

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université 20 Aout 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Référence :FT/DGC/M2/...../.....



جامعة ٢٠ أوت ١٩٥٥ - سكيكدة

كلية التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

## *Mémoire de Fin d'Études*

Présenté au

Département : Génie Civil

Filière : Génie Civil

*Pour obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil*

Spécialité :Structures

Intitulé

Étude d'un bâtiment (SS+R+8) a usage multiples contreventé par un système de voiles porteurs

Présenté par : *M<sup>r</sup>* : BOULARES Hamoudi

Dirigée par : *Pr* : BOUZERD Hamoudi

Soutenue le 26/06/2024

Devant le jury de soutenance composé de :

REMREM Sabri

Université 20 Aout 1955-Skikda

Président

BOUZERD Hamoudi

Université 20 Aout 1955-Skikda

Rapporteur

DJEBIEN Rachid

Université 20 Aout 1955-Skikda

Examineurs

Année universitaire : 2023/2024

# Remerciements

Je remercie dieu le miséricordieux qui nous a éclairé la voie de la science et de la reconnaissance et par sa grâce on a réussi à achever ce travail.

Je remercie tout d'abord le président d'avoir bien accepté de présider ce jury.

Les membre du jury, pour avoir exprimé son entière disponibilité à participer à ce jury et examiner ce mémoire.

Je remercie également Monsieur **BOUZERD Hamoudi** professeur au département de génie civil à l'université 20 Aout 1955-Skikda, pour sa patience, sa disponibilité, ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion et surtout ses qualités humaines. De simple remerciement sont insuffisants pour exprimer toute ma reconnaissance envers lui.

J'adresse également mes remerciements et mon gratitude à tous les professeurs qui m'ont enseigné durant mon cursus universitaire .

Sans oublier de remercier Ma femme pour leur soutien constant et leurs encouragements sans limite.

Enfin je souhaite une bonne chance à tous mes camarades de promotion 2023/2024.

# Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

✓ A toute ma famille

✓ A ma femme

✓ A mes enfants "Widjdane ; Safouane ; Seddik et Naoufel "

✓ A tous mes amis (es) sans exception

✓ A tous mes collègues (es) de travail

✓ A toute la promotion génie civil 2023/2024

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiples en béton armé constitué d'un sous-sol, RDC et 8 étages, implanté dans la wilaya de Skikda. Cette région est classée selon le RPA99 version 2003, en zone de moyenne sismicité *IIa*.

Les différents calculs et vérifications sont fait en accord avec les règlements en vigueur, à savoir le *RPA99/2003*, *CBA93*, *BAEL99*.

Ce mémoire est scindé en six parties :

La première partie est consacrée à une présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Ensuite, un pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges a été exposée dans la deuxième partie, suivie d'un pré dimensionnement des éléments non structuraux.

Une étude sismique a été réalisée dans la quatrième partie.

Et enfin avant de conclure, