 25 = 9.45 \text{ kN}$$

$$PP_{ps} = (1.975 + 1.725) * 0.3 * 0.3 * 25 = 8.32 \text{ kn}$$

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau. II.9 : estimation préalable des poteaux

Niveau	Dimensions (b*h) cm <sup>2</sup>	Poids propre G (kN) {G = h * b * he * $\gamma_c$ }
Sous-sol	65x65	28.09
RDC	65x65	38.87
1 <sup>er</sup> étage	60x60	25.2
2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étages	60x60	23.94
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étages	50x50	16.62
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étages	40x40	10.64

$$h_e = h - h_{pp} \quad (\text{Eq II.11})$$

**h** : hauteur libre du sous-sol ;

**h<sub>pp</sub>** : hauteur de la poutre principale ;

**B) Poids des planchers**

Plancher terrasse inaccessible → 6.122 \* 11.66 = 71.38 kN

Plancher étage courant → 5.16 \* 11.66 = 60.17

**C) Descente de charge**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (E-3) sans comme suit :

**Tableau. II.10 : Descente des charges poteau (E-3)**

Niveau	Elément	1.35 * G (kN)	1.5 * Q (kN)	Nu (kN)
N <sub>1</sub>	Plancher terrasse inaccessible	96,36	20,06	
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>134,71</b>	<b>20,06</b>	
N <sub>2</sub>	N <sub>1</sub>	134,71	46,29	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>254,29</b>	<b>46,29</b>	
N <sub>3</sub>	N <sub>2</sub>	254,29	69,84	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>373,87</b>	<b>69,84</b>	

Niveau	Elément	1.35 * G (kN)	1.5 * Q (kN)	Nu (kN)
N <sub>4</sub>	N <sub>3</sub>	373,87	90,83	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>493,45</b>		
N <sub>5</sub>	N <sub>4</sub>	493,45	109,25	
	Plancher étages courants	96,36		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>628,16</b>		
N <sub>6</sub>	N <sub>5</sub>	628,16	125	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>747,74</b>		
N <sub>7</sub>	N <sub>6</sub>	747,74	138,05	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>867,32</b>		
N <sub>8</sub>	N <sub>7</sub>	867,32	151,23	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.40 x 0.40) m <sup>2</sup>	14,36		
	<b>TOTAL</b>	<b>986,9</b>		

Niveau	Elément	1.35 * G (kN)	1.5 * Q (kN)	Nu (kN)
N <sub>9</sub>	N <sub>8</sub>	986,9	164,29	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.50 x 0.50) m <sup>2</sup>	22,44		
	<b>TOTAL</b>	<b>1114,56</b>		
N <sub>10</sub>	N <sub>9</sub>	1114,56	177,47	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.50 x 0.50) m <sup>2</sup>	22,44		
	<b>TOTAL</b>	<b>1242,22</b>		
N <sub>11</sub>	N <sub>10</sub>	1242,22	190,52	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.50 x 0.50) m <sup>2</sup>	22,44		
	<b>TOTAL</b>	<b>1369,88</b>		
N <sub>12</sub>	N <sub>11</sub>	1369,88	203,7	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.50 x 0.50) m <sup>2</sup>	22,44		
	<b>TOTAL</b>	<b>1497,54</b>		
N <sub>13</sub>	N <sub>12</sub>	1497,54	216,76	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.50 x 0.50) m <sup>2</sup>	22,44		
	<b>TOTAL</b>	<b>1625,2</b>		

Niveau	Elément	1.35 * G (kN)	1.5 * Q (kN)	Nu (kN)
N <sub>14</sub>	N <sub>13</sub>	1625,2	229,94	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.60 x 0.60) m <sup>2</sup>	32,32		
	<b>TOTAL</b>	<b>1762,74</b>	<b>229,94</b>	<b>1992,68</b>
N <sub>15</sub>	N <sub>14</sub>	1762,74	242,99	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.60 x 0.60) m <sup>2</sup>	32,32		
	<b>TOTAL</b>	<b>1900,28</b>	<b>242,99</b>	<b>2143,27</b>
N <sub>16</sub>	N <sub>15</sub>	1900,28	256,17	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.60 x 0.60) m <sup>2</sup>	32,32		
	<b>TOTAL</b>	<b>2037,82</b>	<b>256,17</b>	<b>2293,99</b>
N <sub>17</sub>	N <sub>16</sub>	2037,82	269,23	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.60 x 0.60) m <sup>2</sup>	32,32		
	<b>TOTAL</b>	<b>2175,36</b>	<b>269,23</b>	<b>2444,59</b>
N <sub>18</sub>	N <sub>17</sub>	2175,36	282,41	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.60 x 0.60) m <sup>2</sup>	34,02		
	<b>TOTAL</b>	<b>2314,6</b>	<b>282,41</b>	<b>2597,01</b>

Niveau	Elément	1.35 * G (kN)	1.5 * Q (kN)	Nu (kN)
N <sub>19</sub>	N <sub>18</sub>	2314,6	311,56	
	Plancher étages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12,76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11,23		
	Poteau (0.65 x 0.65) m <sup>2</sup>	52,47		
	<b>TOTAL</b>	<b>2472,29</b>	<b>311,56</b>	<b>2783,85</b>
N <sub>20</sub>	N <sub>19</sub>	2472,29	369,86	
	Plancher etages courants	81,23		
	Poutres principales (0.30 x0.40) m <sup>2</sup>	12.76		
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11.23		
	Poteau (0.65 x 0.65) m <sup>2</sup>	37,93		
	<b>TOTAL</b>	<b>2591,45</b>	<b>369,86</b>	<b>2961,31</b>

On observe après l'application de la décente de charges sur le poteau le plus sollicité que l'effort normale ultime est N<sub>u</sub>= 2961,31 kN

**II.8.2 : Vérification des sections des poteaux**

**A) Vérification des exigences du RPA 99/Version 2003**

Selon l'article (7.4.1) du RPA 99/Version 2003, Pour la zone sismique II<sub>a</sub>, on doit avoir :

$$\begin{cases} * \text{Min} (a; b) = (40; 50; 60; 65) \geq 25 \text{ cm} & \text{(condition verifier)} \\ * \text{Min}(a; b) = (40; 50; 60; 65) > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 & \text{(condition verifier)} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \text{ (poteaux carrés)} & \text{(condition verifier)} \end{cases}$$

**B) Vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 000 \quad \text{(Eq. II.13)}$$

λ : élancement.

l<sub>f</sub> : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$$l_f = 0.7 l_0 \quad \text{(Eq II.14)}$$

l<sub>0</sub> : longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad \text{(Eq II. 15)}$$

I : moment d' inertie.

S : section du poteau.

Après application numérique les résultats sont comme suit :

**Tableau. II.11** : Vérification vis-à-vis risque du flambement des poteaux.

Etage	$l_0$ (m)	$l_r$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$S$ (m <sup>2</sup> )	$i$ (m)	$\lambda$	Condition
Sous-sol (0.65*0.65)	3.06	1.86	0.015	0.4225	0.1876	11,42	C.V
RDC (0.65*0.65)	4.08	2.58	0.011	0.4225	0.1876	15,22	C.V
1 <sup>er</sup> Etage (0.60*0.60)	3.20	2.24	0.011	0.36	0.1732	12,93	C.V
2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étages (0.60*0.60)	3.06	1.86	0.011	0.36	0.1732	12,37	C.V
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étages (0.50*0.50)	3.06	1.86	0.0052	0.25	0.1443	14,84	C.V
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étages (0.40*0.40)	3.06	1.86	0.0021	0.16	0.1154	18,55	C.V

**C) Vérification des exigences du CBA 93**

D’après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit vérifier l’effort normal ultime tel que:

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left[ B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{Eq. II.16})$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal à l’ELU (1,35 G + 1,5 Q) pour le poteau considéré calculé en utilisant la règle de dégression verticale

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l’acier = 1,15 ;

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa ;

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 500$  MPa ;

$B_r$ : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 1 cm au pourtour =  $(a - 2)^2$  ;

$A$  : Section optimale d’acier comprimé prise en compte dans le calcul = 1 % Br (article 7.4.2 du RPA/99 version 2003) ;

$\lambda$ : élancement d’euler ;

$\alpha$  : Coefficient fonction de l’élancement du poteau calculé par :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{aligned} \right\} \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Après application numérique les résultats sont comme suit :

**Tableau. II.12 :** Vérification de l'effort normal ultime  $N_u$ .

Etage	$\alpha$	$B_r (m^2)$	$\bar{N}_u (kN)$	$N_u (kN)$	Condition
Sous-sol (0.65*0.65)	0.84	0.63 * 0.63	7623.54	2961.31	C.V
1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> Etage (0.60*0.60)	0.83	0.58 * 0.58	6384.56	2597.01	C.V
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étage (0.50*0.50)	0.83	0.48 * 0.48	4372.78	1841.96	C.V
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étage (0.40*0.40)	0.82	0.38 * 0.38	2707.56	1138.13	C.V

D'après l'article 7.4.1de RPA 99/Version 2003, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle des poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

❖ Vue que toutes les vérifications sont désormais positives ainsi on peut garder les sections choisis aux préalables recapituler dans le tableau ci-dessous

**Tableau. II.13 :** Récapitulation de prédimensionnement des éléments

Elément	Dimension (cm)
Acrotère	10*100
Planchers en corp creux	16+4
Poutrelles ( $b*b_0$ )	10*65
Poutres principales	30*40
Poutres secondaires	30*35
Poteaux Sous-sol et RDC	65*65
1er au 5eme Etage	65*65
6eme au 10eme étage	50*50
11eme au 18eme étage	40*40
Voile de contreventement	$E_p = 20$ cm
Voile périphérique	$E_p = 20$ cm

**Références bibliographiques du deuxième chapitre**

1. Document technique réglementaire « DTR BC 2-48 » - intitulé Règles parasismiques Algériennes (**RPA 99 /version 2003**) ;
2. Document technique réglementaire « DTR BC 2-41 » - intitulé Règles de conception et de calcul des structures en béton armée « C.B.A. 93 » ;
3. Document technique réglementaire « DTR C 2-4.7 » - intitulé règlement Neige et vent « **R.N.V. 1999** » ;
4. Document technique réglementaire « DTR BC-2.42 » – intitulé Règles de conception et de calcul des parois et des murs en béton banché ;
5. CHERAIT, Yacine. (2006). *Calcul des ouvrages en béton armé*. Editions Offices des publications universitaires OPU ;
6. THONIER, Henry. 1999. *Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1, 2 et 03*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées ;
7. Mémoire de master « *Etude d'une tour R+14 en béton armé fondée sur pieux* » présenté par : KHELAIKIA Akram et MEGHMOULI Abdelbaki, Université 08 Mai 45 de Guelma (Promotion septembre 2020) ;
8. Mémoire de master « *Etude d'un bâtiment R+11+duplex+ entre sol à Usage d'Habitation implanté à Bejaia* » présenté par : AIT MANSOUR Zaid et AIT BRAHAM Noureddine, Université A. MIRA - Bejaia (Promotion juin 2017).

---

# CHAPITRE III

## ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

## CHAPITRE III :

## CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

## III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous nous penchons spécifiquement sur l'examen des éléments secondaires de la structure. Ces éléments, qui ne font pas partie du système de contreventement, englobent divers composants tels que les acrotères, les planchers à corps creux et les escaliers. Contrairement aux éléments principaux, leur contribution à la résistance aux forces sismiques est minime. Notre approche analytique de ces éléments implique l'évaluation des charges permanentes et d'exploitation, le calcul des sollicitations les plus critiques, ainsi que la détermination précise de la section d'acier nécessaire pour supporter ces charges, tout en observant rigoureusement les normes réglementaires algériennes en vigueur (C.B.A. 93 et RPA 99 version 2003).

## III.2. Calcul de l'acrotère.

L'acrotère, étant un élément non-structurel, est habituellement armé en flexion simple. Dans la plupart des situations, le poids propre de l'acrotère, qui génère une compression, est négligé. Il est soumis à l'action d'un moment résultant du cas le plus critique entre la charge de la main courante  $F$  et la force horizontale représentative de l'action sismique, notée  $F_p$ .

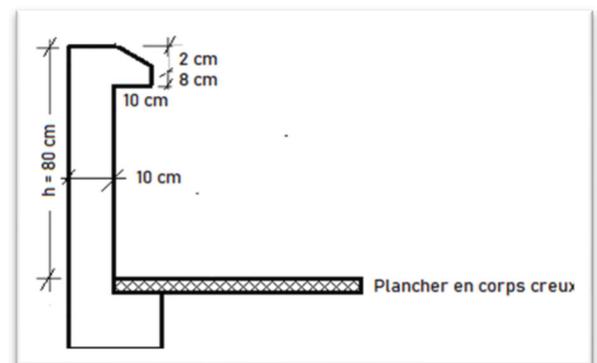


Figure III.1 : coupe transversale sur l'acrotère.

## III.2.1. Evaluation des charges

**A) Charge permanente :** elle est représentée par le poids propre de l'acrotère qui sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur unité :

$$W_P = \gamma_{\text{béton}} \cdot S \cdot 1 \text{ ml} \quad (\text{Eq. III.1})$$

$$W_P = 25 \left[ \frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 1) \right] = 2,73 \text{ kN/m}$$

**B) Effort sismique au sommet de l'acrotère :**

Le RPA/99 version 2003 (article 6.2.3) dicte que l'action sismique sur l'acrotère se calcule par la formule :

$$F_P = 4 A C_p W_P \quad (\text{Eq. III.2})$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone : pour un groupe d'usage 1B implanté en zone IIa, le coefficient d'accélération de zone vaut 0,2.

$C_p$  : Pour un élément en console, le coefficient de force horizontale  $C_p$  vaut 0,8, (tableau 6.1) du R.P.A/99 version 2003.

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 22,73 = 1,7 \text{ kN/ml}$$

### C) Valeur de la main courante :

Les appuis de balcons, garde-corps, rampes et leurs ouvrages seront calculés pour une force horizontale appliquée à leur partie supérieure, avec les valeurs suivantes :

- $F = 100 \text{ kg/ml}$  pour les emplacements recevant du public ;
- $F = 60 \text{ kg/ml}$  pour les emplacements privés ;

Par conséquent, la valeur de la charge de calcul de notre acrotère sera de **100 kg/m**.

On constate que l'action de la main courante est inférieure à celle induite par le séisme.

### III.2.2. Ferrailage de l'acrotère :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur unité = 1 m :

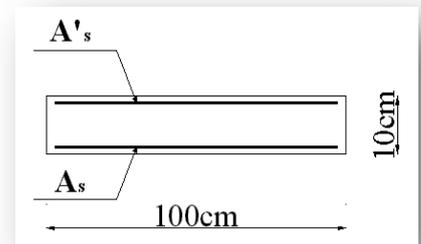
Données géométriques

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

Caractéristiques des matériaux

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Figure III.2 : Section à calculer.



#### A) Moments de calcul :

- Moment d'encastrement à ELU :  $M_u = F_u \times h = 1 \times 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN.m}$
- Moment d'encastrement à l'ELA :  $M_a = F_p \times h = 1,7 \times 1 = 1,7 \text{ kN.m}$
- Moment d'encastrement à l'ELS :  $M_s = F \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$

#### B) Calcul du ferrailage longitudinal à l'état-limite ultime :

$$M_u = 1,5 \text{ kN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,5 \times 10^6}{1000(80)^2 \times 14,17} = 0,0165 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0208$$

$$\beta_u = (1 - 0,4\alpha_u) = (1 - 0,4 \times 0,0208) = 0,992$$

Section d'armatures à l'état-limite ultime :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{1,5 \times 10^6}{0,993 \times 80 \times \frac{500}{1,15}} = 43,43 \text{ mm}^2$$

#### C) Calcul du ferrailage longitudinal à l'état-limite accidentelle :

$$M_a = 1,7 \text{ kN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{1,7 \times 10^6}{1000(80)^2 \times 18,47} = 0,0144 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$\alpha_a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) = 0,018$$

$$\beta_a = (1 - 0,4\alpha_a) = (1 - 0,4 \times 0,018) = 0,9928$$

Section d'armatures à l'état-limite accidentelle :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_a d \frac{f_s}{\gamma_s}} = \frac{1,7 \times 10^6}{0,9928 \times 80 \times \frac{500}{1}} = 42,80 \text{ mm}^2$$

#### D) Calcul du ferrailage longitudinal à l'état-limite de service

$$M_s = 1 \text{ kN.m}$$

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{30 M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 1 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 201,6} = 0,0217$$

$\alpha = f(\mu)$ , est déterminé d'après un abaque.

$$\mu_s = 0,0217 \Rightarrow \alpha = 0,14$$

D'où une section à l'état-limite de service de :

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,14)^2}{30(1-0,14)} = 60,8 \text{ mm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de:

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s \times \alpha}{n(1-\alpha)} = \frac{215,6 \times 0,14}{15(1-0,14)} = 2,34 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée.

#### E) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \frac{2,1}{500} = 77,28 \text{ mm}^2$$

#### F) Choix de la section des armatures

$$A = \max (A_u; A_a; A_s; A_{\min}) = \max (43,43; 42,8; 60,8; 77,28) = 77,28 \text{ mm}^2 = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit 5 barres HA10 par mètre linéaire.

On adoptera une section d'armatures verticale constituée de **5 HA 10/ml** = 3,92 cm<sup>2</sup>

la norme (NF P 10-203-1) du DTU 20.12 impose une section minimale des armatures horizontales égale :

$$A = 0,50 \frac{\text{Section béton}}{100} = 0,50 \frac{1000 \cdot 100}{100} = 500 \text{ mm}^2 = 5 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de **7 HA 10/ml** = 5,49 cm<sup>2</sup>

#### G) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ( $\tau_u$ : contrainte de cisaillement maximale)

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

Effort de cisaillement ultime :  $V_u = 1,5 F = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

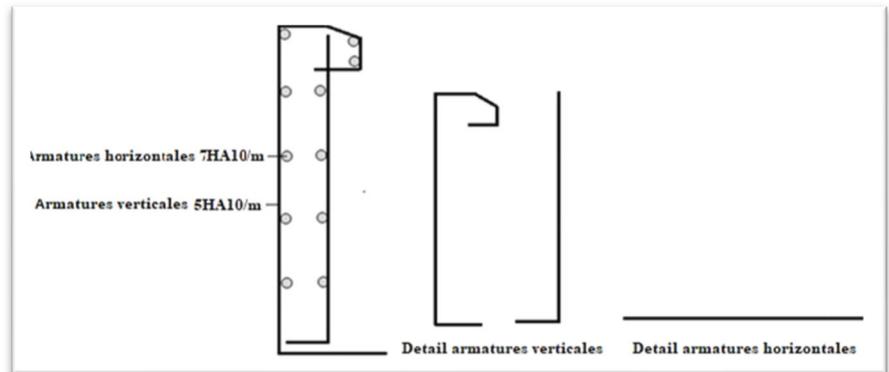
$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

#### H) Disposition des armatures :

Compte tenu de la nature aléatoire tant du séisme que du vent, des armatures longitudinales symétriques seront disposées sur les deux faces de l'acrotère. Pour des raisons de construction, deux armatures supplémentaires seront ajoutées dans la partie saillante. Le schéma de renforcement ainsi que les détails des armatures sont représentés dans la figure suivante :

**Figure III.3 :** Schéma de ferrailage de l'acrotère.



### III.3. Calcul des planchers.

Les planchers, éléments horizontaux délimitant généralement les différents niveaux d'un bâtiment, sont conçus pour remplir diverses fonctions :

1. Supporter leur propre poids ainsi que les charges d'exploitation, y compris celles qui peuvent être dynamiques.
2. Assurer une isolation thermique et acoustique entre les étages.
3. Contribuer à la résistance globale des murs et des structures aux forces horizontales.
4. Assurer l'étanchéité dans les espaces sanitaires.

Ces planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous nous concentrerons ici sur les planchers coulés sur place, une solution largement utilisée en Algérie. Ces planchers, de différentes hauteurs, sont composés de corps creux disposés sur des nervures, le tout étant complété par une dalle en béton armé. Le calcul du ferrailage de ce type de planchers implique le renforcement de la dalle de compression ainsi que des nervures, considérées statiquement comme des poutres continues de section en T.

### III.3.1. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression sera calculé selon les critères suivants :

Un quadrillage de barres avec un espacement maximal de 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles et de 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

Une section des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_1}{f_e} \quad (\text{Eq. III.3})$$

Avec :  $L_1$  : entre axe des poutrelles = 65 cm.

$f_e$  = nuance d'acier utilisés = 500 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 5\phi 5/\text{ml} = 1,18 \text{ cm}^2$  avec espacement  $e_{\perp} = 20 \text{ cm}$

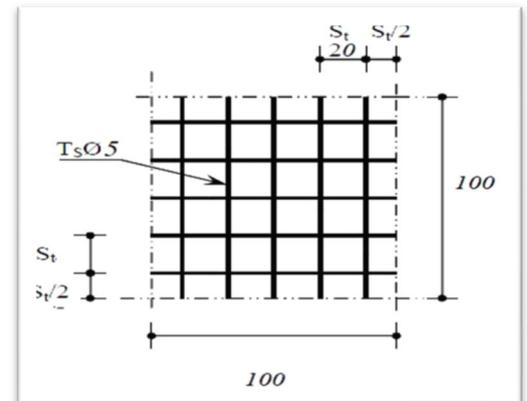
- Une section des armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \quad (\text{Eq. III.4})$$

$$A_{//} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5\phi 5/\text{ml} = 1,18 \text{ cm}^2$  avec espacement  $e_{//} = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLS 520) de dimension (5×5×200×200) mm<sup>2</sup>.



**Figure III.4 :** Treillis soudés utilisés comme armature de la dalle de compression

### III.3.2. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles sont soumises à une charge uniformément répartie, et le calcul est effectué en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

#### A) Avant coulage

Avant le coulage, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités et soumise aux charges suivantes :

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

Surcharge Q due à la main d'œuvre :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

➤ Calcul de ferrailage A ELU :

$$p_u = 1.35(G_1 + G_2) + 1.5 Q$$

$$p_u = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 * 1 = 2.5 \text{ kN/m}$$

$$M_t = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{2.5 * 4.2^2}{8} = 5.51 \text{ kN/m}$$

$$T_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{2.5 * 4.2}{2} = 5.25 \text{ kN}$$

Donnée :  $f_e = 500 \text{ Mpa} \rightarrow \mu_1 = 0.358, \quad \sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$b = 10 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}, \quad d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

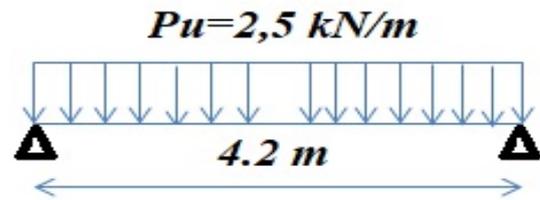


Figure III.5 : Schéma statique du poutrelle ( $L_{max}$ )

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_{bc}} \quad (\text{Eq. III.5})$$

$$\mu = \frac{5.51 * 10^6}{100 * 20^2 * 14,2} \Rightarrow \mu = 8,08 > \mu_1 = 0.372 \Rightarrow A' \neq 0$$

Selon les résultats obtenus, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est pratiquement impossible de les placer, car la section du béton est trop faible (hauteur de 4 cm). Cela nous contraint à prévoir des étais intermédiaires pour aider les poutrelles à supporter la charge avant et pendant le coulage de la dalle de compression, avec un espacement entre les étais de 80 à 120 cm, soit quatre étais par mètre carré.

**B) Après coulage**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues en flexion simple. Deux méthodes sont envisagées pour déterminer les sollicitations des poutrelles : la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot. Les différents types de poutrelles sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau. III.1 : Types des poutrelles.

Types des poutrelle	Schéma statique des poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	

Les différents Charge et surcharge agissant sur les poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2 :** Charges et surcharge agissant sur poutrelles.

Plancher	G (kN /m <sup>2</sup> )	Q (kN /m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (1.35G+1.5Q) kN/m <sup>2</sup>	q <sub>s</sub> (G+Q) kN/m <sup>2</sup>	P <sub>u</sub> kN/m (q <sub>u</sub> *0.65)	P <sub>s</sub> kN/m (q <sub>s</sub> *0.65)
Sous-sol	5.16	5	14.47	10.16	9.41	6.6
RDC	5,16	2.5	10.72	7.66	6.97	4.53
Etage courant	5,16	1.5	9.22	6.66	4.04	2.63
Terrasse	6,12	1	8.47	7.12	5.51	3.58

On remarque que le plancher le plus sollicité est celui du sous-sol avec :

$$P_u = 9.41 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad P_s = 6.6 \text{ kN/m}$$

➤ **La méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations ( $M_{\max}$ ,  $V_{\max}$ ) dans les poutrelles (poutre continue), elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites

1. La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$ .

$$Q_{\text{RDC}} = 5 \text{ kN} \leq \max(2 * 5.16 ; 5 \text{ kN/m}^2) \quad \text{Condition vérifier}$$

2. Les moments d'inertie des sections sont constants. Condition vérifier

3. Le rapport de deux portées successives compris entre 0,8 et 1,25 ( $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ )

$$0,8 \leq \left( \frac{4.2}{3.7}; \frac{3.7}{2.8}; \frac{2.8}{3.7}; \frac{3.7}{4.2} \right) \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq (1.13; 1.3; 0.75; 0.88) \leq 1,25 \quad \text{Condition non vérifier}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable. Condition vérifier

La 3<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc On utilisera la méthode de Caquot pour la détermination des sollicitations dans les poutrelles.

➤ **La méthode de Caquot**

- **Conditions d'application**

Cette méthode est adaptée aux planchers supportant des charges importantes, mais peut également être utilisée pour les planchers supportant des charges plus légères lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas remplie.

- **Principe de la méthode**

Cette méthode repose sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et ajustée pour prendre en compte l'amortissement des effets de chargement des travées distantes sur un appui donné, ainsi que la variation du moment d'inertie des travées successives.

- **Moment sur appuis**

Appuis de rive :

$$M_i = 0.15 * M_0 \quad \text{(Eq.III.6)}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_i = - \frac{q_g * L_g^3 + q_d * L_d^3}{8,5 * (L_g + L_d)} \quad \text{(Eq.III.7)}$$

Moment isostatique :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  (Eq.III.8)

- Moment en travée

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{qL}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}\right)x + M_g$$
 (Eq.III.9)

- Effort tranchant

$$T_g = \frac{qL}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$
 (Eq.III.10)

$$T_d = -\frac{qL}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$
 (Eq.III.11)

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

$(M_g ; M_d)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appuis considérée ;

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $L'_g$  » à gauche et «  $L'_d$  » à droite, avec :

$L' = L$  (pour une travée de rive) ;

$L' = 0,8 L$  (pour une travée intermédiaire) ;

Où «  $L$  » représente la portée libre de la travée ;

Application de la méthode de caquot sur la poutrelle de type 01 du plancher sous-sol (la plus sollicité) :

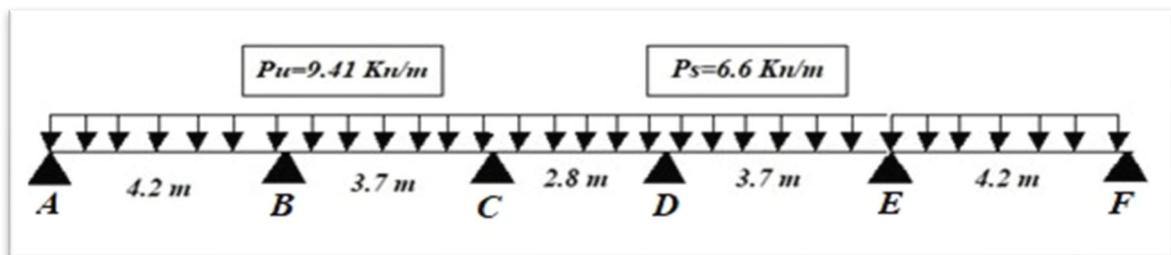


Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle la plus sollicité à calculer

1. Calcul des moments sur appuis :

A l'ELU  $P_u = 9.41 \text{ kN/m}$ :

Appuis 'A' et 'F' (de rives):

$$M_A = M_F = 0.15 * M_0 = 0.15 * \frac{P_u L^2}{8} = 0.15 * \frac{9.41 * 4.2^2}{8} = 3.11 \text{ kN.m}$$

Appuis 'B' et 'E' (intermédiaires):

$$M_B = M_E = -\frac{q_g * L_g'^3 + q_d * L_d'^3}{8.5 * (L_g' + L_d')} = -\frac{9.41 * (4.2^3 + (0.8 * 3.7)^3)}{8.5 * (4.2 + (0.8 * 3.7))} = -16 \text{ kN.m}$$

Appuis 'C' et 'D' (intermédiaires):

$$M_C = M_D = -\frac{q_g \cdot L'_g{}^3 + q_d \cdot L'_d{}^3}{8,5 \cdot (L'_g + L'_d)} = -\frac{9,41 \cdot ((0,8 \cdot 3,7)^3 + (0,8 \cdot 2,8)^3)}{8,5 \cdot ((0,8 \cdot 3,7) + (0,8 \cdot 2,8))} = -8,3 \text{ kN.m}$$

## 2. Calcul des moments en travées :

Travées 'AB' et 'EF'

$$M_{AB} = M_{EF} = -\frac{q_x^2}{2} + \left(\frac{qL}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}\right)X + M_g = -\frac{9,41 \cdot 2,1^2}{2} + \left(\frac{9,41 \cdot 4,2}{2} + \frac{-16 - 3,11}{4,2}\right)2,1 + 3,11$$

$$M_{AB} = M_{EF} = 15,40 \text{ kN.m}$$

Travées 'BC' et 'DE'

$$M_{BC} = M_{DE} = -\frac{9,41 \cdot 1,85^2}{2} + \left(\frac{9,41 \cdot 3,7}{2} + \frac{-8,3 + 16}{3,7}\right)1,85 - 16$$

$$M_{BC} = M_{DE} = 3,49 \text{ kN.m}$$

Travée 'CD'

$$M_{CD} = -\frac{9,41 \cdot 1,4^2}{2} + \left(\frac{9,41 \cdot 2,8}{2} + \frac{-8,3 + 8,3}{2,8}\right)1,4 - 8,3$$

$$M_{CD} = 0,93 \text{ kN.m}$$

## 3. Les efforts tranchants :

Travées 'AB' et 'EF'

$$T_A = T_F = \frac{P_u L}{2} + \frac{M_B - M_A}{L} = \frac{9,41 \cdot 4,2}{2} + \frac{-16 - 3,11}{4,2} = 15,95 \text{ kN}$$

$$T_B = T_E = -\frac{P_u L}{2} + \frac{M_B - M_A}{L} = -\frac{9,41 \cdot 4,2}{2} + \frac{16 - 3,11}{4,2} = -23,57 \text{ kN}$$

Travées 'BC' et 'DE'

$$T_B = T_E = \frac{P_u L}{2} + \frac{M_C - M_B}{L} = \frac{9,41 \cdot 3,7}{2} + \frac{-8,3 + 16}{3,7} = 19,49 \text{ kN}$$

$$T_C = T_D = -\frac{P_u L}{2} + \frac{M_C - M_B}{L} = -\frac{9,41 \cdot 3,7}{2} + \frac{8,3 - 16}{3,7} = -15,33 \text{ kN}$$

Travées 'CD'

$$T_C = \frac{P_u L}{2} + \frac{M_D - M_C}{L} = \frac{9,41 \cdot 2,8}{2} + \frac{-8,3 + 8,3}{2,8} = 13,17 \text{ kN}$$

$$T_D = -\frac{P_u L}{2} + \frac{M_D - M_C}{L} = -\frac{9,41 \cdot 2,8}{2} + \frac{8,3 - 8,3}{2,8} = -13,17 \text{ kN}$$

Aux lumières de ces valeurs nous traçons les diagrammes suivants :

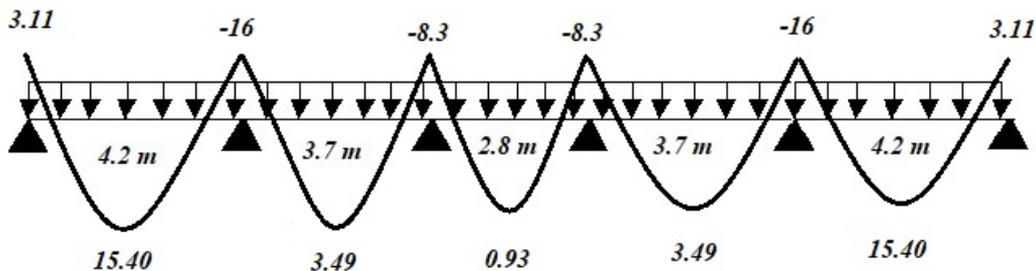


Figure III.7 : Diagramme du moment ultime de la poutrelle la plus sollicitée

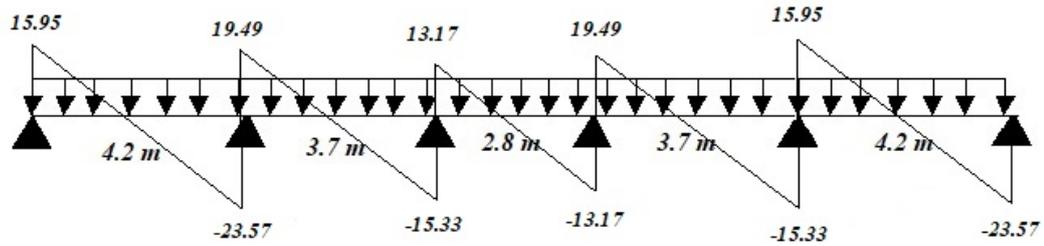


Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant ultime de la poutrelle la plus sollicitée

A PELS

$$P_s = 6.6 \text{ kN/m:}$$

Après calculs on obtient les valeurs exprimer sur les diagrammes suivants :

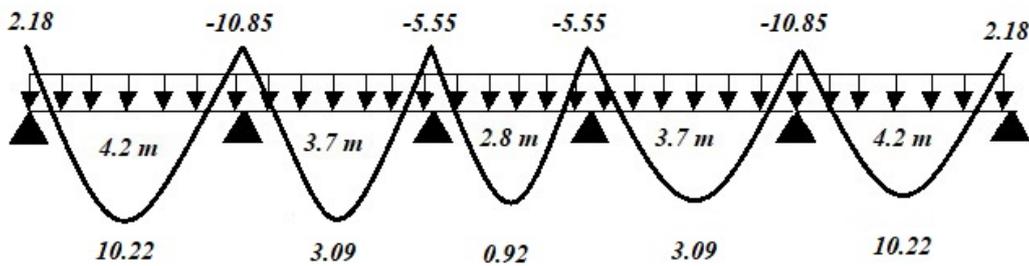


Figure III.9 : Diagramme du moment de service de la poutrelle la plus sollicitée

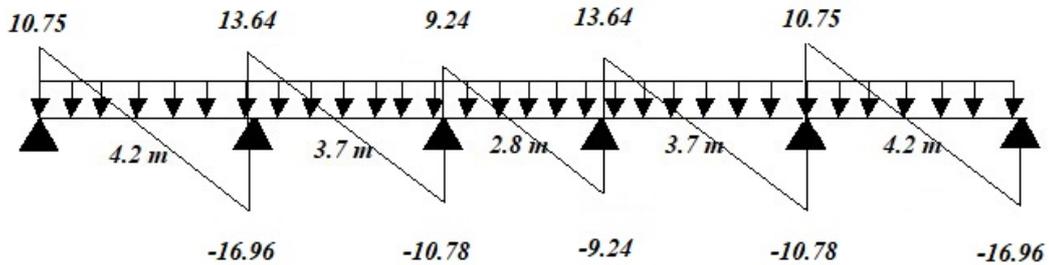


Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant de service de la poutrelle la plus sollicitée

#### 4. Calcul du ferrailage :

Pour le ferrailage, on prend en compte la poutrelle la plus sollicitée, celle qui subit les efforts maximums en travée et sur les appuis. Le calcul est effectué à l'État Limite Ultime (ELU) en flexion simple. Les efforts maximums sur les appuis et en travée sont :

Tableau. III.3 : Les efforts maximums de calcul.

Sollicitations	ELU	ELS
$M_{\text{travée}} \text{ (kN.m)}$	15.40	10.22
$M_{\text{appui}} \text{ (kN.m)}$	16	10.85
$T \text{ (kN)}$	23.57	16.96

Données géométriques

$$h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

Caractéristiques des matériaux

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

Le calcul des sections en « T » dépend de l'axe neutre.

- Si  $M_T < M_{\text{tab}}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_T > M_{\text{tab}}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{\text{tab}} = \sigma_{bc} * b * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (\text{Eq. III.12})$$

$M_{\text{tab}}$ : moment résistant de la table

$$M_{\text{tab}} = 14.17 * 10^3 * 0.65 * 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.4}{2} \right) = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_T = 15.40 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 58.95 \text{ kN.m}$$

Ainsi, seule une partie de la table est comprimée, et la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65 \text{ cm}$  et de hauteur  $d = 18 \text{ cm}$ .

#### ♣ Ferrailage longitudinale en travées

$$M_T = 15.40 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.4 \cdot 10^6}{650 \cdot 180^2 \cdot 14.7} = 0,05 < \mu_l = 0,358 \Rightarrow A'_0 = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05} \right) = 0,064$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,064) = 0,974 \text{ cm.}$$

$$A_{uT} = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.4 \times 10^6}{0.974 \times 180 \times 435} = 201.93 \text{ mm}^2 = 2.02 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{500} = 113.02 \text{ mm}^2 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_T = \text{Max} (A_u ; A_{\min}) = \text{Max} ( 2,02 \text{ cm}^2 ; 1,13 \text{ cm}^2 ) = 2,02 \text{ cm}^2$$

On adopte une section constituer de : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

#### ♣ Ferrailage longitudinale sur appuis

$$M_a = 16 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0,052 < \mu_l = 0,372 \Rightarrow A'_0 = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052} \right) = 0,067$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,067) = 0,973 \text{ cm.}$$

$$A_{ua} = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16 \times 10^6}{0.973 \times 180 \times 435} = 210.01 \text{ mm}^2 = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{ua} ; A_{\min}) = \text{Max} ( 2,10 \text{ cm}^2 ; 1,13 \text{ cm}^2 ) = 2,10 \text{ cm}^2$$

On adopte une section constituer de : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

♣ **Ferrailage transversal**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_{u\max} = 23.57 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ( $\tau_u$ : contrainte de cisaillement maximale)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{23.57 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.09 \text{ kN}$$

Contrainte de cisaillement ultime : pour une fissuration peu nuisible vaut :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On pourra utiliser n'importe quel type d'armatures transversales.

Diamètre des armatures transversales : il se déduit de l'inégalité suivante :

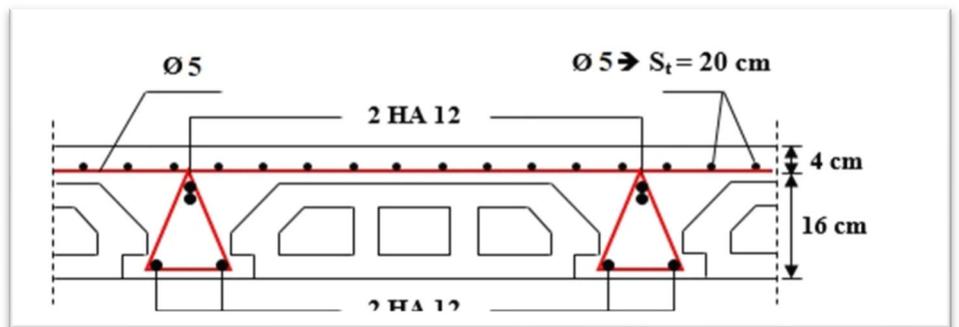
$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par une épingle de 6 mm de diamètre.

Les sections qui ont été déterminées seront appliquées à toutes les poutrelles utilisées sur les différents niveaux de plancher, garantissant ainsi une cohérence dans la conception et une uniformité dans la résistance structurale à travers l'ensemble du bâtiment.

**Figure III.11 :**

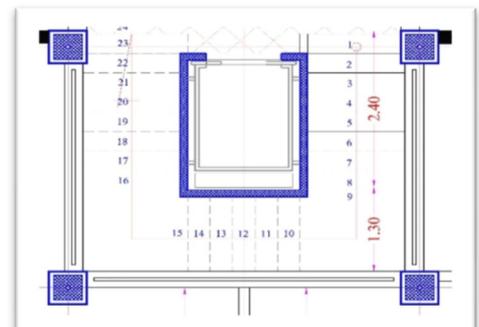
Schéma de ferrailage des planchers en corps creux



**III.4 : CALCUL DES ESCALIERS**

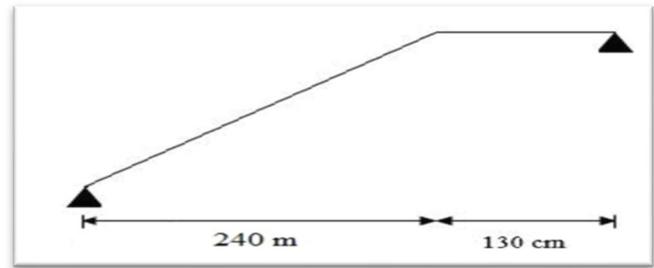
L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre, La structure est munie d'une cage d'escaliers a trois volées type droit desservant la totalité des niveaux, Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place, leurs schémas constructifs conduisent à des sollicitations simples de type flexion.

**Figure III.12:** Vue au plan de l'escalier



**Charges à considérer :**

- 1) Charges permanentes :
  - A) Poids propre du palier = 5,50 kN/m<sup>2</sup>
  - B) Poids propre de la volée = 7,86 kN/m<sup>2</sup>
- 2) Charge d'exploitation = 2,50 kN/m<sup>2</sup>



**Figure III.13 :** Dimensions en plan de l'escalier

Données géométriques :

Epaisseur de la dalle du palier et de la paillasse = **15 cm**;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$

Caractéristiques des matériaux

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ; Fissuration peu préjudiciable

**III.4.1 Evaluation des charges de calcul :**

**Charges à l'ELU :**

$$\text{Palliasse} = 1,35 \times 7,86 + 1,5 \times 2,50 = 14,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{Paliers de repos} = 1,35 \times 5,50 + 1,5 \times 2,50 = 11,18 \text{ kN/m}$$

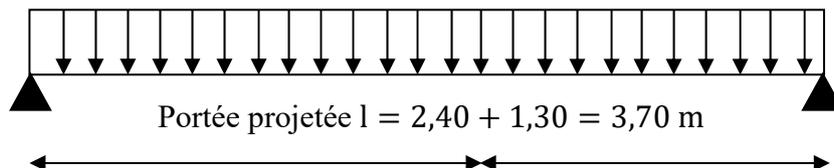
**III.4.2 Calcul des sollicitations maximales**

Dans le but de simplifier la notice de calcul, nous opterons pour l'utilisation de la notion de charge équivalente, calculée selon l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i} \quad (\text{Eq. III.13})$$

$$q_{e(u)} = \frac{14,36 \times 2,40 + 11,18 \times 1,30}{2,40 + 1,30} = 13,24 \text{ kN/m}$$

$$q_{e(u)} = 13,24 \text{ kN/ml}$$



**Figure III.14:** Schéma statique de l'escalier

Calcul du moment isostatique et de l'effort tranchant max :

$$M_{(max)u} = \frac{q_{e(u)} l^2}{8} = \frac{13,24 \times 3,7^2}{8} = 22,66 \text{ kN.m}$$

$$V_{max} = \frac{q_{e(u)} l}{2} = \frac{13,24 \times 3,7}{2} = 24,5 \text{ kN}$$

On adoptera pour le calcul les moments en travée et en appui suivants :

$$M_{travée} = 0,8 M_{max} = 22,66 \times 0,8 = 18,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{appui} = -0,5 M_{max} = 0,5 \times 22,66 = -11,33 \text{ kN.m}$$

**Tableau III.4 :** Moments et efforts tranchants (ELU)

$M_{max}$ (kN.m)	$M_{travée}$ (kN.m)	$M_{appui}$ (kN.m)	Effort tranchant (kN)
22,66	18,13	-11,33	24,5

### III.4.3 Calcul du ferrailage :

Dans ce cas, une bande d'un mètre linéaire de largeur est prise en considération. Le calcul du ferrailage est effectué en flexion simple, avec la fissuration considérée comme peu préjudiciable. Les armatures sont dimensionnées uniquement à l'état limite ultime.

#### A) Ferrailage longitudinal :

##### ♣ Ferrailage en travée :

Ferrailage en travée :  $M_{\text{utravée}} = 18,13 \text{ kN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_{\text{utravée}}}{f_{bu} b (h-c)^2} = \frac{18,13 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 130^2} = 0,076 < \mu_l = 0,371$$

→  $A' = 0$  Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076}) = 0,099$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,099) = 0,960$$

$$A_{\text{utravée}} = \frac{M_{\text{utravée}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,13 \times 10^6}{0,960 \times 130 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 334,13 \text{ mm}^2 = 3,35 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10/m = 3,93 cm<sup>2</sup>/m.**

##### ♣ Ferrailage en appui :

$M_{\text{uappui}} = 11,33 \text{ kN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{\text{uappui}}}{f_{bu} \times b \times (h-c)^2} = \frac{11,33 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 130^2} = 0,047 < 0,371$$

→  $A' = 0$  Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) = 0,06$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,06) = 0,976$$

$$A_{\text{uappui}} = \frac{M_{\text{uappui}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,33 \times 10^6}{0,976 \times 130 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 205,38 \text{ mm}^2 = 2,06$$

On adopte une section de : **5HA10/m = 3,93 cm<sup>2</sup>.**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à 1,99 cm<sup>2</sup>, on peut donc les conserver.

##### ♣ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,99 \text{ cm}^2$$

On adoptera : **4 HA 8/m = 2,01 cm<sup>2</sup>** pour les armatures de répartition.

#### B) Ferrailage transversal :

Effort tranchant maximal :  $V_u = 24,5 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,19 \text{ MPa}$$

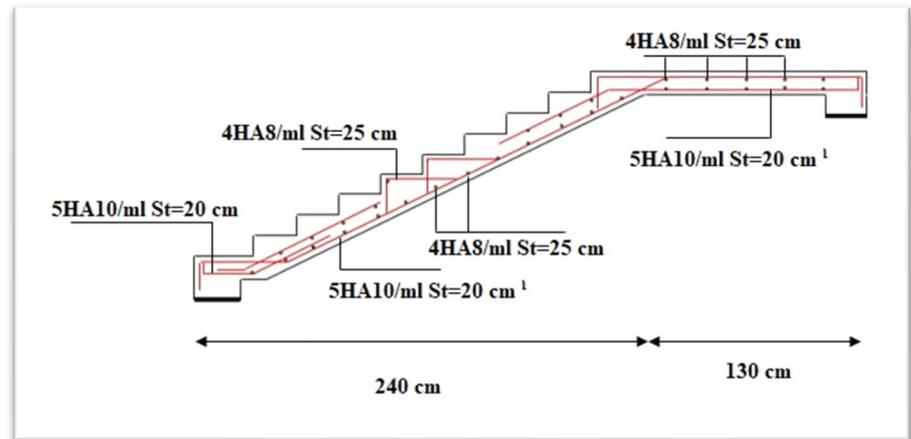
La fissuration étant considérée comme peu préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Figure III.15 : Schéma de ferrailage



#### Références bibliographiques du troisième chapitre

1. Document technique réglementaire « DTR BC 2-48 » - intitulé Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 /version 2003) [1].
2. Document technique réglementaire « DTR BC 2-41 » - intitulé Règles de conception et de calcul des structures en béton armée « C.B.A. 93 » [2].
3. Document technique réglementaire « DTR BC 2.2 » Charges permanentes et charges d'exploitation.
4. CHERAIT ; Y 2006. *Calcul des ouvrages en béton armé*. Editions Offices des publications universitaires OPU ;
5. THONIER ; H 1999. *Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1, 2 et 03*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
6. Mémoire de master « *Etude d'une tour R+14 en béton armé fondée sur pieux* » présenté par : KHELAIPIA Akram et MEGHMOULI Abdelbaki, Université 08 Mai 45 de Guelma (Promotion septembre 2020) ;
7. Mémoire de master « *Etude d'un bâtiment R+11+duplex+ entre sol, à Usage d'Habitation implanté à Bejaia* » présenté par : AIT MANSOUR Zaid et AIT BRAHAM Noureddine, Université A. MIRA - Bejaia (Promotion juin 2017).

---

# CHAPITRE IV

## ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

### IV.1. Introduction

La conception parasismique est une discipline cruciale visant à estimer les conditions les plus défavorables de la réponse d'une structure aux séismes et à dimensionner ses éléments de résistance pour assurer une sécurité satisfaisante tout au long de sa durée de vie. En raison de l'histoire marquée par des séismes dévastateurs en Algérie, il est impératif de prendre en compte ces risques. Des événements tragiques, tels que le séisme d'EL Asnam en 1980 ou celui de Boumerdes en 2003, ont coûté d'innombrables vies et causé des pertes matérielles considérables.

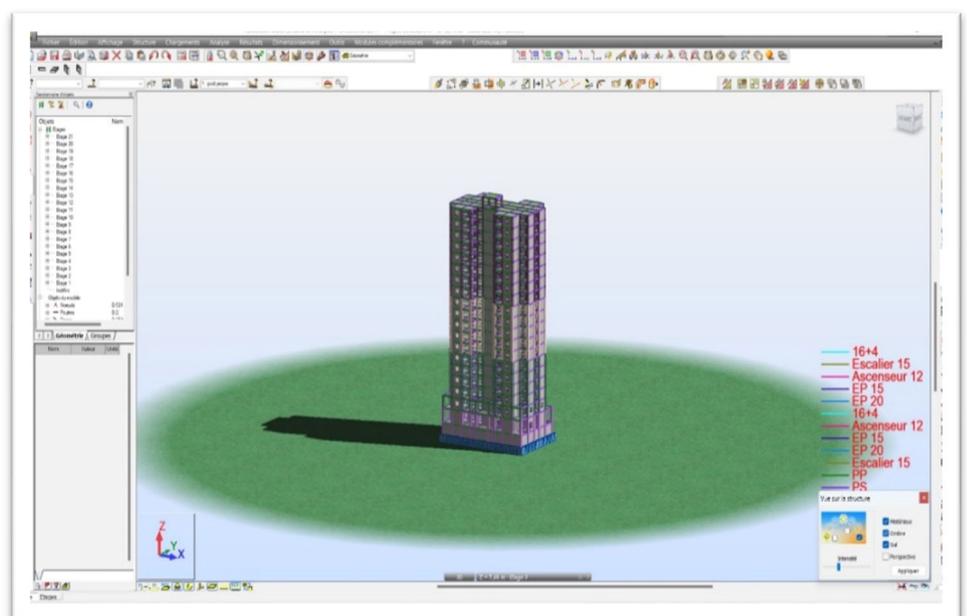
Ainsi, évaluer la réponse sismique d'une structure est essentiel lors de sa conception et de son analyse parasismique. Cela implique de calculer les charges potentielles exercées sur le système structurel lors d'un séisme. Face à la complexité et à l'ampleur de ces calculs, l'utilisation d'outils informatiques modernes est indispensable.

Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi d'utiliser Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, un logiciel de calcul bien établi et accessible, pour mener à bien cette analyse et garantir la résilience de notre ouvrage face aux séismes.

### IV.2. Présentation sommaire du logiciel de calcul.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel avancé dédié à l'ingénierie structurelle, conçu pour modéliser, analyser et concevoir une variété de structures. Avec une interface conviviale et des fonctionnalités sophistiquées, il nous permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, d'évaluer la résistance des matériaux, de simuler le comportement des structures sous différentes charges et conditions, et de générer des rapports détaillés. Grâce à ses capacités étendues, il est largement utilisé dans divers secteurs de la construction, offrant des solutions précises et efficaces pour répondre aux défis complexes de l'ingénierie moderne.

**Figure IV.1 :**  
Espace de travail du  
logiciel ROBOT



### IV.3. Etude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### IV.3.1. Modélisation mathématique :

L'objectif premier de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer ses propres caractéristiques dynamiques, ce qui implique d'examiner son comportement en vibration libre sans amortissement. Cela nous permet ensuite de prédire les charges et les déplacements maximums qu'elle subira lors d'un séisme.

L'analyse dynamique d'une structure telle qu'elle existe dans la réalité est souvent extrêmement complexe, nécessitant des calculs fastidieux voire impossibles à réaliser. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modèles qui simplifient suffisamment le problème pour en permettre l'analyse.

#### IV.3.2. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

##### A. Modélisation des éléments structuraux.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

##### B. Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure une quantité de la charge d'exploitation «  $\beta Q$  » selon le RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation d'un bâtiment d'habitation, La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

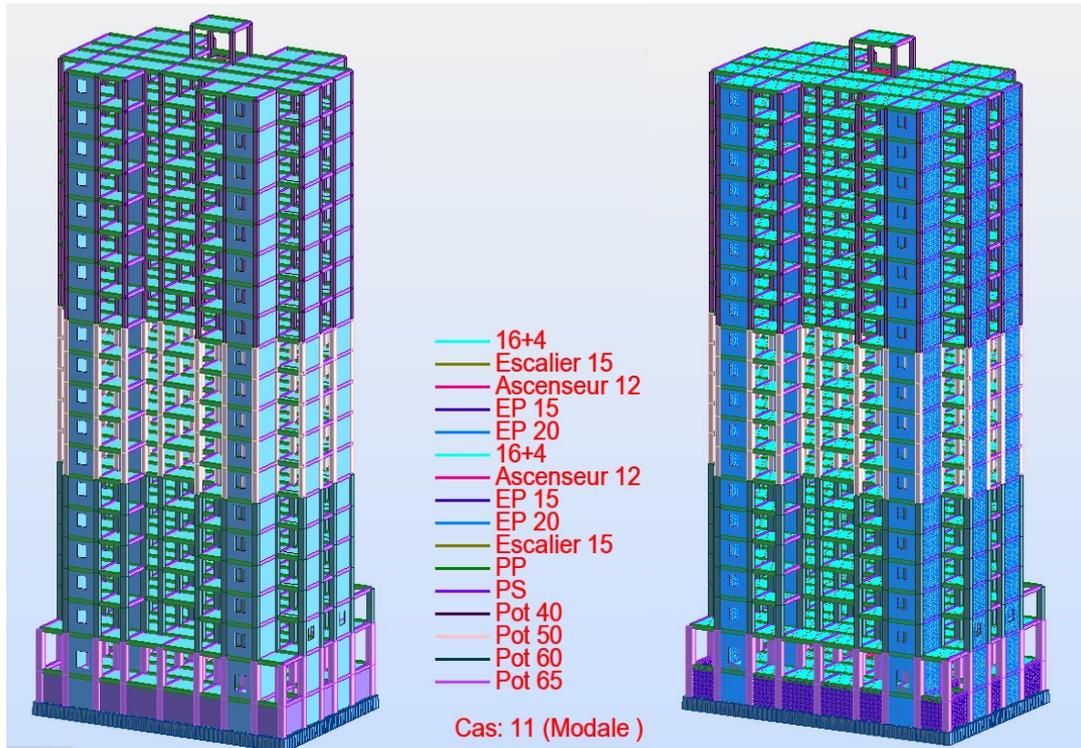


Figure IV.2 : Modèle de la structure avant et après calcul

IV.3.3. Résultat de l'analyse dynamique :

Les résultats de l'analyse dynamique tiré du logiciel robot sont comme illustré dans le tableau suivant :

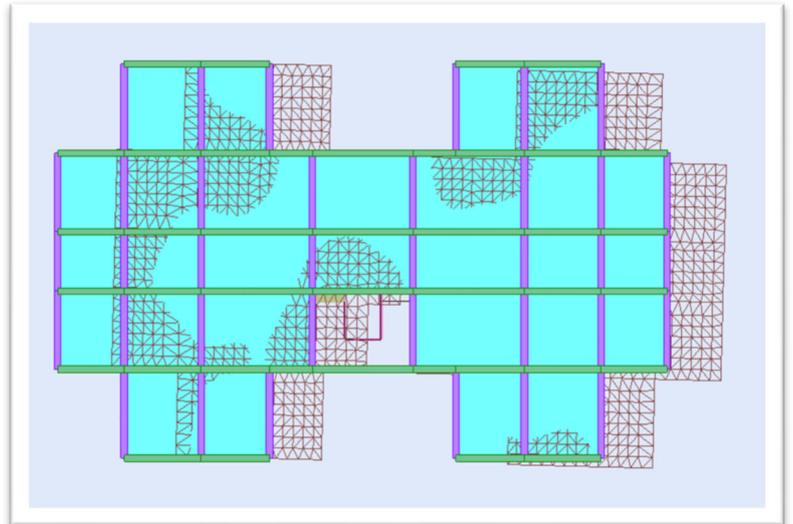
Tableau IV.1 : Périodes et masses cumulées pour l'analyse dynamique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
11/ 1	1,35	61,30	0,37	61,30	0,37
11/ 2	1,28	61,75	61,35	0,44	60,98
11/ 3	0,90	62,24	61,75	0,49	0,40
11/ 4	0,38	77,67	61,78	15,43	0,03
11/ 5	0,36	77,71	77,33	0,04	15,56
11/ 6	0,24	77,76	77,41	0,05	0,07
11/ 7	0,18	84,11	77,44	6,36	0,03
11/ 8	0,18	84,15	83,47	0,03	6,03
11/ 9	0,14	84,15	84,17	0,00	0,71
11/ 10	0,13	84,62	84,18	0,47	0,00
11/ 11	0,11	84,66	87,21	0,04	3,03
11/ 12	0,11	84,72	87,24	0,06	0,03
11/ 13	0,11	87,91	87,26	3,19	0,02
11/ 14	0,09	87,91	87,31	0,00	0,05
11/ 15	0,09	87,92	87,31	0,00	0,01
11/ 16	0,09	87,92	87,60	0,00	0,29
11/ 17	0,09	87,92	89,68	0,00	2,08
11/ 18	0,08	90,03	89,68	2,12	0,00
11/ 19	0,07	90,03	90,80	0,00	1,12
11/ 20	0,07	90,05	90,85	0,02	0,05

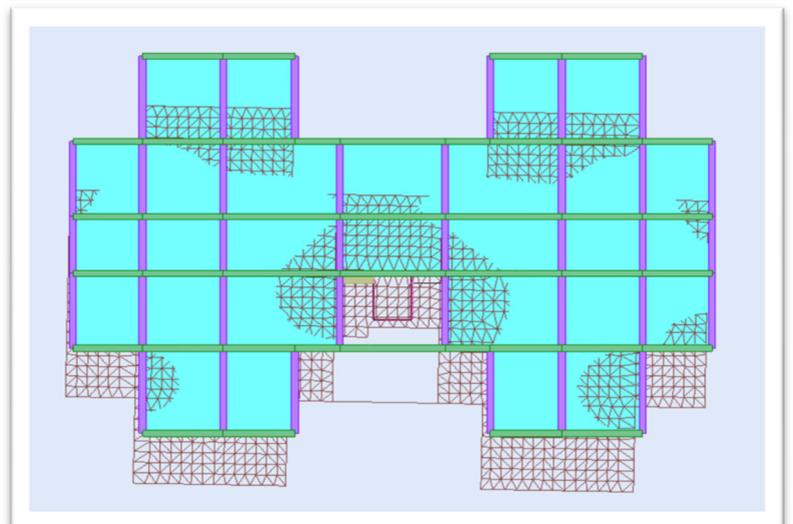
On constate que

- La période fondamentale du premier mode égale a (1.35 s)
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation pure
- Le troisième mode est un mode de rotation

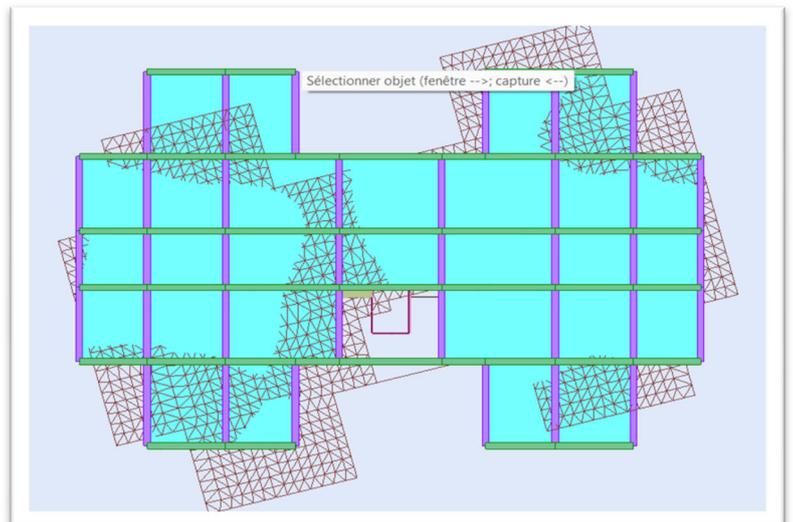
**Figure IV.3 :** 1<sup>er</sup> mode de déformation de la tour (Translation suivant l'axe des X)



**Figure IV.4 :** 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la tour (Translation suivant l'axe des Y)



**Figure IV.5 :** 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la tour (Rotation suivant l'axe des Z)



#### IV.3.4 : Vérification de la période T

D'après l'article 4.2.4 du RPA/99 version 2003 La valeur de la période « T », calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules Empiriques appropriées de plus de 30%.

La Période fondamentale « T » de la structure estimée à partir des formules empiriques :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Eq. IV.1})$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

$$h_N = 62.76 \text{ m} \quad (\text{Eq. IV.2})$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage :

$$C_T = 0.05 \quad (\text{RPA/99 version 2003 Tableau 4-6}) \quad (\text{Eq. IV.3})$$

$$T = 0.05 \times 62.76^{3/4} = 1.11 \rightarrow T_{maj} = T + 0.3 T = 1.45 \text{ s}$$

$$T = 1.11 < T_{num} = 1.35 \text{ s} < T_{maj} = 1.45 \text{ s} \quad \text{condition vérifier}$$

#### IV.3.5 : Nombre de modes à considérer

Selon L'RPA/99 version 2003 **article 4.3.4**, pour les structures modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans chaque direction d'excitation doit être déterminé de la manière suivante :

La condition requise est que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit au moins égale à 90 % de la masse totale de la structure. Alternativement, tous les modes dont la masse modale effective dépasse 5 % de la masse totale de la structure doivent être retenus pour déterminer la réponse totale de la structure. Il est nécessaire de retenir au moins trois modes dans chaque direction considérée.

Dans ce cas, la participation de la masse a atteint 90 % au dix-neuvième mode, ce qui indique que le nombre total de modes considérés est de dix-neuf.

#### IV.4. Etude sismique :

Le choix de la méthode de calcul et la précision de la modélisation de la structure doivent viser à reproduire aussi fidèlement que possible le comportement réel de l'ouvrage, en prenant en compte à la fois le type de structure et les propriétés du matériau utilisé.

Pour déterminer la réponse de la structure, trois méthodes de calcul sont disponibles, chacune étant adaptée au type de structure et à la nature de l'excitation dynamique. Ainsi, il convient de choisir parmi les méthodes suivantes en fonction des caractéristiques spécifiques de l'ouvrage :

**A. Méthode statique équivalent** : Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour la structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

**B. Méthode de l'Analyse modale spectrale** : Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

**C. Méthode de l'Analyse temporelle :** À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies (hauteur dépasse les dix sept mètres en zone IIa), Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

#### IV.4.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il est important de souligner que la direction d'un séisme est aléatoire, ce qui nécessite d'analyser une structure sous l'impact des deux composantes horizontales orthogonales du séisme, agissant le long de ses deux principales directions.

L'analyse spectrale offre les avantages suivants :

- Pour chaque mode propre : la détermination de sa période et des facteurs de participation massique.
- Pour chaque direction : les déplacements, les réactions et les efforts correspondants à chaque mode propre.

#### IV.4.2. Spectre de réponse de calcul :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) ;

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure,

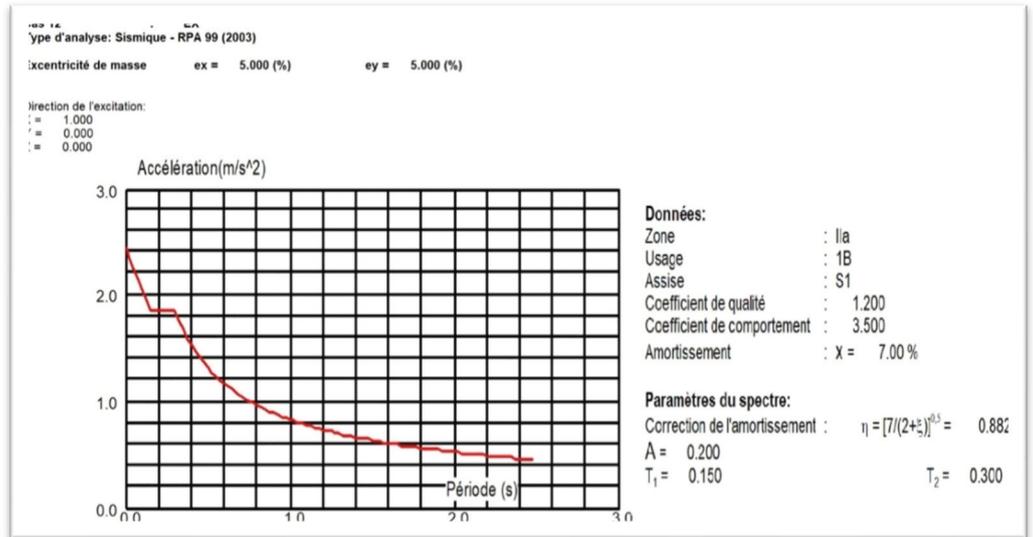
**T, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

**Q** : Facteur de qualité tel que ;

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des modes à considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E) voir chapitre I (article I.14.2).

**Figure IV.6 :**  
Spectre de la  
réponse sismique  
dans les deux sens  
(X et Y)



**IV.4.3. Vérification de l’effort tranchant a la base**

**A. Calcul de la force sismique total**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{RPA/99 version 2003 article 4.2.3}) \quad (\text{Eq. IV.4})$$

A : Coefficient d’accélération de zone.

Pour notre cas :

- L’ouvrage est de “ groupe 1B ” (bâtiment d’habitation collective dépasse 48 mètres d’hauteur).
- L’implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **Guelma** (zone IIa).

Donc : A = 0,20 (tableau 4.1 du RPA/99 version 2003)

D : Facteur d’amplification dynamique moyen,

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad (\text{Eq. IV.5})$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique ;

ξ=7% (tableau 4.2 du RPA/99 version 2003).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,882 \geq 0,7 \quad (\text{Eq. IV.6})$$

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Sol rocheux site 01 donc : T<sub>1</sub> = 0,15 s et T<sub>2</sub> = 0,3 s (tableau 4.7 du RPA/99 version 2003).

T : Période fondamentales de la structure estimée à partir des formules empiriques (Eq. IV.1):

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad (\text{Eq. IV.7})$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

$$h_N = 62.76 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage :

$$C_T = 0.05 \quad (\text{RPA99/version 2003 Tableau 4-6}).$$

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (cas 4 du tableau 4-6 du RPA99/version 2003) Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction de calcul considérée la plus petite des deux formules (Eq. IV) et (Eq. IV);

$$\begin{cases} T_x = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} \right\} = \min \left\{ 0.05 \times 62.76^{3/4}; \frac{0.09 \times 62.76}{\sqrt{28.5}} \right\} \\ T_y = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\} = \min \left\{ 0.05 \times 62.76^{3/4}; \frac{0.09 \times 62.76}{\sqrt{18.60}} \right\} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = \min\{1.11; 1.06\} = 1.06 \text{ s} \\ T_y = \min\{1.11; 1.31\} = 1.11 \text{ s} \end{cases}$$

On a donc :  $T_2 = 0.3 \text{ s} \leq T_x; T_y \leq 3 \text{ s}$  ce qui implique :

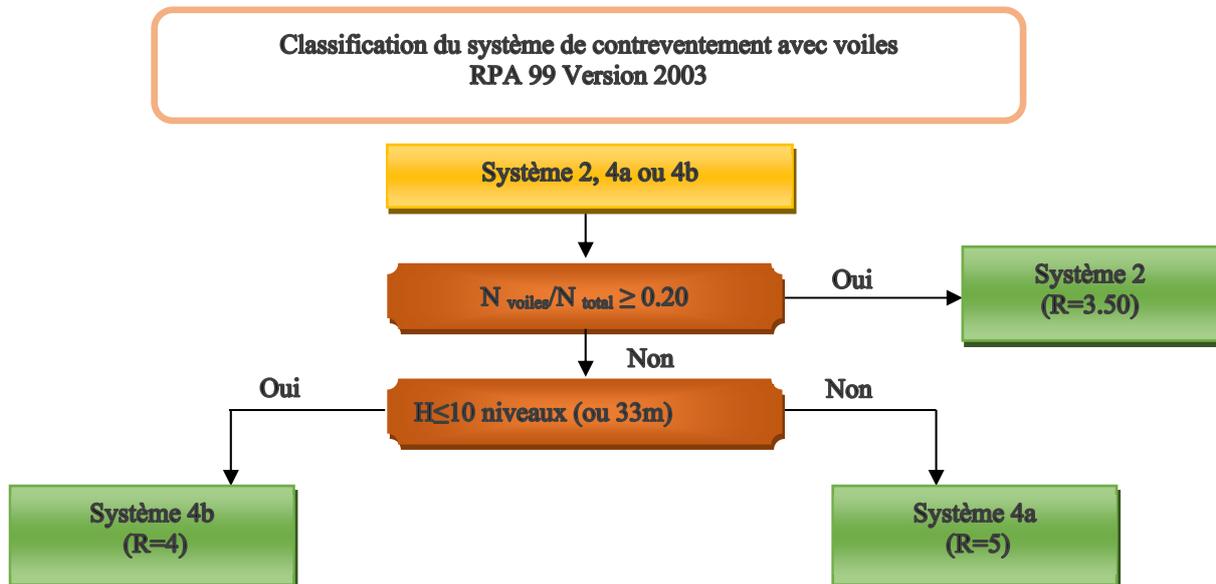
$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.3}{1.06}\right)^{2/3} = 0.952 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.3}{1.11}\right)^{2/3} = 0.919 \end{cases}$$

$R$  : Coefficient de comportement de la structure, Il est fonction du système de contreventement ;

**Tableau IV.2:** interaction poteaux-voiles aux charges verticales ( $F_z$ )

Charges (kN)	Repris par poteaux (kN)	Repris par voiles (kN)	Participation des poteaux %	Participation des voiles %
- 153241,47	- 87610,10	- 5631,38	57,17	42,83

Selon l'Article (3.4 – paragraphe 2) du RPA 99/version 2003 Le système est constitué de voiles et de portiques, avec voiles qui reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales « système 2 » donc  $R=3.5$  (tableau 4.3 du RPA/99 version 2003).



Q : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  RPA/99 version 2003 formule (4-4) article 4.2.3

Tableau IV.3: Facteurs de qualités  $P_q$

Critère q	$P_q$ (sens x)		$P_q$ (sens y)		
	Observé	Non observé	Observé	Non observé	
1 Conditions sur les files de contreventement	0	/	0	/	
2 Redondance en plan	0	/	/	0.05	
3 Régularité en plan	/	0.05	0	/	
4 Régularité en élévation	/	0.05	/	0.05	
5 Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.1	/	0.1	
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/	0	/	
		<b><math>Q_x=1.20</math></b>		<b><math>Q_y=1.20</math></b>	

W : poids de la structure égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \tag{Eq. IV.8}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \tag{Eq. IV.9}$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ;

$W_{Qi}$ : charges d'exploitation ;

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de Type d'ouvrage et donné par le tableau 5.6 ;

Pour notre cas, Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés  $\beta = 0.20$  ;

Le poids de la structure tiré automatiquement du logiciel  $W = 99\ 540,63\ \text{kN}$

Enfin :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \times W = \frac{0.20 \times 0.952 \times 1.20}{3.5} \times 99\ 540,63 = 6495,16\ \text{kN} \\ V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \times W = \frac{0.20 \times 0.919 \times 1.20}{3.5} \times 99\ 540,63 = 6272,45\ \text{kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8 \times V_x = 5196,13 \\ 0,8 \times V_y = 5017,78 \end{cases}$$

**B. Comparaison de la force sismique total**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99/version 2003, il est requis que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$ , obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne soit pas inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques  $V$ , déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau IV.4 : Effort tranchant a la base des deux directions

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
<b>Cas</b>	<b>12 - EX</b>		
<b>Mode CQC</b>			
<b>Somme totale</b>	-4924,65	80,29	-31,83
<b>Somme réactions</b>	-5210,55	197,09	-0,00
<b>Somme efforts</b>	5210,71	-197,10	0,0
<b>Vérification</b>	0,16	-0,01	-0,00
<b>Précision</b>	9,46252e-003	2,04708e-004	
<b>Cas</b>	<b>13 - EY</b>		
<b>Mode CQC</b>			
<b>Somme totale</b>	-101,65	-5153,92	-220,45
<b>Somme réactions</b>	-197,07	-5396,83	-0,00
<b>Somme efforts</b>	197,10	5396,78	0,0
<b>Vérification</b>	0,02	-0,06	-0,00
<b>Précision</b>	9,46252e-003	2,04708e-004	

Nous obtenons automatiquement, à partir du logiciel Robot, l'effort tranchant à la base, et les résultats sont les suivants :

$$\begin{cases} V_{tx} = 5210,55 > 0,8 V_x = 5196,13 \\ V_{ty} = 5396,78 > 0,8 V_y = 5017,78 \end{cases} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

#### IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Article (7.4.3.1) du RPA 99/version 2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{Eq.IV.10})$$

avec :  $N_d$ : Effort normal de compression max pour chaque section.

$B_c$  : Section du béton comprimé.

-Poteau (65x65) cm :

$$v = \frac{3133.29 \times 10^3}{65 \times 65 \times 10^2 \times 25} = 0,29 < 0,30 \quad \text{condition vérifier}$$

Poteau (60x60) cm :

$$v = \frac{2604.27 \times 10^3}{60 \times 60 \times 10^2 \times 25} = 0,28 < 0,30 \quad \text{condition vérifier}$$

Poteau (50x50) cm :

$$v = \frac{1754.28 \times 10^3}{50 \times 50 \times 10^2 \times 25} = 0,28 < 0,30 \quad \text{condition vérifier}$$

-Poteau (40x40) cm :

$$v = \frac{1033.95 \times 10^3}{40 \times 40 \times 10^2 \times 25} = 0,25 < 0,30 \quad \text{condition vérifier}$$

#### IV.4.5. Vérification des déplacements latéraux inter- étage :

Une des vérifications recommandées par le Règlement Parasismique Algérien concerne les déplacements latéraux inter-étages, conformément à l'article 5.10 du RPA/99, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas excéder 1,0 % de la hauteur de l'étage, ce qui se traduit par le respect de l'inégalité suivante :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01 h_e \quad (\text{Eq. IV.11})$$

$h_e$ : la hauteur d'étage K ;

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad (\text{Eq. IV.12})$$

$$\Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k \quad (\text{Eq. IV.13})$$

$R$ : le coefficient de comportement = 3.5 ;

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad (\text{Eq. IV.14})$$

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1} \quad (\text{Eq. IV.15})$$

$\Delta_{ex}^k$ : déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem pour le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ );

$\delta_{ex}^k$  : déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem pour le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ) ;

Les deux tableaux ci-dessous synthétisent les déplacements issus de la combinaison des charges G+Q+E obtenus à partir du logiciel ROBOT, ainsi que leur vérification dans les deux directions.

**Tableau. IV.5 :** Vérification des déplacements inter étage selon X

Niveau	$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$ (cm)	$\delta_{ex}^k$ (cm)	$\delta_{ex}^{k-1}$ (cm)	$\Delta_{ex}^k$ (cm)	$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k$ (cm)	$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$
Cage d'escalier	3,26	4,69	4,57	0,11	0,40	Condition vérifier
E18	3.26	4,57	4,37	0,20	0,70	Condition vérifier
E17	3.06	4,37	4,11	0,26	0,90	Condition vérifier
E16	3.06	4,11	3,89	0,23	0,80	Condition vérifier
E15	3.06	3,89	3,63	0,26	0,90	Condition vérifier
E14	3.06	3,63	3,37	0,26	0,90	Condition vérifier
E13	3.06	3,37	3,09	0,29	1,00	Condition vérifier
E12	3.06	3,09	2,83	0,26	0,90	Condition vérifier
E11	3.06	2,83	2,54	0,29	1,00	Condition vérifier
E10	3.06	2,54	2,26	0,29	1,00	Condition vérifier
E9	3.06	2,26	2,00	0,26	0,90	Condition vérifier
E8	3.06	2,00	1,71	0,29	1,00	Condition vérifier
E7	3.06	1,71	1,46	0,26	0,90	Condition vérifier
E6	3.06	1,46	1,20	0,26	0,90	Condition vérifier
E5	3.06	1,20	0,94	0,26	0,90	Condition vérifier
E4	3.06	0,94	0,71	0,23	0,80	Condition vérifier
E3	3.06	0,71	0,51	0,20	0,70	Condition vérifier
E2	3.06	0,51	0,31	0,20	0,70	Condition vérifier
E1	3.40	0,31	0,14	0,17	0,60	Condition vérifier
RDC	4.08	0,14	0,03	0,11	0,40	Condition vérifier
Sous-sol	3.06	0,03	0,00	0,03	0,10	Condition vérifier

Tableau. IV.6 : Vérification des déplacements inter étage selon Y

Niveau	$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$ (cm)	$\delta_{ey}^k$ (cm)	$\delta_{ey}^{k-1}$ (cm)	$\Delta_{ey}^k$ (cm)	$\Delta_x^k = R \Delta_{ey}^k$ (cm)	$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$
Cage d'escalier	3.26	4,63	4,37	0,26	0,90	Condition vérifier
E18	3.06	4,37	4,14	0,23	0,80	Condition vérifier
E17	3.06	4,14	3,91	0,23	0,80	Condition vérifier
E16	3.06	3,91	3,69	0,23	0,80	Condition vérifier
E15	3.06	3,69	3,43	0,26	0,90	Condition vérifier
E14	3.06	3,43	3,17	0,26	0,90	Condition vérifier
E13	3.06	3,17	2,91	0,26	0,90	Condition vérifier
E12	3.06	2,91	2,66	0,26	0,90	Condition vérifier
E11	3.06	2,66	2,37	0,29	1,00	Condition vérifier
E10	3.06	2,37	2,11	0,26	0,90	Condition vérifier
E9	3.06	2,11	1,86	0,26	0,90	Condition vérifier
E8	3.06	1,86	1,60	0,26	0,90	Condition vérifier
E7	3.06	1,60	1,34	0,26	0,90	Condition vérifier
E6	3.06	1,34	1,09	0,26	0,90	Condition vérifier
E5	3.06	1,09	0,86	0,23	0,80	Condition vérifier
E4	3.06	0,86	0,66	0,20	0,70	Condition vérifier
E3	3.06	0,66	0,46	0,20	0,70	Condition vérifier
E2	3.06	0,46	0,29	0,17	0,60	Condition vérifier
E1	3.40	0,29	0,14	0,14	0,50	Condition vérifier
RDC	4.08	0,14	0,03	0,11	0,40	Condition vérifier
Sous-sol	3.06	0,03	0,00	0,03	0,10	Condition vérifier

#### IV.4.6. Vérification De l'effet de deuxième ordre (P- $\Delta$ ) :

Conformément à l'article 5.9 du RPA/99 version 2003, les effets de deuxième ordre, également connus sous le nom d'effet P- $\Delta$ , peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est vérifiée à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{(P_k \cdot \Delta_k)}{(V_k \cdot h_k)} \leq 0.10 \quad (\text{Eq. IV.16})$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + 0.2 W_{qi}) \quad (\text{Eq. IV.17})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E) ;

$h_k$  : hauteur de l'étage « k » ;

Les vérifications sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.7 : Vérification De l'effet de deuxième ordre (P- $\Delta$ )**

Niveaux	$h_i$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens X-X				Sens Y-Y			
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	OBS	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	OBS
SSOL1	306,0	153241,47	0,10	5210,71	0,010	vérifiée	0,10	5396,78	0,009	vérifiée
RDC	408,0	138289,17	0,40	5172,13	0,026	vérifiée	0,40	5344,00	0,025	vérifiée
ETAGE 1	340,0	127189,02	0,60	5024,41	0,045	vérifiée	0,50	5189,63	0,036	vérifiée
ETAGE 2	306,0	119134,05	0,70	4850,54	0,056	vérifiée	0,60	5016,91	0,047	vérifiée
ETAGE 3	306,0	111535,97	0,70	4664,81	0,055	vérifiée	0,70	4829,83	0,053	vérifiée
ETAGE 4	306,0	103937,88	0,80	4467,74	0,061	vérifiée	0,70	4623,17	0,051	vérifiée
ETAGE 5	306,0	96349,92	0,90	4258,57	0,067	vérifiée	0,80	4399,87	0,057	vérifiée
ETAGE 6	306,0	88895,50	0,90	4046,64	0,065	vérifiée	0,90	4174,51	0,063	vérifiée
ETAGE 7	306,0	81832,45	0,90	3848,35	0,063	vérifiée	0,90	3964,01	0,061	vérifiée
ETAGE 8	306,0	74769,40	1,00	3657,45	0,067	vérifiée	0,90	3760,45	0,058	vérifiée
ETAGE 9	306,0	67706,34	0,90	3469,51	0,057	vérifiée	0,90	3563,53	0,056	vérifiée
ETAGE 10	306,0	60643,29	1,00	3279,35	0,060	vérifiée	0,90	3371,08	0,053	vérifiée
ETAGE 11	306,0	53697,79	1,00	3093,01	0,057	vérifiée	1,00	3185,02	0,055	vérifiée
ETAGE 12	306,0	47072,50	0,90	2910,86	0,048	vérifiée	0,90	3001,64	0,046	vérifiée
ETAGE 13	306,0	40447,20	1,00	2711,92	0,049	vérifiée	0,90	2800,38	0,042	vérifiée
ETAGE 14	306,0	33821,91	0,90	2482,08	0,040	vérifiée	0,90	2567,50	0,039	vérifiée
ETAGE 15	306,0	27196,62	0,90	2212,00	0,036	vérifiée	0,90	2288,42	0,035	vérifiée
ETAGE 16	306,0	20571,33	0,80	1884,48	0,029	vérifiée	0,80	1941,77	0,028	vérifiée
ETAGE 17	306,0	13946,04	0,90	1458,08	0,028	vérifiée	0,80	1491,27	0,024	vérifiée
ETAGE 18	306,0	7320,75	0,70	877,86	0,019	vérifiée	0,80	893,03	0,021	vérifiée
C-escalier	326,0	326,49	0,40	75,35	0,005	vérifiée	0,90	88,32	0,010	vérifiée

Il est observé que pour chaque niveau "k" et dans les deux directions,  $\theta_i$  est inférieur à 0,1. Par conséquent, l'effet P- $\Delta$  peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

#### IV.5. Conclusion de l'étude sismique

L'analyse dynamique de notre structure a confirmé la conformité à toutes les exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003), notamment en ce qui concerne la stabilité contre le renversement, la résistance à l'effort tranchant, ainsi que la justification de l'effet P-delta. Les prédimensionnements de nos éléments et leur disposition ont été jugés adéquats et satisfaisants par rapport à l'étude sismique, Les chapitres suivants aborderont le dimensionnement final de ces éléments.

**Références bibliographiques du quatrième chapitre**

1. Document technique réglementaire « DTR BC 2-48 » - intitulé Règles parasismiques Algériennes (**RPA 99 /version 2003**) [1].
2. Document technique réglementaire « DTR BC 2.2 » Charges permanentes et charges d'exploitation.
3. CHERAIT, Yacine. (2006). *Calcul des ouvrages en béton armé*. Editions Offices des publications universitaires OPU.
4. THONIER, Henry. 1999. *Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1, 2 et 03*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
5. TALEB, Rafik. (2017). *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions*. Journal of Materials and Engineering Structures. 4. 139-154.

---

# CHAPITRE V

## CALCUL DES ÉLÉMENTS

## CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

## CHAPITRE V

# CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

### V.1 : Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, Elle est constituée de l'ensemble des éléments du système de contreventement adopté : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments seront réalisés en béton armé, et leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, et comme l'acier joue un rôle primordial pour satisfaire aux critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs des ouvrages, alors ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

Après avoir connaître les sollicitations les plus défavorable, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage et ce conformément à la réglementation Algérienne en vigueur à savoir le **RPA/99 version 2003**, le **C.B.A. 93**, et le **DTR BC 2.42** portant sur le béton banché.

Dans notre structure, les éléments structuraux comprennent les poteaux, les poutres et les voiles. Le calcul de leurs armatures sera réalisé selon la méthode aux états limites, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables et des situations spécifiées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.**

Situation	Béton			Acier			
	$f_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\gamma_s$	$\gamma_s$ (MPa)	$\mu_l$
<b>Durable</b>	25	1,50	14,17	500	1,15	435	0,372
<b>Accidentelle</b>	25	1,15	18,48	500	1,0	500	0,358

### V.2 : Ferrailage des poteaux

Les poteaux, éléments structuraux cruciaux, assurent le transfert des charges des poutres vers les fondations. Ils subissent à la fois des efforts normaux, notés "N", et des moments de flexion, notés "M", ce qui nécessite un calcul en flexion composée dans les deux directions (longitudinale et transversale). Les armatures seront dimensionnées en tenant compte des sollicitations les plus défavorables, en considérant les trois cas de charges suivants :

**Cas 1 :**  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

**Cas 2 :**  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

**Cas 3 :**  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Et sous les combinaisons de charges suivantes :

- Selon le **C.B.A.93 (article B 6.1.2)**

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q$$

- Selon le **RPA/99 version 2003 (article 5.2)**

$$\text{ELA : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

**V.2.1 : Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul, déterminées selon les combinaisons les plus défavorables, sont extraites directement du logiciel ROBOT. Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.**

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (kN)	M <sub>corr</sub> (kN.m)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>corr</sub> (kN)	N <sub>min</sub> (kN)	M <sub>corr</sub> (kN.m)	V <sub>max</sub> (kN)
(65x65)	3121.41	48.74	138.86	191.58	117.89	74.33	130.61
(60x60)	2596.23	63.16	158.21	1423.93	133.85	18.93	100.13
(50x50)	1745.53	66.65	166.63	786.58	97.09	53.78	103.49
(40x40)	1027.63	56.42	127.69	110.62	20.85	43.20	76.81

**V.2.2 : Exemple de Calcul du ferrailage**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Soit les poteaux du sous-sol et RDC :

Données géométriques

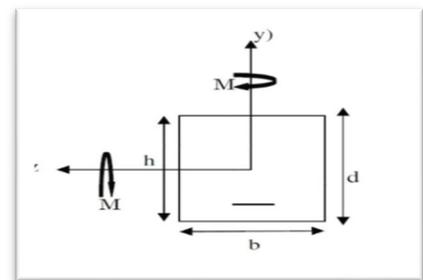
Section du poteau : (65 × 65) cm<sup>2</sup> ; c=2 cm ;

Longueur du poteau de face à face du plancher l<sub>0</sub> = 306 cm

Caractéristiques des matériaux

f<sub>c28</sub>=25 Mpa ; f<sub>c</sub>=500 MPa ; Fissuration peu préjudiciable

Sollicitations observer sous la combinaison : G + Q + E



**Figure V.1 : section d'un poteau**

**A) Armatures longitudinales :**

Le poteau travaille en flexion composée (Moment + effort normal de compression), Par ailleurs les sollicitations maximales sont observées sous combinaisons accidentelle, ainsi les coefficients de sécurité des matériaux seront pris égales à :

$$\gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1 ; \text{ Sollicitation : } \begin{cases} N_{max} = 3121.41 \text{ kN} \\ M_{corr} = 48.74 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{48.74}{3121.41} = 0.0156 \text{ m}$$

$$A = (d - c)N - M_{UA} \tag{Eq.V.1}$$

$$M_{UA} = M + N \times e_G \tag{Eq.V.2}$$

e<sub>G</sub> : distance entre le centre de gravité et les armatures inférieures

$$M_{UA} = 48.74 + (3121.41 \times 0.0156) = 1000.77 \text{ kN.m}$$

$$A = (0.63 - 0.02)3121.41 - 1000.77 = 903.29 \text{ kN.m}$$

$$B = \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} \tag{Eq.V.3}$$

$$B = \left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.65}\right) \times 0.65 \times 0.65^2 \times 18.48 \times 10^3 = 1583.81 \text{ kN.m}$$

A < B → la section est donc partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1000.77 \times 10^6}{650(630)^2 \times 18.48} = 0,209 < \mu_1 = 0,358 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,209}) = 0,296$$

$$\beta_u = (1 - 0,4 \times 0,296) = 0,916$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1000.77 \times 10^6}{0,916 \times 630 \times \frac{500}{1}} = 3468.39 \text{ mm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 3468.39 - \frac{3121.41 \times 10^6}{500} = -2774.43 \text{ mm}^2 < 0$$

Donc :  $A_s = 0 \text{ cm}^2$

La section calculée est nulle donc le ferrailage des poteaux aura lieu avec la section minimale exigée par les règlements.

### B) Section minimale :

- Selon le **C.B.A 93** :

$$A_{\min} = \max\{0,002 (65 \times 65); 4 \times 2(65 + 65)\} = \max\{8,45; 1,04\} = 8,45 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 2003 : En zone IIa, la section minimale doit être d'au moins 0,8 % de la section du poteau. Soit :  $A_{\min} = 0,8 \% (a \times a) = 0,008 (65 \times 65) = 33,8$

$$A = \max\{A_{RPA}; A_{CBA}\} = \max\{33,8; 8,45\} = 33,8 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures constituée de **12 HA 20 = 37,68 cm<sup>2</sup>**

Conditions sur les armatures longitudinales selon le CBA 93 :

Pourcentage maximal :  $A_{\max} = 4 \% (a \times a)$

$$A_{\max} = 0,04 (65 \times 65) = 169 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 37,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### C) Distance minimale entre armatures longitudinale :

La distance maximum entre 2 aciers longitudinaux voisins ne doit pas dépasser la valeur de :

$$A = \min\{b + 0,1 ; h + 0,1; 0,4\} = 0,4 \text{ m}$$

La distance entre 2 aciers longitudinaux

$$\frac{a - c}{n - 1} = \frac{65 - 2}{4 - 1} = \frac{63}{3} = 21 \text{ cm}$$

Avec : **n** : Nombre de barres sur une face du poteau.

$$0,21 \text{ m} < 0,4 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### D) Jonction des armatures :

Pour les barres à haute adhérence de nuance Fe E500, la longueur de recouvrement forfaitaire est de  $50 \phi$ , soit :  $l_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

### E) Conditions sur les armatures longitudinales selon le R.P.A 2003 :

Les armatures longitudinales seront réalisées à partir de barres à haute adhérence, avec un diamètre minimum de 12 mm ;

$$\phi_{\min} < 20 \text{ mm} > 12 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**F) Pourcentage maximal :**

On ne doit en aucun cas dépasser les 2 valeurs limites suivantes :

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4 \% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 0.04 (65 \times 65) = 169 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 37,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6 \% (b \times h)$

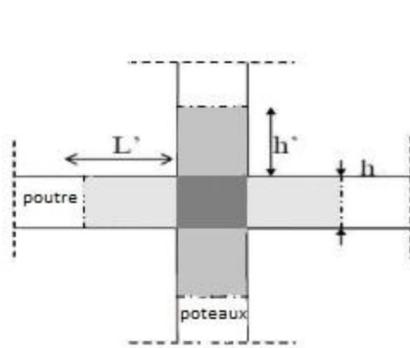
$$A_{\max} = 0.06 (65 \times 65) = 253,5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 37,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**G) Jonction des armatures :**

La longueur de recouvrement minimale des recouvrements des barres est de  $40 \phi$  en zone sismique IIa ou  $\phi$  désigne le diamètre maximal des barres longitudinales. Soit :

$$l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Les jonctions des armatures seront effectuées à l'extérieur des zones nodales.

**H) Détermination de la zone nodale :**

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :  $(b_1 ; h_1)$  section du poteau

$h_e$ : hauteur d'étage

**Figure V.2 :** Schéma de la zone nodale

La hauteur du poteau concernée par cette zone est de 3.06 (sous-sol):

$$h' = \max \left\{ \frac{\text{hauteur d'étage}}{6} ; a ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{306}{6} = 51 ; 65 ; 60 \text{ cm} \right\} = 65 \text{ cm}$$

Vérifications des sollicitations tangentes RPA/99 version 2003 (**article 7.4.3.2**):

Sous action sismique, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,04; & \lambda_g < 5 \\ 0,075; & \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 306}{65} = 6,53 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\bar{\tau}_u = 0,075 \times 25 = 1,88 \text{ MPa}$$

**I) Contrainte tangente sous sollicitation sismique :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{213,71 \times 10^3}{650 \times 630} = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,88 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**J) Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

On adopte une section des armatures transversales  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Pour le choix du diamètre des armatures transversales, on doit vérifier les 2 conditions suivantes :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} > \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq \min\left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{650}{10}; \frac{650}{35}; 20\right) = 18,57 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales seront constituées par 2 cadres c.-à-d. **4 HA8**  $\rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal des armatures transversales en fonction de l'élançement :

0.3 % si  $\lambda_g \geq 5$  ; 0.8 % si  $\lambda_g < 3$  ; interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = 6,53 > 5 \rightarrow \frac{A_t}{s_t \times b} > 0.3 \% \rightarrow s_t < \frac{2,01}{0,003 \times 65} = 10,31 \text{ cm}$$

**K) Espacement en zone nodale :**

Selon RPA/99 version 2003 (article 7.4.2.2) l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone nodale en zone IIa est :

$$s_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Soit un espacement en zone nodale de :  $s_t = 10 \text{ cm}$

**L) Espacement en zone courante :**

Selon RPA/99 version 2003 (article 7.4.2.2) l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone courante en zone IIa est :

$$s_t \leq 15 \phi_l = 30 \text{ cm}$$

Soit un espacement en zone courante de :  $s_t = 15 \text{ cm}$

Les cadres seront fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de :

$$10 \phi_t = 8 \text{ cm}$$

**M) Détermination des armatures transversales selon le CBA 93 :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 213,71 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{213,71 \times 10^3}{650 \times 630} = 0,52 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,15}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow$  les armatures transversales seront donc des armatures droites.

**N) Espacement des cadres :**

L'espacement  $s_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit être égal au plus la plus basse des deux valeurs :

$$s_t = 15 \text{ cm} \leq \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = \min(56,7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{201 \times 500}{650 \times 150} \geq \max\left(\frac{0,52}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \rightarrow 1,03 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les tableaux suivants résument les sections des armatures longitudinales et transversales adoptées pour le ferrailage des différents poteaux de la structure ainsi que l'espacement :

**Tableau V.3 :** Sections des armatures longitudinales adoptées pour les différents poteaux.

Etage	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) Robot expert	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Constitution des armatures
Sous-sol et RDC (0.65*0.65) cm <sup>2</sup>	0,00	38,03	37,68	<b>12 HA20</b>
1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage (0.60*0.60) cm <sup>2</sup>	0,00	32,4	37,68	<b>12 HA20</b>
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étage (0.50*0.50) cm <sup>2</sup>	0,00	22,5	24,12	<b>12 HA16</b>
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étage (0.40*0.40) cm <sup>2</sup>	3,38	14,4	18,46	<b>12 HA14</b>

**Tableau V.4 :** Espacements maximaux selon RPA99/version 2003 (article 7.4.2.2).

Etage	Barres	Φ <sub>l</sub> (cm)	s <sub>t</sub> (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
Sous-sol et RDC (0.65*0.65) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA20</b>	2	15	30
1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage (0.60*0.60) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA20</b>	2	15	30
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étage (0.50*0.50) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA16</b>	1,6	15	24
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étage (0.40*0.40) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA14</b>	1,4	14	21

On garde les mêmes espacements mentionnés précédemment tel que :

en zone nodale = **10 cm** ; pour tous les poteaux

en zone courante = **15 cm** ; pour tous les poteaux

**Tableau V.5 :** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

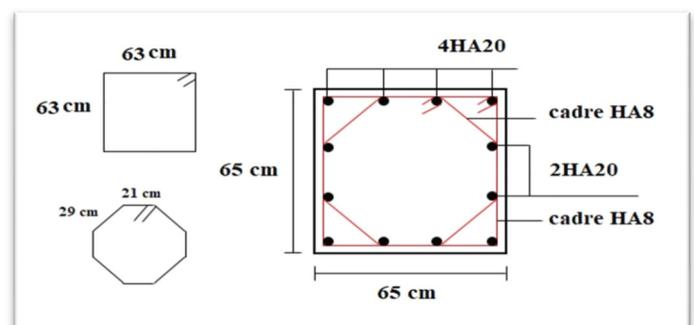
Etage	Barres	Φ <sub>l</sub> (mm)	Φ <sub>tcal</sub> (mm)	Φ <sub>tadop</sub> (mm)	Armatures	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol et RDC (0.65*0.65) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA20</b>	20	6,67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage (0.60*0.60) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA20</b>	20	6,67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étage (0.50*0.50) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA16</b>	16	5,33	8	<b>4 HA8</b>	2,01
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étage (0.40*0.40) cm <sup>2</sup>	<b>12 HA14</b>	14	4,67	8	<b>4 HA8</b>	2,01

### V.2.3 : Schémas de ferrailage :

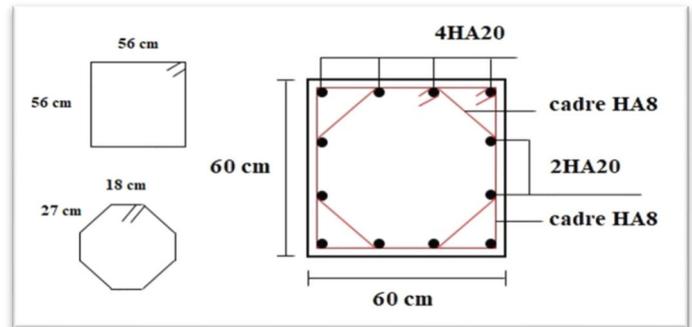
Les figures suivantes présentent les schémas de ferrailage des poteaux ainsi que les détails concernant les armatures transversales.

**Figure V.3 :** Schéma de ferrailage du poteau

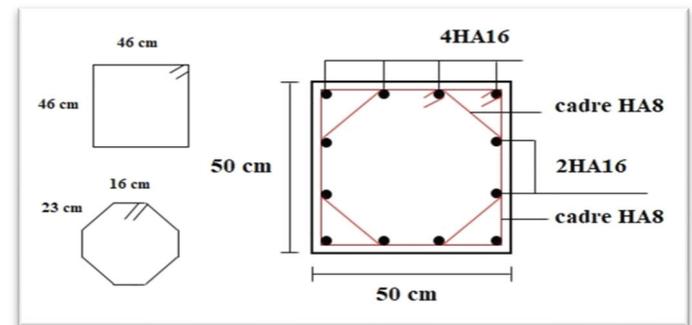
65x65 cm<sup>2</sup>



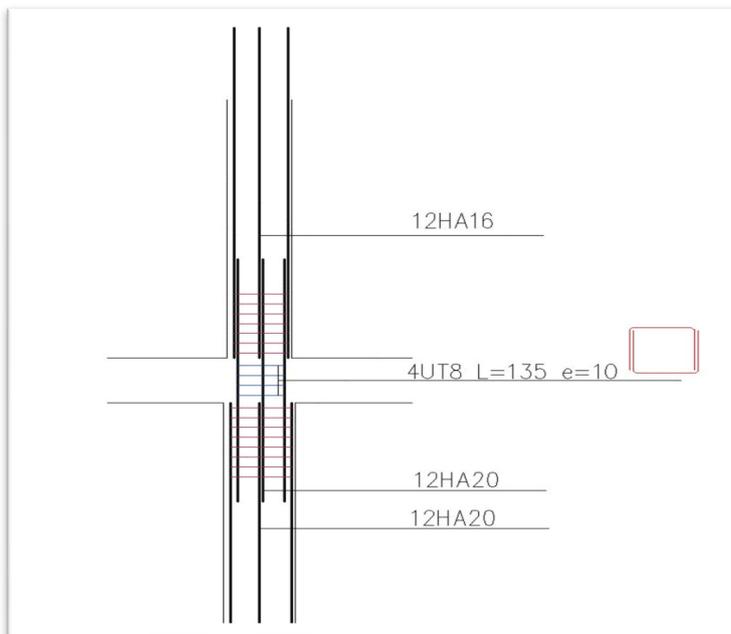
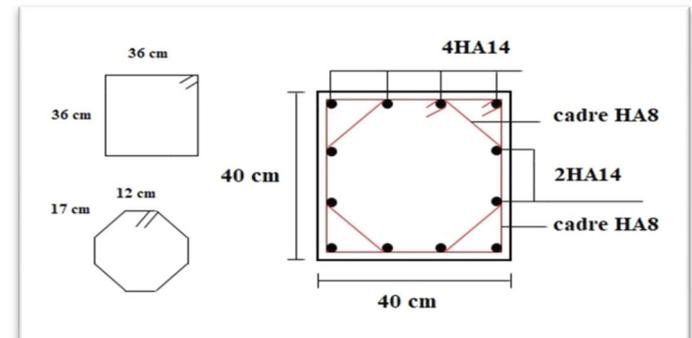
FigureV.4 : Schéma de ferrailage du poteau  
60x60 cm<sup>2</sup>



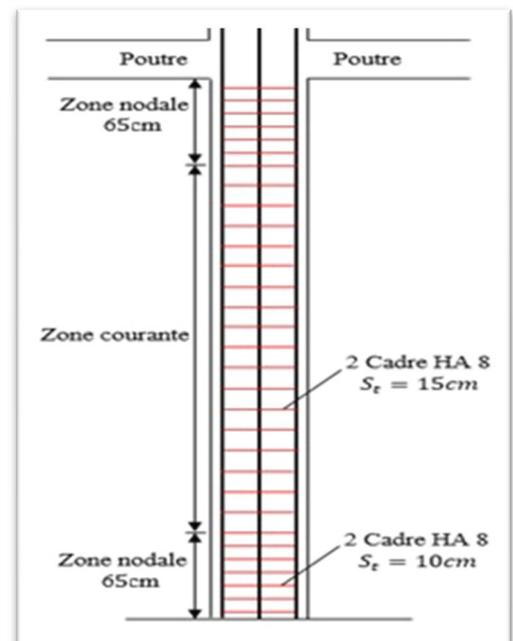
FigureV.5 : Schéma de ferrailage du poteau  
50x50 cm<sup>2</sup>



FigureV.6 : Schéma de ferrailage du poteau  
40x40 cm<sup>2</sup>



FigureV.8 : Détail du ferrailage lors du  
changement des sections



FigureV.7 : Coupe longitudinale du  
ferrailage des poteaux

### V.3 : Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, En effet les poutres sont sollicitées par de faibles charges verticales et par des forces latérales sismiques dit forces prépondérantes, Elles doivent donc avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

#### V.3.1 : Vérification de la largeur des poutres :

La largeur de nos poutres est différente de celle des poteaux, il en résulte un débord des poteaux des deux côtés. Il y'a donc lieu de vérifier avant tout les exigences de l'article 7.5.1 du RPA/99 version 2003 sur les dimensions des poutres, Les exigences de cet article sont illustrées à travers la figure suivante :

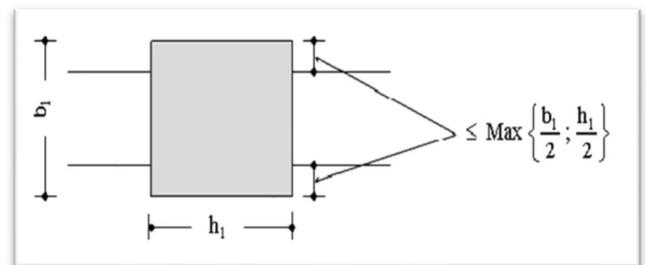


Figure V.9 : Exigences du RPA pour les poutres

Dans notre cas nous avons une largeur des poutres  $b = 30$  cm ; donc :

$$\frac{65-30}{2} < \frac{65}{2} \rightarrow 17.5 < 32.5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### V.3.2 : sollicitations agissantes sur les poutres

Dans notre présent travail, nous allons ferrailer la poutre principale la plus sollicitée aux niveaux du sous-sol le reste sera calculer automatiquement.

Les sollicitations agissantes sur les poutres seront extraites du logiciel « Robot » selon les combinaisons les plus défavorables tant en appuis qu'en travée, Les combinaisons utilisées sont les suivantes :

- Selon CBA 93 (article B 6.1.2) : ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le RPA/99 version 2003 (article 5.2) : ELA :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

#### V.3.3 : Ferrailage des poutres principales :

Données géométriques

Section des poutres :  $(30 \times 40)$  cm<sup>2</sup> ;  $c=2$  cm ;  $d=38$  cm ;

Section du poteau  $65 \times 65$  cm<sup>2</sup>

Caractéristiques des matériaux

$f_{c28}=25$  MPa ;  $f_c=500$  MPa ; fissuration peu préjudiciable

## A) Sollicitation de calcul

Tableaux V.6 : Sollicitations agissantes sur les poutres principales

Plancher	Moment en travée			Moment en appui			V <sub>MAX</sub> kN
	M <sub>ELU</sub> (kN.m)	M <sub>ELS</sub> (kN.m)	M <sub>ACC</sub> (kN.m)	M <sub>ELU</sub> (kN.m)	M <sub>ELS</sub> (kN.m)	M <sub>ACC</sub> (kN.m)	
Sous-sol	64,13	46,91	139,31	-120,67	-85,71	-102,56	348.73
RDC	25.58	18.78	81.20	-80.38	-57.66	-94.96	101.25
Etages courant	49.04	35.66	147.53	-102.61	-74.37	-167.52	164.52

## B) Ferrailage longitudinal :

- En travée, sollicitations sous la combinaison : G + Q – E (**situation accidentelle**)

Moment maximal :  $M_{travée} = 139.31 \text{ kN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_{travée}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_t = \frac{139.31 \times 10^6}{18.48 \times 300 \times 380^2} = 0,174 < \mu_1(\text{accidentelle}) = 0,358 \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174}) = 0,241$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,241 = 0,904$$

$$A_t = \frac{M_{travée}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{139.31 \times 10^6}{0,924 \times 380 \times \frac{500}{1}} = 793.52 \text{ mm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de :

$$\mathbf{3 \text{ HA14} + 3 \text{ HA12} \rightarrow A_t = 8,01 \text{ cm}^2}$$

- En appui :
- En appui, Sollicitations sous la combinaison : 1.35 G + 1.5 Q (**situation durable**)

Moment maximal :  $M_{appui} = 120.67 \text{ kN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{appui}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{120.67 \cdot 10^6}{14.17 \times 300 \times 380^2} = 0,197 < \mu_1 = 0,372 \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,197}) = 0,277$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,277 = 0,889$$

$$A_a = \frac{M_{appui}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120.67 \times 10^6}{0,889 \times 370 \times \frac{500}{1.15}} = 821.57 \text{ mm}^2 = 8.22 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de :  $\mathbf{6 \text{ HA14} \rightarrow A_a = 9,24 \text{ cm}^2}$

**C) Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le CBA 93 :**

Section minimale :

$$A_{\min} \geq 0,001bh = 0,001.30.40 = 1,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23.30.37 \left( \frac{2,1}{500} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**D) Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le RPA/99 version 2003 (article 7.5.2.1) :**

- Pourcentage minimal :  $A_{\min} = 0,005bh = 0,005.30.40 = 6 \text{ cm}^2$

$$A_T = A_a + A_t = 8,01 + 9,24 = 17,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Pourcentage maximal :

- Zone courante :  $A_{\max} = 0,04bh = 0,04.30.40 = 48 \text{ cm}^2$

$$A_T = 17,25 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Zone nodale :  $A_{\max} = 0,06bh = 0,06.30.40 = 72 \text{ cm}^2$

$$A_T = 17,25 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- La longueur de recouvrement minimale ( $l_{\min}$ ):

En zone IIa la longueur de recouvrement est égale à  $40\emptyset$  ( $\emptyset$  étant le diamètre maximal des barres longitudinales) d'où :  $l_{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

- Vérification à l'état-limite de service :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures sous cet état est inutile.

**E) Armatures transversales :**

- Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le CBA 93 :

Effort tranchant maximal :  $V_u = 348.73 \text{ kN}$  sollicitations sous la combinaison :

$G + Q - Ex$  (situation accidentelle)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{348.73 \times 10^3}{300.380} = 3.06 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où :

$$\tau_u = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = \text{HA8.}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les conditions suivantes :

$$\varnothing_t = 8 \text{ mm} \leq \min\left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}; \varnothing_1\right) = \min\left(\frac{300}{10}; \frac{400}{35}; 12\right) = 11,4 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8mm de diamètre, soit une section totale de : **4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

- Espacement des cadres selon les règles CBA 93 :

$$s_t = \min(15\varnothing_1 ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1,2; 40 \text{ cm} ; 30 + 10\text{cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

On adopte de manière provisoire un espacement fixe de 10 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{201 \times 235}{300 \times 100} = 1,58 \text{ MPa} \geq \text{Max}\left(\frac{3,06}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 1,53 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### F) Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le RPA/99 version 2003 (article 7.5.2.2) :

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En zone nodale :

$$s_t \leq \min\left(12\varnothing_1; \frac{h}{4}\right)$$

$$s_t \leq \min\left(12 \times 1,4; \frac{40}{4}\right) = 10 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de 10 cm.

En zone courante :

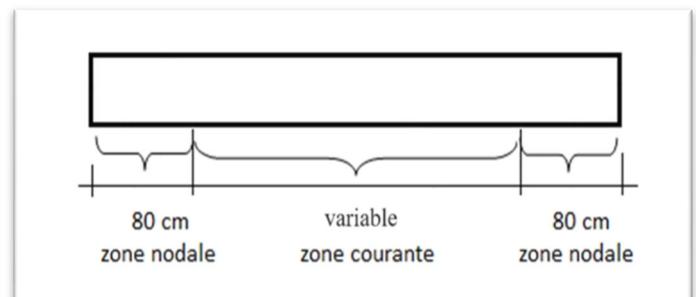
$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de 15 cm.

### G) Détermination dimensionnelle de la zone nodale :

La longueur de la zone nodale, côté poutre est égale à :  $l' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

Figure V.10 : Schéma de la zone nodale



En récapitulant et en conservant à chaque fois la valeur la plus défavorable, on aboutit aux résultats finaux suivants :

Armatures longitudinales :

- En appui : **6 HA14**
- En travée : **3 HA14 + 3 HA12**

Armatures transversales :

- 1 cadre + 1 étrier de 8 mm de diamètre.
- Espacement : 10 cm sur les deux abouts de la poutre (zones nodales), et 15 cm en zone courante.

Les tableaux suivants résument les sections des armatures longitudinales et transversales adoptées pour le ferrailage des différentes poutres de la structure ainsi que l'espacement :

**Tableau V.7 :** Sections des armatures longitudinales adoptées pour les différentes poutres.

Plancher		$A_{cal}(cm^2)$ Robot expert	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Armatures
Plancher Sous-sol	Travées	7.94	6	8.01	<b>3 HA14 + 3HA12</b>
	Appuis	8.22		9.24	<b>6 HA14</b>
Plancher RDC	Travées	4.6	6	5.65	<b>5 HA12</b>
	Appuis	5.3		5.65	<b>5 HA12</b>
Plancher étages courants	Travées	8.2	6	9.24	<b>6 HA14</b>
	Appuis	9.2		9.24	<b>6 HA14</b>

**Tableau V.8 :** Sections des armatures transversales pour les différentes poutres

Plancher		Barres	$\Phi_1$ (cm)	$\Phi_{tcal}$ (mm)	$\Phi_{tadop}$ (mm)	Armatures	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
Plancher Sous-sol	Travées	<b>3HA14 + 3HA12</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
	Appuis	<b>6 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
Plancher RDC	Travées	<b>5 HA12</b>	12	4	8	<b>4 HA8</b>	2,01
	Appuis	<b>5 HA12</b>	12	4	8	<b>4 HA8</b>	2,01
Plancher étages courants	Travées	<b>6 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
	Appuis	<b>6 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01

**Tableau V.9 :** Espacements maximaux selon RPA99/version 2003 (article 7.4.2.2).

Plancher		Barres	$\Phi_1$ (cm)	h	$s_t$ (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Plancher Sous-sol	Travées	<b>3HA14 + 3HA12</b>	12	40	10	20
	Appuis	<b>6 HA14</b>	14	40	10	20
Plancher RDC	Travées	<b>5 HA12</b>	12	40	10	20
	Appuis	<b>5 HA12</b>	12	40	10	20
Plancher étages courants	Travées	<b>6 HA14</b>	14	40	10	20
	Appuis	<b>6 HA14</b>	14	40	10	20

On garde les mêmes espacements mentionnés précédemment soit :

10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

## V.3.4 : Ferrailage des poutres secondaires :

Données géométriques : Section des poutres (30 × 35) cm<sup>2</sup> ; enrobage des aciers c=2 cm.

Caractéristiques des matériaux :  $f_{c28}=25$  MPa ;  $f_e=500$  MPa ; Fissuration peu préjudiciable

## A) Sollicitation de calcul :

Tableaux V.10 : Sollicitations agissantes sur les poutres principales.

Moment en travée			Moment en appuis			V <sub>MAX</sub>
M <sub>ELU</sub> (kN.m)	M <sub>ELS</sub> (kN.m)	M <sub>ACC</sub> (kN.m)	M <sub>ELU</sub> (kN.m)	M <sub>ELS</sub> (kN.m)	M <sub>ACC</sub> (kN.m)	
45.70	33.30	93.62	-49.29	-38.19	-49.80	250.11
12.26	8.83	54.03	-40.17	-28.96	-61.42	139.32
32.94	23.95	134.38	-57.05	-41.41	-140.50	129.27

Les tableaux suivants résument les sections des armatures longitudinales et transversales adoptées pour le ferrailage des différentes poutres de la structure ainsi que l'espacement :

Tableau V.11 : Sections des armatures longitudinales adoptées pour les différentes poutres.

Plancher		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures
Plancher Sous-sol	Travées	6.1	5.25	6.79	<b>6 HA12</b>
	Appuis	3.6		4.62	<b>3 HA14</b>
Plancher RDC	Travées	3.4	5.25	4.62	<b>3 HA14</b>
	Appuis	3.9		4.62	<b>3 HA14</b>
Plancher étages courants	Travées	8.7	5.25	9.24	<b>6 HA14</b>
	Appuis	9.1		9.24	<b>6 HA14</b>

Tableau V.12 : Sections des armatures transversales pour les différentes poutres

Plancher		Barres	Φ <sub>l</sub> (cm)	Φ <sub>tcal</sub> (mm)	Φ <sub>tadop</sub> (mm)	Armatures	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
Plancher Sous-sol	Travées	<b>6 HA12</b>	12	4	8	<b>4 HA8</b>	2,01
	Appuis	<b>3 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
Plancher RDC	Travées	<b>3 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
	Appuis	<b>3 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
Plancher étages courants	Travées	<b>6 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01
	Appuis	<b>6 HA14</b>	14	4.67	8	<b>4 HA8</b>	2,01

Tableau V.13 : Espacements maximaux selon RPA99/version 2003 (article 7.4.2.2).

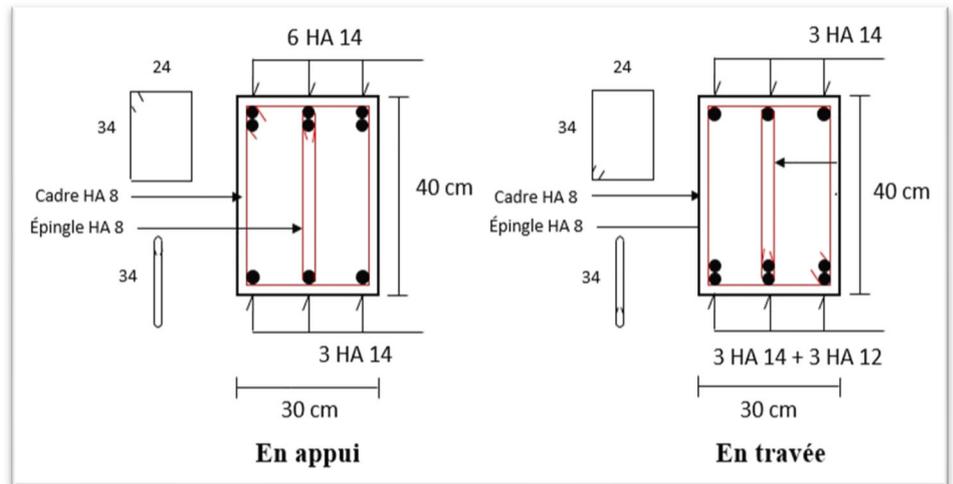
Plancher		Barres	Φ <sub>l</sub> (cm)	h	s <sub>t</sub> (cm)		
						Zone nodale	Zone courante
Plancher Sous-sol	Travées	<b>6 HA12</b>	12	35	10	20	
	Appuis	<b>3 HA14</b>	14	35	10	20	
Plancher RDC	Travées	<b>3 HA14</b>	12	35	10	20	
	Appuis	<b>3 HA14</b>	12	35	10	20	
Plancher étages courants	Travées	<b>6 HA14</b>	14	35	10	20	
	Appuis	<b>6 HA14</b>	14	35	10	20	

On adoptera les mêmes espacements que celle des poutres principales, soit :

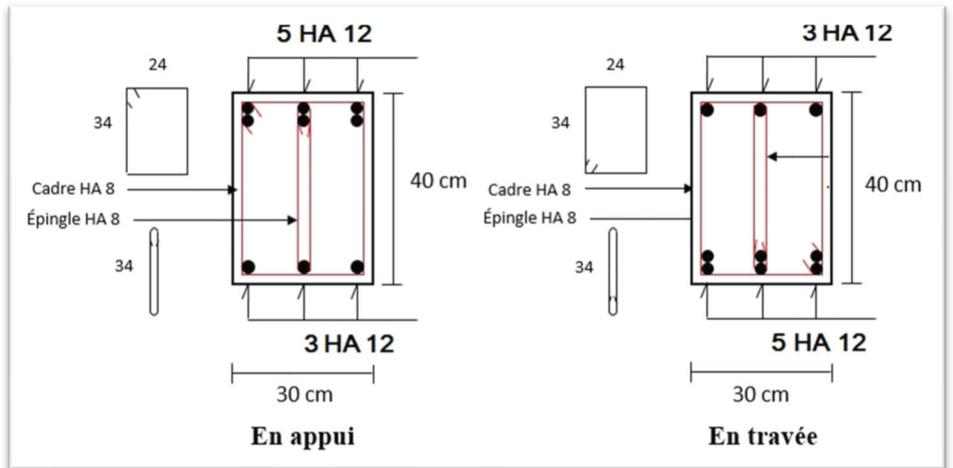
10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

V.3.5 : Schémas de ferrailage des poutres :

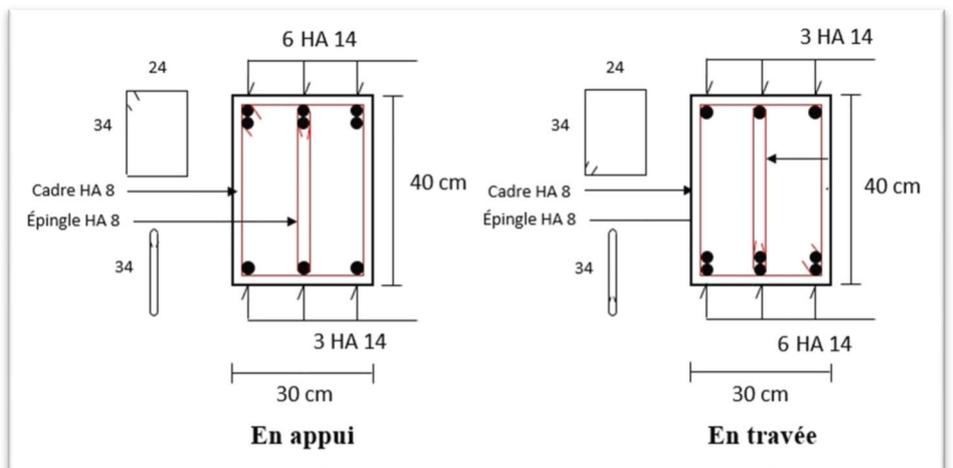
**Figure V.11 :** Coupe transversale du ferrailage des poutres principales du plancher sous-sol



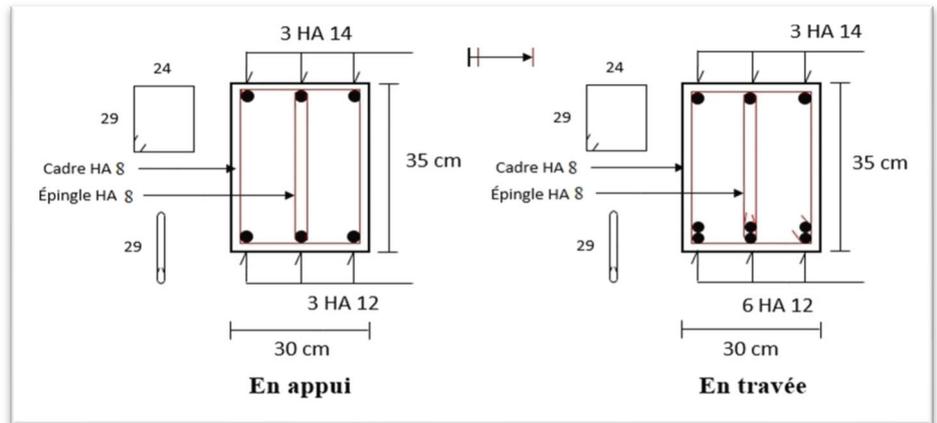
**Figure V.12 :** Coupe transversale du ferrailage des poutres principales du plancher RDC



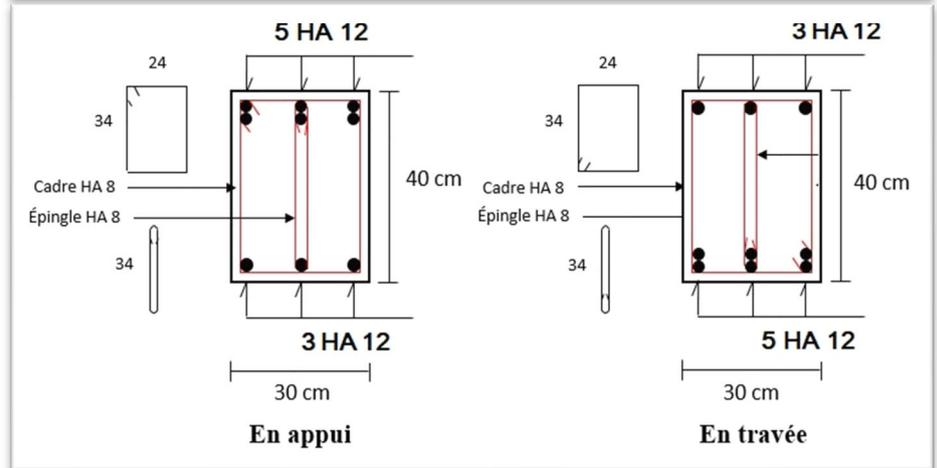
**Figure V.13 :** Coupe transversale du ferrailage des poutres principales du plancher étages courants



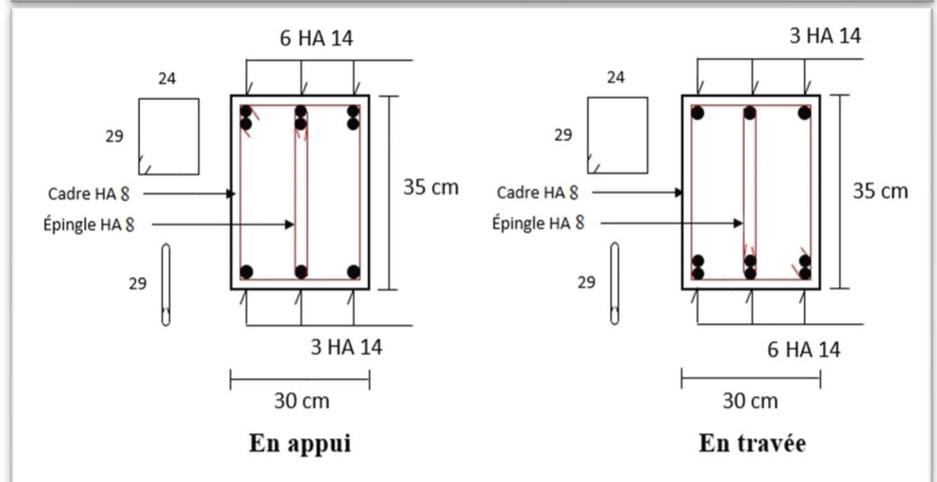
**Figure V.14 :** Coupe transversale du ferrailage des poutres secondaires du plancher sous-sol



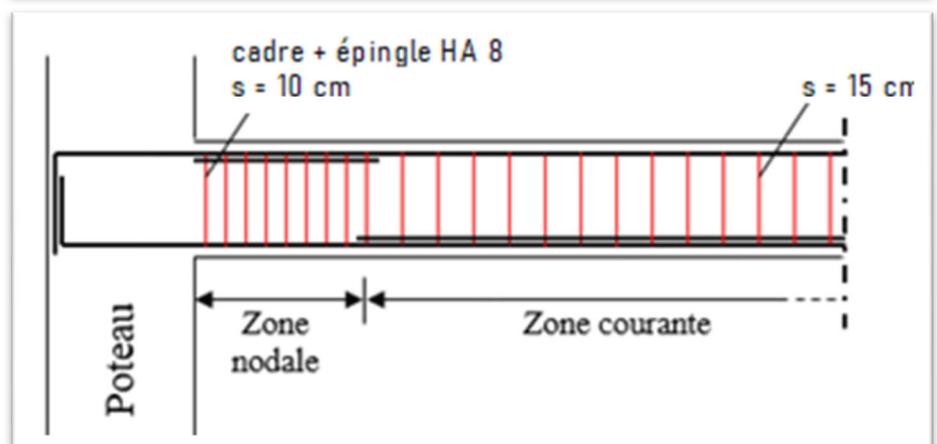
**FigureV.15 :** Coupe transversale du ferrailage des poutres secondaires du plancher RDC



**FigureV.16 :** Coupe transversale du ferrailage des poutres secondaires du plancher étages courants



**FigureV.17** coupe longitudinale du ferrailage des poutres



#### V.4: Calcul des voiles

Dans le cadre global de l'étude, les voiles de béton armé sont des éléments structuraux cruciaux. Ils agissent comme des consoles verticales, encastés à leur base, supportant des charges de compression, des efforts tranchants et des moments fléchissant. Ces voiles sont dimensionnés pour résister à ces sollicitations complexes, avec un ferrailage composé d'armatures disposées verticalement, horizontalement et transversalement calculé en flexion composé.

Conformément aux normes parasismiques algériennes, des voiles de contreventement sont requis pour toute structure en béton armé dépassant un certain nombre d'étages ou une certaine hauteur, en fonction du niveau de sismicité de la zone. Pour cette raison, la tour étudiée a été renforcée par des voiles porteurs dans les directions longitudinale et transversale, en raison de son emplacement dans une région présentant une activité sismique significative. Cette approche offre plusieurs avantages en termes de stabilité et de résistance aux séismes, notamment en limitant les déformations latérales et en protégeant les éléments structurels et les poteaux existants.

Ce contexte met en lumière l'importance des voiles de béton armé comme éléments de résistance aux charges et aux contraintes sismiques, soulignant ainsi la nécessité de leur dimensionnement et calcul appropriés.

##### V.4.1 : Méthode de calcul du ferrailage au niveau national :

En Algérie, les règles de calcul pour les parois et murs en béton banché sont définies par le document technique réglementaire BC-2.42, qui s'applique à tous les types de bâtiments, qu'il s'agisse de logements, de bureaux, d'installations industrielles, etc. Les paramètres suivants déterminent le domaine d'application de ces règles :

1. L'épaisseur minimale requise pour le voile est de 12 cm. Cette condition est respectée, car l'épaisseur de nos voiles est de 20 cm.
2. La longueur du voile doit dépasser 4 fois son épaisseur, Cette condition est également respectée, car la longueur maximale des voiles dans notre structure est de 200 cm.
3. L'élançement mécanique ( $\lambda$ ) ne doit pas dépasser 80 :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (\text{Eq. V. 4})$$

$$\lambda = \frac{(408-40) \times 0.7 \times \sqrt{12}}{20} = 40.62 < 80 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. La résistance caractéristique du béton à 28 jours est au plus égale à 60 MPa ce qui est le cas car notre la résistance caractéristique du notre béton à 28 jours égale à 25 MPa.

Les quatre conditions étant conditions vérifiées, on pourra donc déterminer les armatures des voiles à l'aide du D.T.R BC-2.42.

##### V.4.2 : Sollicitations sur les voiles :

Le calcul des sollicitations se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$ELA : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Les armatures seront déterminées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables en considérant les trois cas de charges suivants :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} ; \quad M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} ; \quad N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les charges appliquées sur les voiles obtenues à partir de l'étude numérique de la tour :

**Tableaux V.14 : Sollicitations agissantes sur les poutres principales**

Etage	$N_{\max}$ (kN)	$M_{\text{corr}}$ (kN.m)	$M_{\max}$ (kN.m)	$N_{\text{corr}}$ (kN)	$N_{\min}$ (kN)	$M_{\text{corr}}$ (kN.m)
Sous-sol au 1 <sup>er</sup> étage	1042.45	5.75	24.36	152.09	1838.24	19.65
2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	753.12	2.68	25.27	83.94	1409.14	7.16
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étage	744.96	7.26	25.06	119.80	1098.40	7.81
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étage	1223.07	12.08	27.92	150.62	709.56	13.59

### V4.3 : Détermination de la contrainte de compression admissible du béton :

La contrainte de compression admissible, notée  $\sigma_{b0}$ , pour les voiles, est définie comme une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours, notée  $f_{c28}$ .

$$\sigma_{b0} = \min(0.45\alpha \times \gamma \times \delta ; 0.5 \alpha \times \beta \times \gamma \times \delta) \quad (\text{Eq. V. 5})$$

#### A) Présentation des différents paramètres :

L'excentricité ( $e$ ) :

$$e = \min\left(1 \text{ cm}; \frac{l_f}{300}\right) = \min(1 \text{ cm}; 0.859) = 0.859 \text{ cm}$$

Le coefficient ( $\alpha$ ) :

$$\alpha = \frac{a - \frac{10 \times e}{3}}{a} = \frac{20 - \frac{10 \times 0.859}{3}}{20} = 0.857$$

Coefficient ( $\gamma$ ) : Compte tenu de l'importance de la structure, un contrôle régulier sera nécessaire, donc le coefficient ( $\gamma$ ) vaut 1.

Le coefficient ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{40.62}{100}\right)^2} = 0.752$$

$$\sigma_{b0} = \min(0.45 \times 0.857 \times 1 \times 25 ; 0.5 \times 0.857 \times 0.752 \times 1 \times 25) = \min(9,64 ; 8,06)$$

$$\sigma_{b0} = 8.06 \text{ MPa}$$

#### B) Calcul des contraintes extrêmes $\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ :

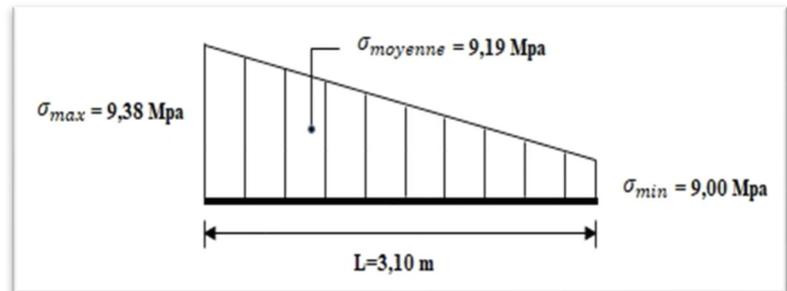
$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y \quad (\text{Eq. V. 6})$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times y = \frac{1838.24 \times 10^3}{200 \times 3100} + \frac{19.65 \times 10^6}{\frac{200 \times 3100^3}{12}} \times 1550 = 9.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times y = \frac{1838,24 \times 10^3}{200 \times 3100} - \frac{19,65 \times 10^6}{\frac{200 \times 3100^3}{12}} \times 1550 = 9,0 \text{ MPa}$$

La section est donc entièrement comprimée et l'état de contrainte est schématisé à travers la figure suivante :

Figure V.18 : Diagramme des contraintes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$ .



$$\sigma_{\text{moyenne}} = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} = 9 + \frac{9,38 - 9}{2} = 9,19 \text{ MPa}$$

A cette contrainte correspond une force de compression globale :

$$F_c = \sigma_{\text{moyenne}} \times a \quad (\text{Eq. V. 7})$$

$$F_c = 9,19 \times 200 = 1838,24 \text{ N}$$

#### V.4.4 : Calcul du ferrailage

Armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_c}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \quad (\text{Eq. V. 8})$$

$$A_v = \frac{1838,24}{\left(\frac{500}{1}\right)} = 3,68 \text{ mm}^2$$

Comme la section trouvée est très petite, nous devons utiliser la section minimale exigée par l'article 2.233 du DTR-B.C 2-4.2.

#### A) La quantité d'armatures verticales minimale :

L'article 2.233 du DTR-B.C 2-4.2 stipule que le pourcentage des armatures verticales peut varier d'une bande verticale à une autre en fonction de l'intensité de la contrainte moyenne dans chaque bande. Le pourcentage minimal d'une bande verticale exprimé en proportion du volume total de la bande, doit être au moins égal à la plus grande des deux valeurs :

$$A_v \geq \max \left\{ 0,001 \times a \times d ; 0,0015 \times \frac{400}{f_e} \times \theta_1 \left( \frac{3 \times \sigma_m}{\sigma_{b0}} - 1 \right) \times a \times d \right\} \quad (\text{Eq. V. 9})$$

Avec :

$a$  : épaisseur du mur ;

$d$  : largeur du mur ;

$\sigma_m$  : contrainte moyenne de compression ;

$\sigma_{b0}$  : contrainte de compression admissible ;

$\theta_1=1$  : pour un mur intermédiaire ;

$\theta_1=1,4$  : pour un mur de rive ;

$$A_V \geq \max \left\{ 0.001 \times 200 \times 3100 ; 0.0015 \times \frac{400}{500} \times 1.4 \left( \frac{3 \times 9.19}{8.06} - 1 \right) \times 200 \times 3100 \right\}$$

$$A_V \geq \max \{ 620 ; 2521.29 \}$$

$$\rightarrow A_{V_{\min}} = 2521.29 \text{ mm}^2 = 25,21 \text{ cm}^2$$

$$A_V = \max \{ 0,37 \text{ cm}^2 ; 25,21 \text{ cm}^2 \} = 25,21 \text{ cm}^2$$

Chaque face du voile aura une section de  $A_V = 25,21 \text{ cm}^2$ .

Cela signifie qu'il faut disposer **8,13 cm<sup>2</sup>/ml** par mètre linéaire de parement sur les deux côtés, soit **8 HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 12,5 cm.

### B) Armatures horizontales :

De manière similaire aux armatures verticales, l'article correspondant du DTR-B.C 2-4.2 stipule également que la section minimale des armatures horizontales doit être équivalente à :

$$A_{H/\min} = \frac{2}{3} A_{V/\min}$$

$$\rightarrow A_H \geq \frac{2}{3} \times 8,13 = 5,42 \text{ cm}^2$$

Cela implique qu'il est nécessaire d'avoir une surface de **5,42 cm<sup>2</sup>** par mètre linéaire de parement de chaque côté, ce qui équivaut à **7 HA10 = 5,50 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **14,3 cm**.

Les barres d'armature horizontales, alignées parallèlement aux faces du mur, sont réparties de manière uniforme sur toute la largeur du mur, à l'exception des zones délimitées par des ouvertures.

### C) Ferrailage transversal :

Pour terminer, les armatures transversales seront constituées d'épingles, servant à maintenir les deux nappes pendant le coulage du béton. Conformément à l'article 2.233 du DTR-B.C.2.42, ces armatures peuvent avoir un diamètre de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre maximal de 20 mm ;

$$A_V = 12 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

Par conséquent, les épingles auront un diamètre de 6 mm, Nous choisissons donc :

$$A_t = 5 \text{ } \emptyset 6 / \text{m}^2.$$

De plus, des cadres HA10 seront disposés aux extrémités des voiles pour renforcer leur rigidité.

### D) Vérification du ferrailage selon les prescriptions du D.T.R B.C-2.42

La vérification du ferrailage selon les prescriptions du D.T.R B.C-2.42 comprend plusieurs étapes, Tout d'abord, une fois le ferrailage déterminé, il est nécessaire de procéder aux vérifications suivantes :

Les sections d'armatures choisies doivent respecter les conditions spécifiées dans le document technique réglementaire BC2-4.2. Ces conditions sont formulées comme suit :

#### Espacement minimal :

L'article 2.233 du DTR BC2-4.2 impose que :

$$s_t \leq 25 \text{ cm}$$

Armatures verticales :  $s_t = 13 \text{ cm} < s_{t/\min} = 25 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

Armatures horizontales :  $s_t = 15 \text{ cm} < s_{t/\min} = 25 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

### E) Armatures transversales :

Selon les exigences de l'article 2.233 du DTR BC 2-4.2, si le diamètre des armatures verticales est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales doivent être prévues à raison d'une densité d'au moins  $4/m^2$ .

$$\theta_V = 12 \text{ mm}$$

$$A_t = 5\phi 6/m^2 > 4/m^2 \rightarrow$$
 condition vérifiée

### F) La mise en œuvre des voiles

Pour garantir une mise en œuvre correcte des voiles et éviter tout problème éventuel, il est nécessaire de vérifier les conditions suivantes :

#### Concernant l'enrobage :

L'épaisseur de l'enrobage doit être supérieure au diamètre maximal des barres.

$$c = 3 \text{ cm} > \theta_{\max} = 1,2 \text{ cm} \rightarrow$$
 condition vérifiée

Aussi cette épaisseur doit être supérieure au diamètre maximal des granulats

$$c = 3 \text{ cm} > \theta_{\text{granula}/\max} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow$$
 condition vérifiée

#### Concernant le bétonnage :

Pour garantir un bétonnage correct, il est crucial de se conformer aux conditions stipulées dans l'article A.6.4.1 du C.B.A 93, qui précise que le diamètre des barres utilisées comme armatures pour les dalles ou les voiles courbes ne doit pas excéder le dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

$$\theta_{\max} = 1,2 \text{ cm} < \frac{1}{10} \times \text{épaisseur du voile} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \rightarrow$$
 condition vérifiée

L'article A.6.4.5 du CBA 93, stipule notamment que pour les armatures voisines, la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à leur diamètre si elles sont isolées.

$$S_t = 13 \text{ cm} > \theta_{\max} = 1,2 \text{ cm} \rightarrow$$
 condition vérifiée

De plus, cette distance libre doit être au moins égale au diamètre maximal des granulats utilisés dans le sens vertical et à 1,5 fois le diamètre maximal dans le sens horizontal.

$$S_{t/V} = 13 \text{ cm} > \theta_{\text{granula}/\max} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow$$
 condition vérifiée

$$S_{t/H} = 15 \text{ cm} > 1,5 \times \theta_{\text{granula}/\max} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow$$
 condition vérifiée

Conformément à l'article A.6.4.6 du C.B.A 93, les mailles des grilles formées par les armatures doivent être suffisamment larges pour ne pas altérer l'homogénéité du béton frais lors de sa mise en place. Ainsi, le rayon moyen "r" des mailles des grilles doit répondre à la condition suivante :

$$r > \frac{C_{\text{granulat}/\max}}{1,2}$$

$$r = \sqrt{S_{t/H}^2 + S_{t/V}^2} = \sqrt{13^2 + 15^2} = 19,85 \text{ cm}$$

$$r = 19,85 > \frac{2,5}{1,2} = 2,08 \rightarrow$$
 condition vérifiée

Après avoir passé en revue tous les critères de vérification requis, nous sommes en mesure de confirmer que les sections initialement sélectionnées peuvent être conservées sans modification. Ci-dessous, les tableaux récapitulatifs présentant les dispositions spécifiques de ferrailage adoptées à différents niveaux pour les voiles longitudinaux et transversaux de la construction.

**Tableau V.15** : Récapitulatif concernant les armatures verticales des voiles à différents niveaux.

Etage	$\sigma_{moyenne}$ (MPa)	$A_{V/calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{V/min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{V/adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Constitution des armatures	$S_t$ (cm)
Sous-sol au 1 <sup>er</sup> étage	9.19	3.68	8.13	<b>9.05</b>	<b>8 HA12</b>	<b>13</b>
2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	7.05	2.82	8.13	<b>9.05</b>	<b>8 HA12</b>	<b>13</b>
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étage	5.49	2.20	8.13	<b>9.05</b>	<b>8 HA12</b>	<b>13</b>
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étage	6.12	2.45	8.13	<b>9.05</b>	<b>8 HA12</b>	<b>13</b>

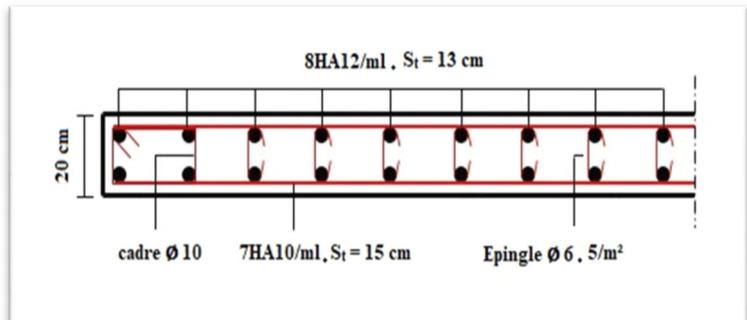
**Tableau V.16** : Récapitulatif des armatures des voiles à différents niveaux.

Etage	$A_{V/adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Constitution des armatures	$S_t$ (cm)	$A_t/ml$	$S_t$ (cm)
Sous-sol au 1 <sup>er</sup> étage	5.50	<b>7 HA10</b>	8.13	<b>5 Ø6</b>	<b>20</b>
2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	5.50	<b>7 HA10</b>	8.13	<b>5 Ø6</b>	<b>20</b>
6 <sup>eme</sup> au 10 <sup>eme</sup> étage	5.50	<b>7 HA10</b>	8.13	<b>5 Ø6</b>	<b>20</b>
11 <sup>eme</sup> au 18 <sup>eme</sup> étage	5.50	<b>7 HA10</b>	8.13	<b>5 Ø6</b>	<b>20</b>

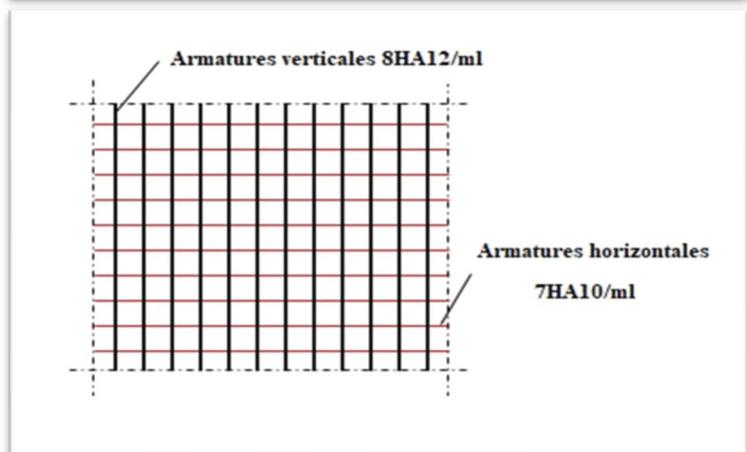
**V.4.5 : Schéma de ferrailage des voiles :**

Les résultats précédents indiquent que tous les voiles des différents étages présentent la même disposition des armatures. En conséquence, ils auront le même schéma de ferrailage.

**Figure V.19** : Schéma de ferrailage des voiles.



**Figure V.20** : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles des différents niveaux



**Références bibliographiques du cinquième chapitre**

1. Document technique réglementaire BC 2-48. *Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 /version 2003)*.
2. Document technique réglementaire DTR BC 2-41. *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93*.
3. Document technique réglementaire BC-2.42. *Règles de conception et de calcul des parois et des murs en béton banché*.
4. CHERAIT, Y. (2006). *Calcul des ouvrages en béton armé*. Editions Offices des publications universitaires.
5. THONIER, H. 1999. *Conception et calcul des structures de bâtiment*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
6. Mémoire de master « *Etude d'une tour R+14 en béton armé fondée sur pieux* » présenté par : KHELAIKIA Akram et MEGHMOULI Abdelbaki, Université 08 Mai 45 de Guelma (Promotion septembre 2020) ;
7. Mémoire de master « *Etude d'un bâtiment R+11+duplex+ entre sol, à Usage d'Habitation implanté à Bejaia* » présenté par : AIT MANSOUR Zaid et AIT BRAHAM Noureddine, Université A. MIRA - Bejaia (Promotion juin 2017)

---

# CHAPITRE VI

## CALCUL DE L'INFRASTRUCTURES

## CHAPITRE VI

## CALCUL DE L'INFRASTRUCTURES

**VI.1 : Introduction**

Le sous-sol se compose de voiles périphériques et de fondations, qui sont des éléments essentiels de l'infrastructure. Ils doivent être capables de supporter toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au sol adéquat.

La capacité portante d'un sol est une caractéristique fondamentale. Elle représente la pression maximale admissible que peut supporter un terrain de fondation sans risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture correspond à la contrainte entraînant le poinçonnement du sol. Par ailleurs, il est essentiel d'éviter une différence de tassement notable entre deux points porteurs (deux fondations), car cela pourrait entraîner des désordres graves dans la superstructure, tels que des fissurations des murs et des déformations des planchers.

Dans le cas d'un projet de grande envergure sur un terrain peu homogène, il est conseillé d'adopter le taux de travail du sol le plus défavorable afin de limiter le tassement différentiel.

**VI.2 : Caractéristiques du sol support**

Le terrain prévu pour recevoir un bâtiment en R+18, qui s'étend sur une superficie de 560 m<sup>2</sup> environ est situé dans la zone POS Sud de la commune de Guelma. Le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC EST, antenne de Guelma) a mené une étude géotechnique approfondie pour vérifier la compatibilité du site avec le projet. Un programme de reconnaissance a été élaboré en tenant compte de la nature du projet et des caractéristiques géologiques locales.

Le sol du site montre une homogénéité à la fois en surface et en profondeur, avec une capacité d'ancrage minimale de **2.00 mètres**. Il est également non gonflant et non agressif pour le béton. D'après l'article 3.3 du RPA 99/version 2003, le site est classé comme **S1 (site rocheux)** en raison de la valeur élevée du nombre de coups (>50) et de la résistance à la compression ( $q > 10$  MPa).

La contrainte admissible recommandée est de **2.0 bars**. Les conditions du sol sont donc favorables à la construction prévue, offrant une bonne homogénéité et une capacité portante suffisante. Les résultats des sondages et des essais indiquent que le terrain est apte à supporter les charges du projet.

**VI.3 : Étude du voile périphérique**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de sous-sol, Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec le plancher du sous-sol et les fondations.

**VI.3.1 : Prédimensionnement du voile périphérique**

Pour le prédimensionnement du voile périphérique, nous nous basons sur les prescriptions du RPA/99 version 2003 (**article 10.1.2**), qui exige que les structures situées en dessous du niveau de base, constituées de poteaux, doivent inclure un voile périphérique continu allant des fondations (semelles, radier, etc.) jusqu'au niveau de base. Ce voile doit avoir une épaisseur minimale de 15

cm. De plus, si des ouvertures sont nécessaires, elles ne doivent pas compromettre significativement la rigidité du voile.

Pour notre structure, nous opterons pour une épaisseur de voile périphérique de **20 cm**, la même que celle du voile de contreventement, afin d'assurer une uniformité dans le comportement des éléments.

### VI.3.2 : Ferrailage du voile périphérique

Selon le même article du RPA/99 version 2003, le pourcentage minimum des armatures doit être de 0,10 % dans les deux directions (horizontale et verticale) et ces armatures doivent être constituées de deux nappes, ce qui donne :

$$A_{h/\min} = A_{v/\min} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{Eq. VI.1})$$

h : longueur maximale du voile (h = 420 cm)

b : épaisseur du voile (b = 20 cm)

$$\text{Ainsi : } A_{h/\min} = A_{v/\min} = 0.001 \times 420 \times 20 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Cela donne 4,2 cm<sup>2</sup> par face, donc nous adopterons **5HA12/m**, soit **5,65 cm<sup>2</sup>** pour les armatures verticales et horizontales avec un espacement de **20 cm**, Pour les armatures transversales, nous mettrons cinq épingle de diamètre  $\phi 6$  par mètre carré et un cadre à chaque extrémité.

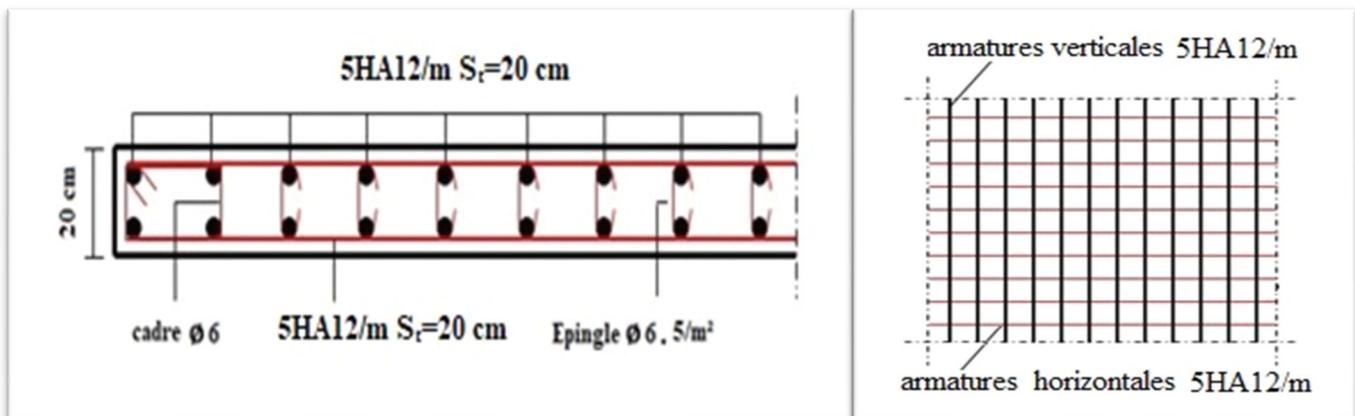


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des voiles périphériques

### VI.4: Etude des fondations

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage en contact avec le sol, transmettant les charges de la superstructure. Elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage, car leur bonne conception et réalisation assurent la stabilité de l'ensemble. Elles servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure, notamment le poids propre ou les charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatiques et sismiques. Cela peut se faire directement, comme pour les semelles reposant sur le sol ou les radiers, ou via d'autres organes, comme les semelles sur pieux.

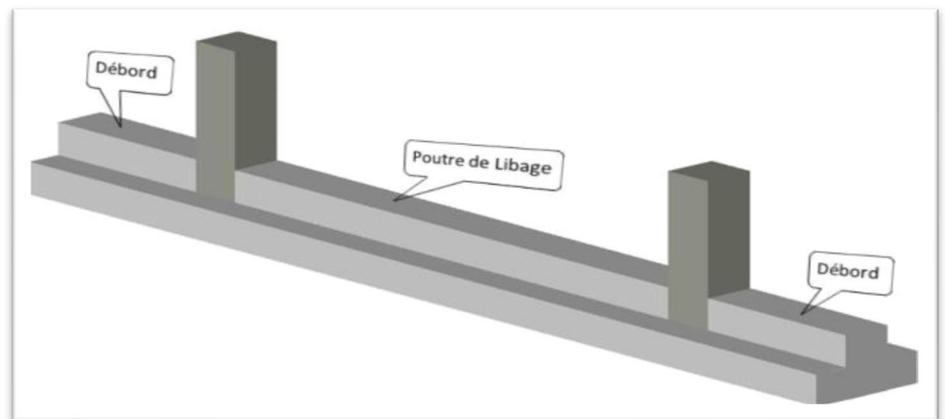
Avant de choisir le type de fondation approprié, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution satisfaisante et adaptée à la structure. Ce choix dépend de plusieurs paramètres, notamment :

- Les caractéristiques du sol support.
- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise, des fondations superficielles telles que les semelles filantes ou le radier général peuvent être envisagées. Les semelles isolées ne sont pas appropriées en raison de l'importance des charges et surcharges de cette structure.

#### VI.4.1 : Les semelles filantes :

Une semelle filante est une semelle étendue longitudinalement le long de la structure, afin de répartir la charge sur une plus grande surface. Cette méthode est souvent utilisée pour renforcer la stabilité des structures et pour réduire les risques de mouvement ou de déformation.



**Figure.VI.2 :** Schéma d'une semelle filante sous poteaux

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$\frac{N_{SER}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L} \quad (\text{Eq. VI.2})$$

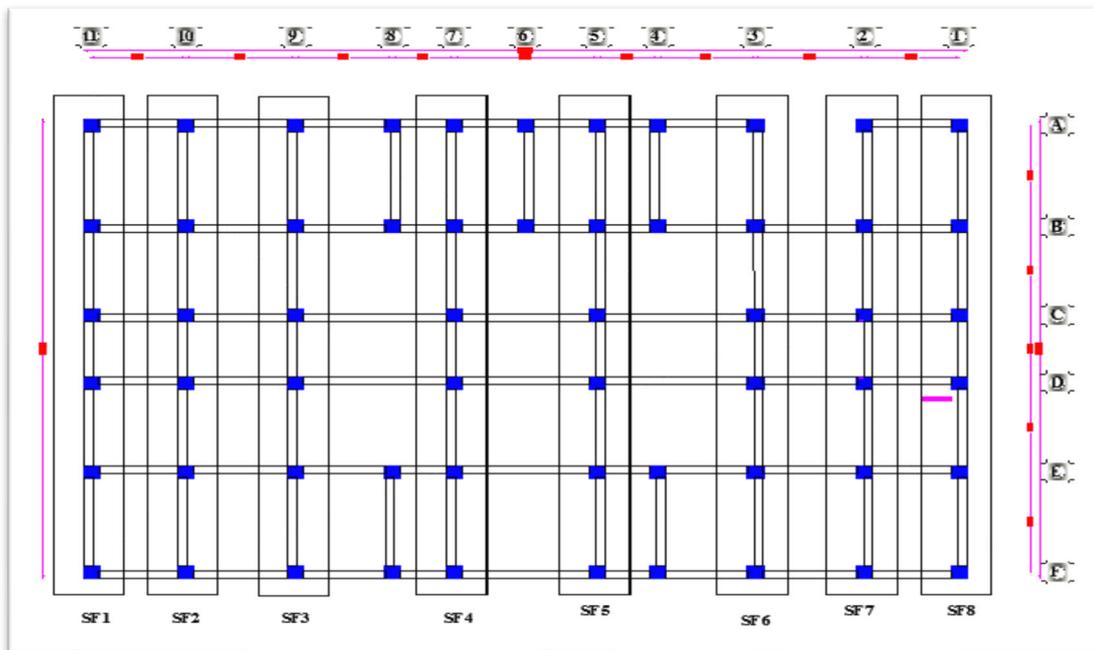
$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 200 \text{ KPa}$  ;

$N_{ser}$  : Effort normal de service appliqué sur la fondation ;

$S$  : Surface de la fondation ;

$B$  : La largeur de la semelle ;

$L$  : Longueur de la semelle plus le débord ;  $L = 19,1 \text{ m} + 2 \times 0,50 = 20,1 \text{ m}$  .



**Figure.VI.3 :** vue en plan des semelles filantes envisagés pour la structure

On tire les efforts à l'état limite de service au niveau d'appuis du logiciel ROBOT on trouve que la semelle filante la plus sollicitée est la SF4 avec  $F_z(ELS) = - 16272.67 \text{ kN}$  ;

Donc :  $B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L} \rightarrow B \geq \frac{16272.67}{200 \times 20,1} = 4.05 \text{ m}$  on adopte une largeur de 4,20 m

**Tableau VI.1:** Récapitulation des dimensions des semelles filantes

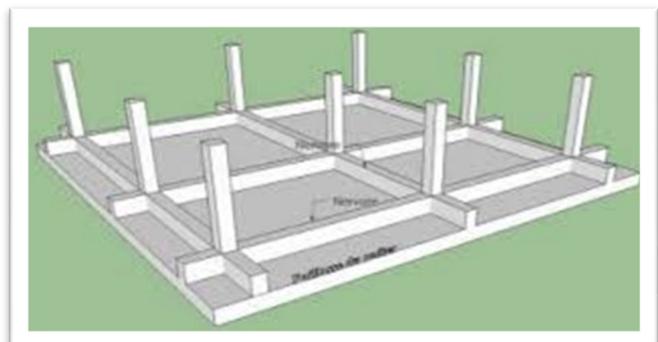
Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
Effort (G+Q) kN	9642,84	14836,25	15254,23	16272,67	16134,25	15168,48	14987,23	9745,67
Largeur (m)	2,40	3,69	3,79	4,05	4,01	3,77	3,73	2,42

Après analyse des résultats obtenus, il apparaît que toutes les semelles se chevauchent, ce qui indique que cette solution n'est pas adaptée à notre structure. Par conséquent, nous allons envisager une autre approche.

**VI.4.2 : Le Radier général**

En raison des charges importantes exercées sur les fondations et des espacements restreints entre les poteaux, nous avons choisi d'installer un radier général nervuré qui couvre toute la surface du bâtiment.

**Figure.VI.4 :** Schéma d'un radier nervuré



Les radier général présentent plusieurs avantages :

- Ils augmentent la surface de la semelle, réduisant ainsi la pression exercée par la structure.
- Ils réduisent les tassements différentiels.
- Ils permettent de négliger les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- Leur exécution est plus facile.

### VI.5 : calcul du Radier nervuré

Le radier est assimilé à un plancher inversé reposant sur les murs de l'ossature et est supposé infiniment rigide sous une réaction uniforme du sol.

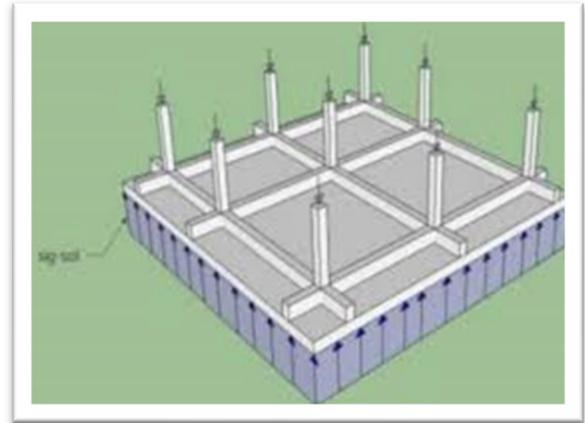


Figure.VI.5 : principe de travail d'un radier nervuré

#### VI.5.1 : Prédimensionnement du radier nervuré

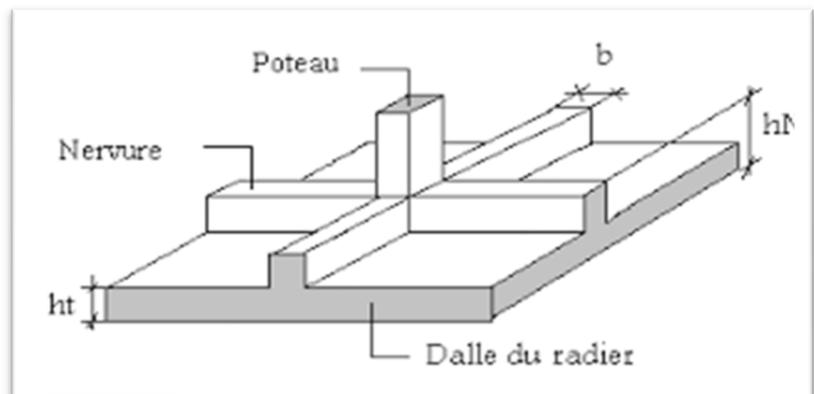


Figure.VI.6 : Schéma des dimensions d'un radier nervuré

#### A) La surface minimale du radier :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{112041.62}{200} = 560 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface nécessaire pour le radier est presque aussi grande que celle du bâtiment lui-même. Il est donc nécessaire de prévoir un débordement du radier sur la périphérie du bâtiment.

Largeur minimale de débord :  $L_d \geq \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm}\right)$

En opte un débord de 1 mètres sur tous les coté  $L_d = 1$  m

$$S_{rad} = (29.25 + 2) \times (19.15 + 2) = 660 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{112041.62}{660} = 169.7 \text{ Kpa} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ Kpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### B) Épaisseur du Radier

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \text{avec: } L_{max} = 520 \text{ cm} \rightarrow \frac{520}{8} = 65 \leq h_r \leq \frac{520}{5} = 104 \rightarrow$$

On prend une hauteur totale du radier  $h_r = 110$  cm

- **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \quad (\text{Eq. VI.3})$$

$L_{max}$  : plus grande distance entre deux portique parallèles :

$L_e$ : longueur élastique.

$E$  : module d'élasticité différé du béton.

$I$  : inertie d'une bande d'1 m de radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$b$  : largeur du radier ( bande de 1m )

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4 \frac{3K}{E}} \quad (\text{Eq. VI.4})$$

$L_{max} = 5,20$  m ,  $E = 32164$  MPa ,  $K = 40$  MN/m<sup>3</sup> ( pour un sol moyen )

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,20}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{32164}} = 0,77 \text{ m} \rightarrow h_r = 110 \text{ cm} > 77 \text{ cm; condition vérifiée}$$

### C) Hauteur des nervures

- **Condition forfaitaire**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_n \geq \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

On prend une hauteur des nervures  $h_n = 70$  cm

### D) Largeur des nervures

- **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0.1 f_{c28}; 4\text{Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = q \frac{l}{2} \text{ et } q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$b_n \geq \frac{N_u \times L}{0,9 \times h_n \times 2 S_{rad} \times \bar{\tau}} \quad (\text{Eq. VI.5})$$

$$b_n \geq \frac{112041.62 \times 5.2}{0,9 \times 0,7 \times 2 \times 660 \times 0,1 \times 25 \times 10^3} = 0.28 \text{ m}$$

Pour assurer une distribution uniforme des efforts, une largeur de nervures égale à celle des poteaux du sous-sol est adoptée, soit :  $b_n = 65$  cm

## E) Hauteur de la dalle

## • Condition forfaitaire

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_d \geq \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de la dalle  $h_d = 40 \text{ cm}$

## F) Vérification de la stabilité au renversement

Nous devons nous assurer que l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques se situe à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, conformément à l'article 10.1.5 du RPA/99 version 2003.

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{B}{4} \quad (\text{Eq. VI.6})$$

$$M = M_{\text{acc}} = 185104.11 \text{ kN.m}$$

$$N = N_{\text{acc}} = 112041.62 \text{ kN}$$

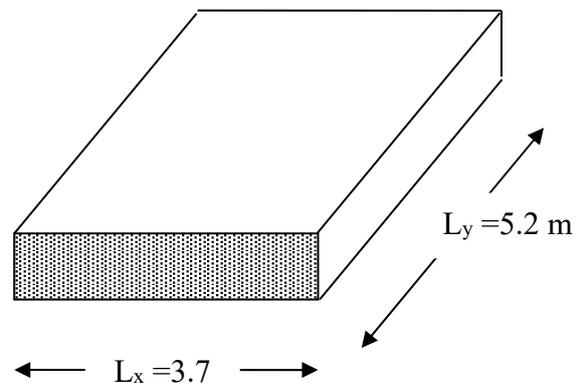
$$B = 30.15 \text{ m}$$

$$e = \frac{185104.11}{112041.62} = 1.65 \text{ m} \leq \frac{30.15}{4} = 7.53 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## VI.5.2 : Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, où les poteaux servent d'appuis, étant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, le même ferrailage sera adopté pour tous les panneaux du radier, en se basant sur les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité. Chaque panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre côtés et sur une bande de 1 mètre de largeur, en considérant la fissuration comme préjudiciable.

Figures VI.7: dimension de la dalle la plus sollicitée



## A) Sollicitation de calcul :

$$q_u = \frac{1,35 G + 1,5 Q}{S_{\text{radier}}} \quad (\text{Eq. VI.7})$$

$$q_s = \frac{G + Q}{S_{\text{radier}}} \quad (\text{Eq. VI.8})$$

G : la charge permanente transmise par la structure plus le poids du radier

$$G_{\text{rad}} = 31.25 \times 21.15 \times 0.40 \times 25 = 6609.38 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ner/x}} = 31.25 \times 0.65 \times 0.70 \times 25 \times 6 = 2132.81 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ner/y}} = 21.15 \times 0.65 \times 0.70 \times 25 \times 8 = 1924.65 \text{ kN}$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{structure}} + G_{\text{rad}} + G_{\text{ner}} = 96652.19 + 6609.38 + 4057.46 \text{ kN} = 107319.03 \text{ kN}$$

Q : la charge d'exploitation transmise par la structure plus la charge d'exploitation du radier (parking=2.5 kN selon DTR B.C 2.2 article 7.1)

$$Q = 15389.30 + 2.5 \times 31.25 \times 21.15 = 17041.64$$

$$q_u = \frac{1,35 \times 107319.03 + 1,5 \times 17041.64}{31.25 \times 21.15} = 257.88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \frac{107319.03 + 17041.64}{31.25 \times 21.15} = 188.16 \text{ kN/m}^2$$

Le ferrailage de la dalle va se faire à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé (5.2x3.1 m<sup>2</sup>) et ensuite généraliser les résultats sur l'ensemble du radier.

### B) Détermination des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{5.2} = 0.71 > 0.4 \text{ Donc le panneau porte suivant les deux sens}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91)

$$\text{ELU: } \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,067 \\ \mu_y = 0,453 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,073 \\ \mu_y = 0,598 \end{cases}$$

⇒ ELU

$$q_u = 257.88 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,067 \times 257,88 \times (3,7)^2 = 236,54 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,453 \times 236,54 = 107,15 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{\text{tx}} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 236,54 = 201,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 107,15 = 91,08 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 236,54 = 118,27 \text{ kN.m}$$

⇒ ELS

$$q_s = 188.16 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,073 \times 188,16 \times (3,7)^2 = 188,04 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,598 \times 188,04 = 112,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{tx}} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 188,04 = 159,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 112,45 = 95,58 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 188,04 = 94,02,55 \text{ kN.m}$$

**Tableau VI.2:** Récapitulatif des moments max

	$M_x$ (kN.m)		$M_y$ (kN.m)	
	Travée	Appui	Travée	Appui
ELU	201.06	118.27	91.08	118.27
ELS	159.83	94.02	95.58	94.02

### C) CALCUL DU FERRAILLAGE

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis appliqué a une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Données géométriques

b= 100 cm ; h=40 cm c=3 cm ; d=37 cm ;

Caractéristiques des matériaux

$f_{c28}=25$  Mpa ;  $f_c=500$  MPa ; Fissuration préjudiciable

**Tableau VI.3:** calcul des armatures de la dalle du radier

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
<b>Travée(x-x)</b>	201.06	0.1037	0.137	0.945	13.22	<b>7HA16</b>	14.08	15
<b>Travée(y-y)</b>	91.08	0.047	0.06	0.976	5.80	<b>6HA12</b>	6.78	15
<b>Appui</b>	118.27	0.061	0.079	0.969	7.59	<b>7HA12</b>	7.92	15

### D) Condition de non fragilité

Pour une dalle qui travaille dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens (x-x)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \left( \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \right) \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{500} \left( \frac{3 - \frac{3.7}{5.2}}{2} \right) \cdot 1000 \cdot 370 = 408.97 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_a + A_t = 5.8 + 7.59 = 13.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### E) Vérification de l'espacement

Selon l'article A.7.2.4.2 du CBA 99 l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Suivant  $L_x$  :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- Suivant  $L_y$  :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(4h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

### F) Ferrailage transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

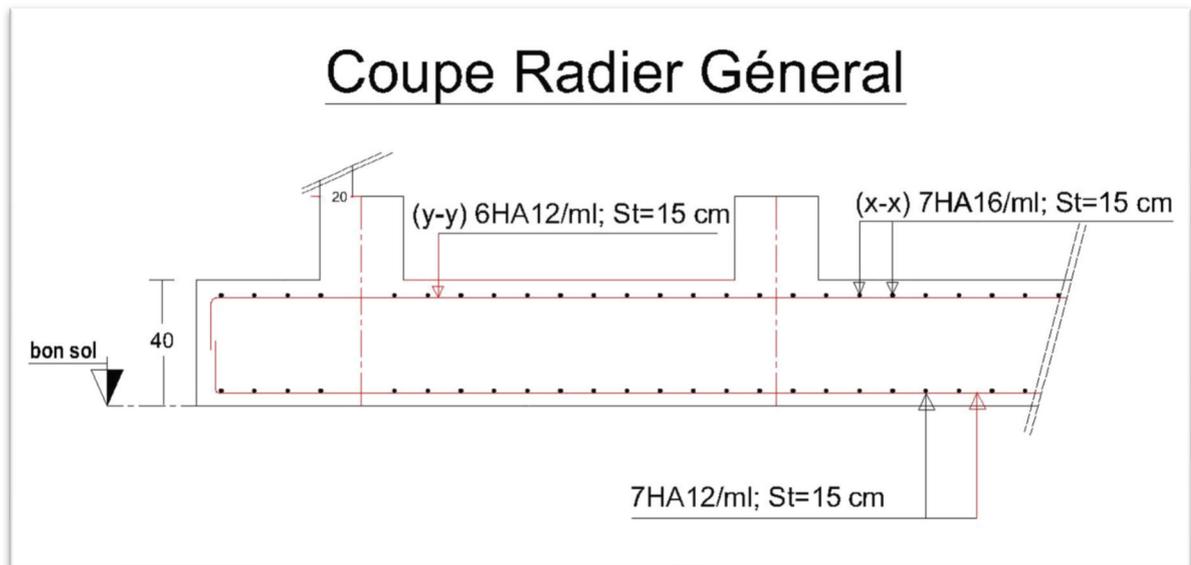
$$V_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = \frac{257.88 \times 5.2 \times 3.7}{2 \times 3.7 + 5.2} = 393,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{393,78 \times 10^3}{1000 \times 370} = 1.06 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{257.88 \times 3.7}{3} = 318.05 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{318.05 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0.86 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires



Figures VI.8: schéma de ferrailage du radier

VI.5.3 : Ferrailage des nervures

A) Calcul du ferrailage

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \quad \text{(Eq. VI.9)}$$

$$M_t = 0,85 M_0 \text{ et } M_a = -0,5 M_0$$

$$q_u = 257,88 \text{ kN/m}^2 \times 0,65 = 167,62 \text{ kN/m}; L = 5,2 \text{ m}; b = 65 \text{ cm}; h = 70 \text{ cm}; d = 65 \text{ cm}$$

$f_{c28}=25 \text{ MPa}; f_e=500 \text{ MPa};$  Fissuration préjudiciable

$$M_0 = \frac{167,62 \times 5,2^2}{8} = 566,56 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 441,30 = 481,57 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5 \times 441,30 = 283,28 \text{ kN.m}$$

Les calculs du ferrailage est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4: résumé du ferrailage des nervures

	$M_u(\text{kN.m})$	$\mu < \mu_l=0.372$	$\alpha$	$\beta$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	481,57	0.124	0.166	0.934	18,25	<b>4HA20+4HA16</b>	20,61
Appui	283,28	0.073	0.095	0.962	10,42	<b>4HA16+4HA12</b>	12.57

B) Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration, en effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures, Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses, Pour les bâtiments courants on a  $1 \text{ cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures de peau.

On opte **4T16 = 8,04 cm<sup>2</sup>**

### C) Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le RPA/99 version 2003 (article 7.5.2.1) :

- Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,005bh = 0,005 \times 65 \times 70 = 22,75 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_a + A_t = 20,61 + 12,57 = 33,18 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 33,18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 22,75 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\max} = 0,04bh = 0,04 \times 65 \times 70 = 182 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 33,18 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 182 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Zone nodale :

$$A_{\max} = 0,06bh = 0,06 \times 65 \times 70 = 273 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 33,18 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 273 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- La longueur de recouvrement minimale ( $l_{\min}$ ):

En zone IIa la longueur de recouvrement est égale à  $40\emptyset$  ( $\emptyset$  étant le diamètre maximal des barres longitudinales) d'où :  $l_{\min} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

### D) Armatures transversales :

- Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le CBA 93 :

$$\text{Effort tranchant maximal : } V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{167,62 \times 5,2}{2} = 435,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{435,81 \times 10^3}{650 \times 650} = 1,04 \text{ MPa}$$

La fissuration est nuisible, d'où :

$$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = \text{HA10.}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les conditions suivantes :

$$\emptyset_t = 10 \text{ mm} \leq \min \left( \frac{b}{10}; \frac{h}{35}; \emptyset_l \right) = \min \left( \frac{650}{10}; \frac{700}{35}; 20 \right) = 20 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par double cadre de 8 mm de diamètre, soit une section totale de : **4 HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

- Espacement des cadres selon les règles CBA 93 :

$$s_t = \min(15\emptyset_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 2; 40 \text{ cm}; 65 + 10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On adopte de manière provisoire un espacement fixe de 15 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{314 \times 235}{650 \times 150} = 0,76 \text{ MPa} \geq \text{Max}\left(\frac{1,04}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,52 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**E) Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le RPA/99 version 2003 (article 7.5.2.2) :**

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 65 = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{adoptée}) = 3,14 \text{ cm}^2 > A_t = 2,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En zone nodale :

$$s_t \leq \min\left(12 \phi_1; \frac{h}{4}\right)$$

$$s_t \leq \min\left(12 \times 2; \frac{70}{4}\right) = 17,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de 15 cm.

En zone courante :

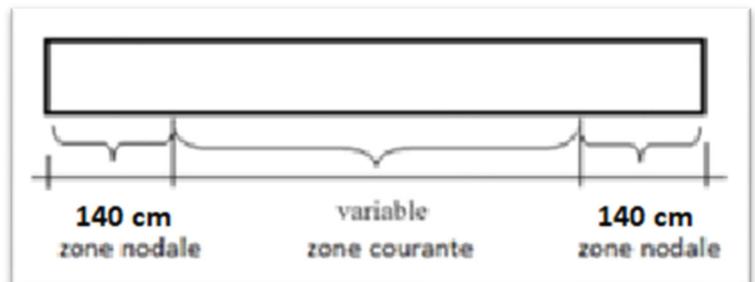
$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de 20 cm.

**F) Détermination dimensionnelle de la zone nodale :**

La longueur de la zone nodale, côté poutre est égale à :  $l' = 2h = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}$

**Figure VI.9 :** Schéma de la zone nodale



En récapitulant et en conservant à chaque

fois la valeur la plus défavorable, on aboutit aux résultats finaux suivants :

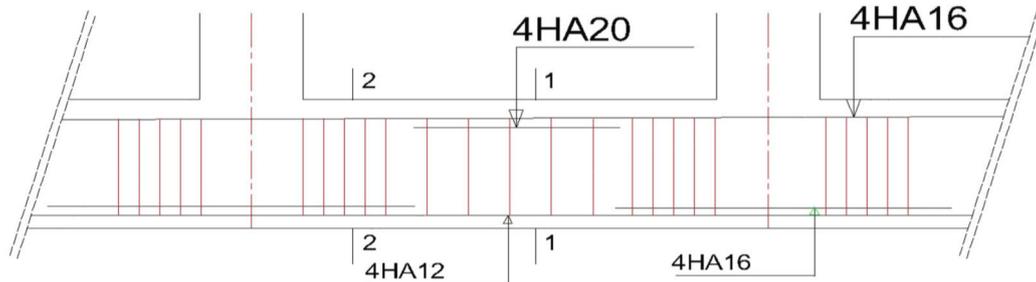
Armatures longitudinales :

- En appui : **4HA16+4HA12**
- En travée : **4HA20+4HA16**

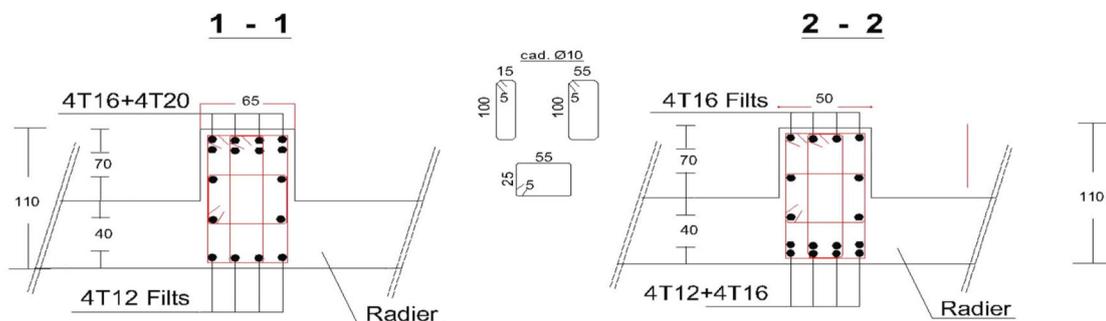
Armatures transversales :

- Deux cadres de 10 mm de diamètre.
- Espacement : 15 cm sur les deux bouts de la poutre (zones nodales), et 20 cm en zone courante.

## Coupe longitudinale des nervures



## Coupe transversale des nervures



Figures VI.10: schéma de ferrailage des nervures

### Références bibliographiques du sixième chapitre

1. Document technique réglementaire BC 2-48. *Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 /version 2003)*.
2. Document technique réglementaire DTR BC 2-41. *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93*.
3. Document technique réglementaire BC-2.42. *Règles de conception et de calcul des parois et des murs en béton banché*.
4. CHERAIT, Y. (2006). *Calcul des ouvrages en béton armé*. Editions Offices des publications universitaires.
5. THONIER, H. 1999. *Conception et calcul des structures de bâtiment...* Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
6. Mémoire de master « *Etude d'un bâtiment R+11+duplex+ entre sol, à Usage d'Habitation implanté à Bejaia* » présenté par : AIT MANSOUR Zaid et AIT BRAHAM Noureddine, Université A. MIRA - Bejaia (Promotion juin 2017)

---

# CONCLUSION GENERALE

**Conclusion générale :**

Notre étude de cette tour, a complétée et enrichi nos connaissances dans le domaine du génie civil, approfondissant les concepts acquis durant notre formation, notamment en matière de conception et de calcul des structures en béton armé selon la réglementation Algérienne en vigueur. Nous avons ainsi appréhendé l'importance capitale d'une analyse approfondie des structures avant toute phase de calcul. Cette analyse constitue une étape essentielle pour concevoir des structures parasismiques efficaces et économiques.

Dans la réalisation d'une construction en zone sismique, la collaboration étroite entre l'ingénieur civil et l'architecte dès les premières phases du projet est fondamentale. Cette synergie permet d'éviter les conceptions lacunaires et garantit une sécurité parasismique sans surcoût significatif. La disposition des voiles revêt une importance majeure, non seulement dans la vérification de la période et dans l'interaction "voiles-portiques", mais également dans la contribution à la masse totale de la structure.

La modélisation tridimensionnelle exhaustive, incluant tous les éléments structuraux et secondaires, permet d'obtenir un comportement proche de la réalité. Au cours de notre étude, nous avons constaté que les poteaux et les voiles de contreventement sont ferrailés selon les exigences minimales exigées par le règlement parasismique Algérien de 1999 version 2003, en raison de son orientation sécuritaire. Pour l'infrastructure, le radier nervuré s'est avéré être le type de fondation le plus approprié pour notre structure, en raison de sa capacité à supporter des charges importantes.

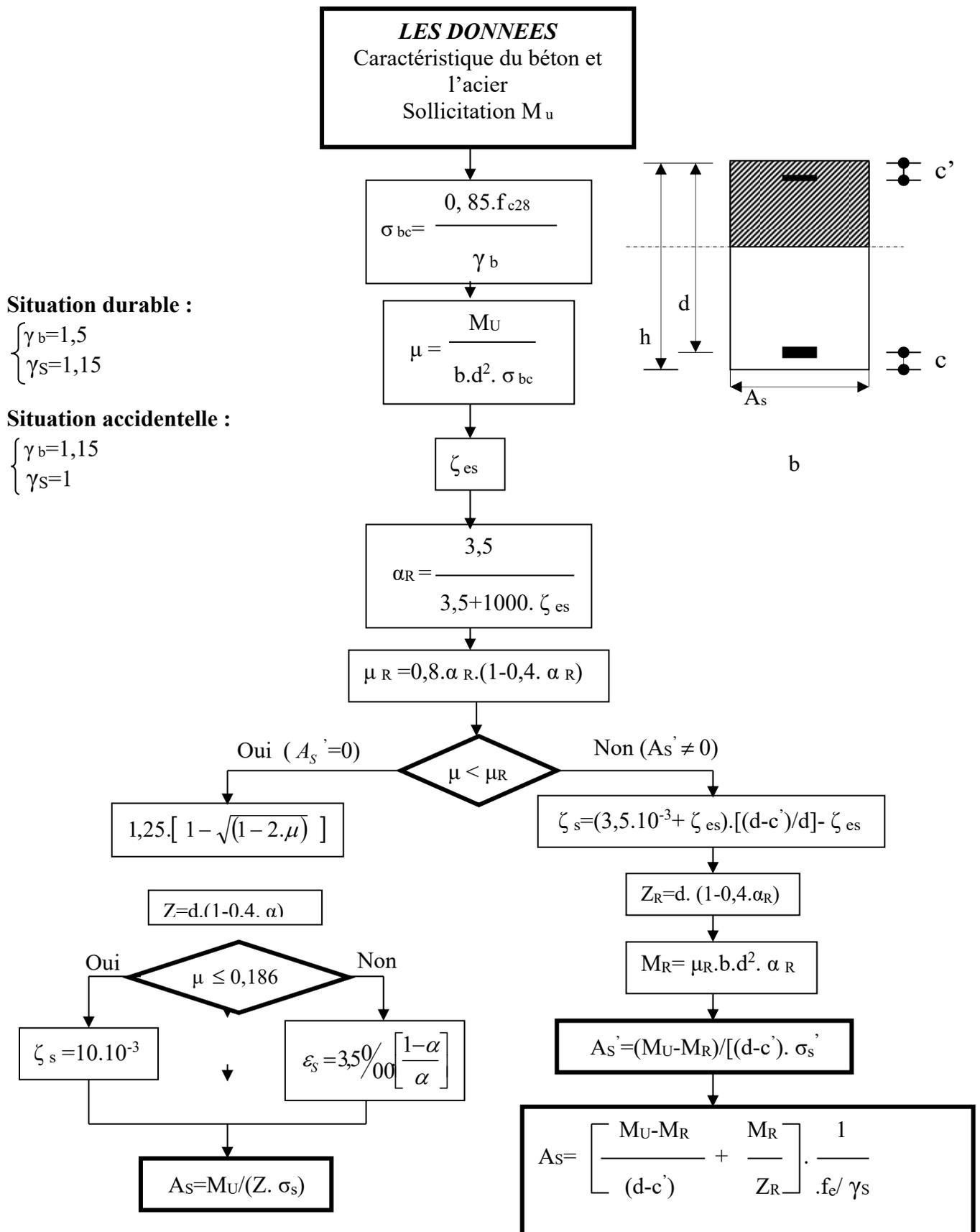
Par ailleurs, l'utilisation du logiciel "AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014" a facilité nos calculs en permettant une modélisation tridimensionnelle et dynamique, offrant ainsi une meilleure représentation du comportement réel de la structure, et permettant un gain de temps significatif dans l'analyse.

En conclusion, ce projet, en tant que première expérience pratique, a souligné l'efficacité de l'outil informatique dans l'analyse et le calcul des structures. Cependant, il a également souligné l'importance de maîtriser à la fois les principes fondamentaux du génie civil et les logiciels spécialisés. Nous espérons que cette étude servira de référence pour les futurs travaux dans ce domaine.

---

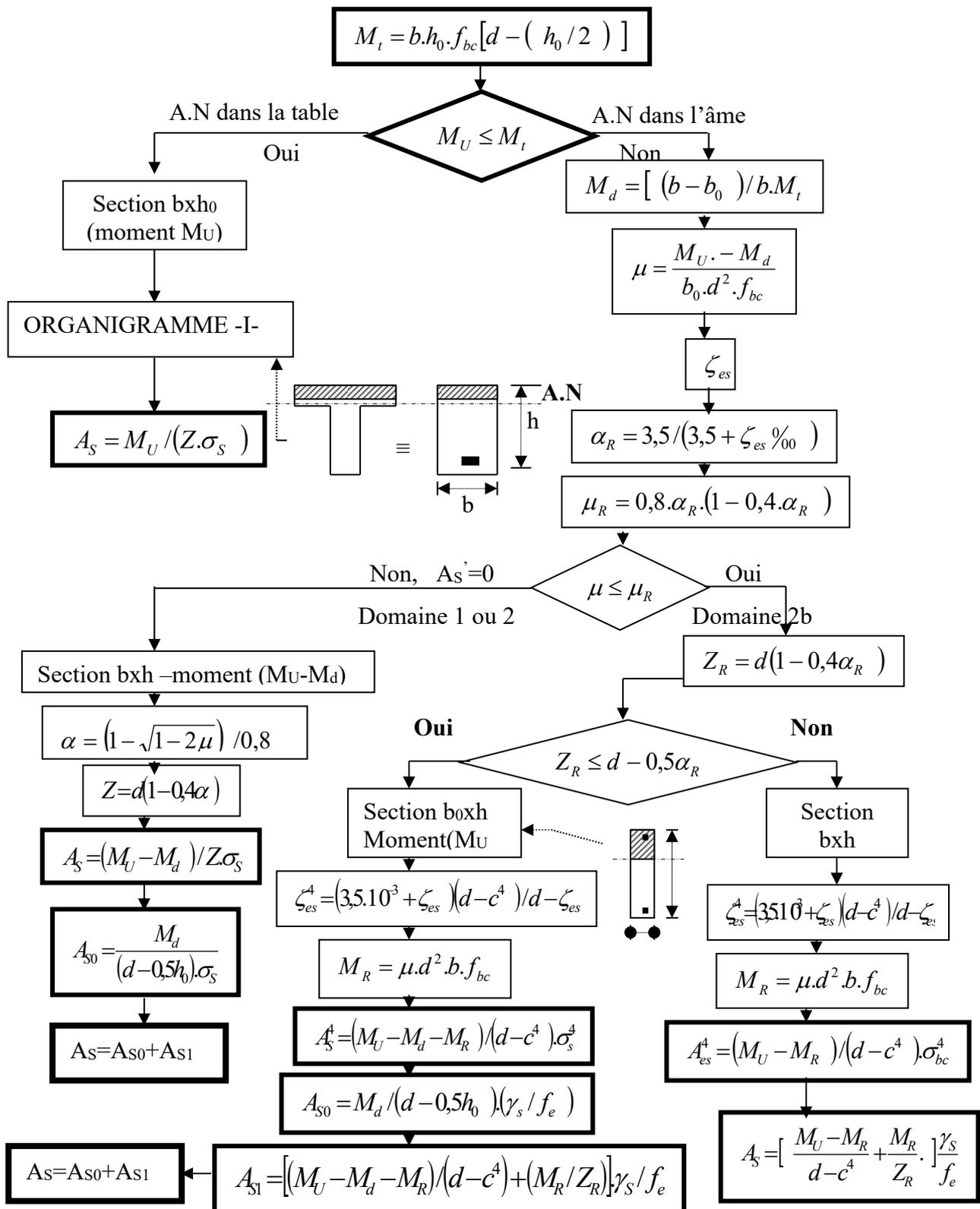
# ANNEXES

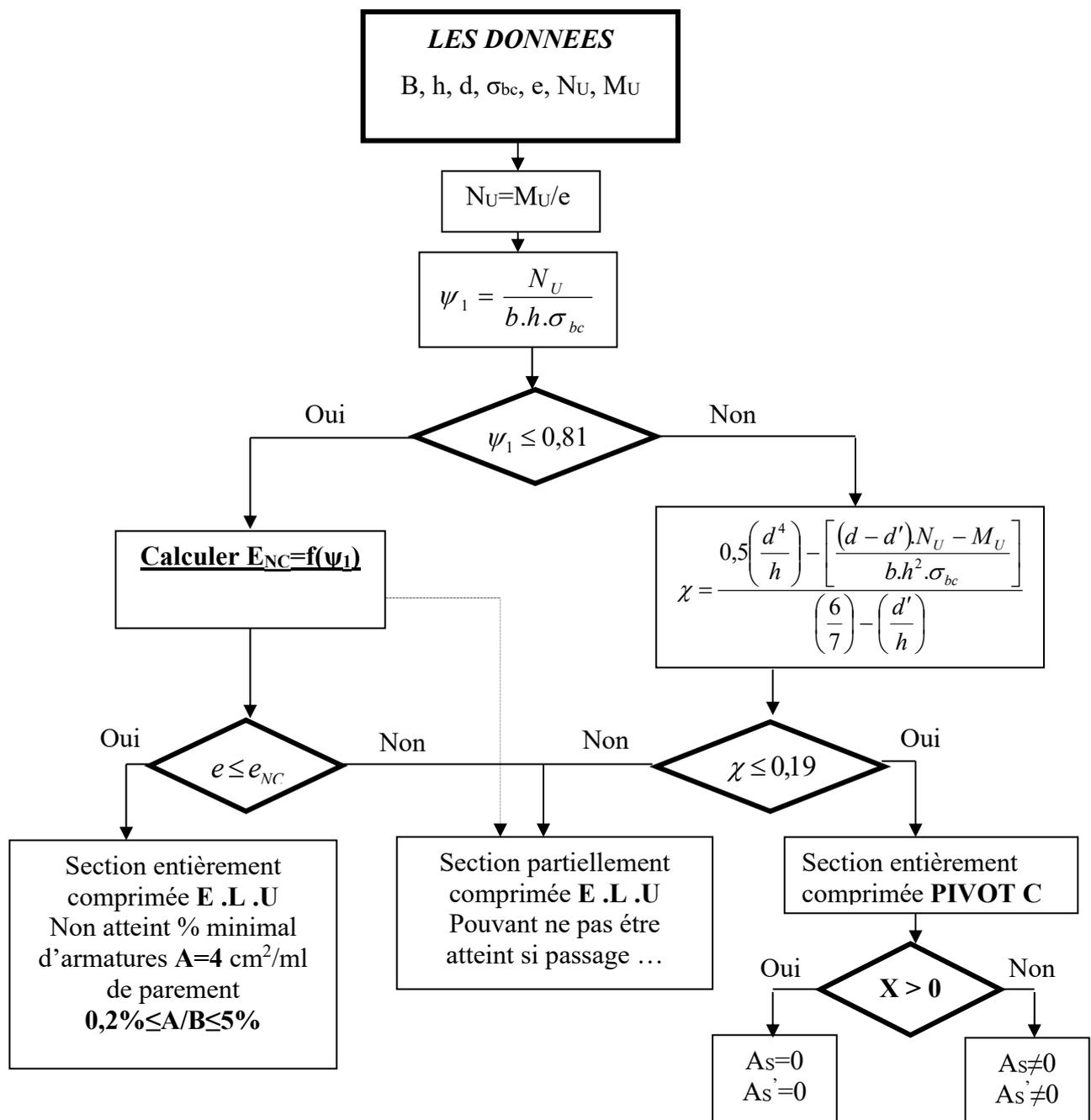
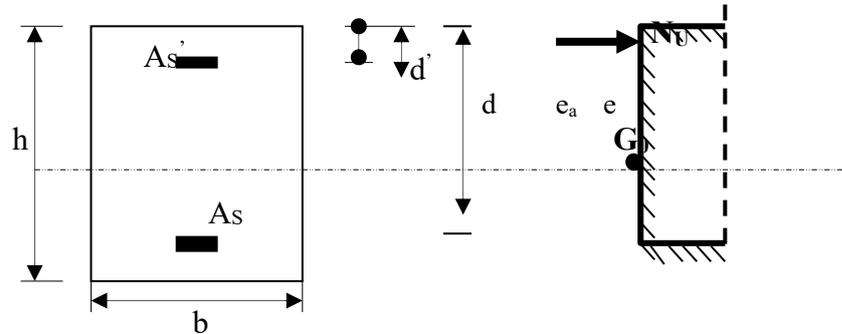
**ORGANIGRAMME -I-**  
**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -II-**

**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -III-****CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U****EN FLEXION COMPOSEE**

**ORGANIGRAMME-V-****FLEXION COMPOSEE A L'E.L.S**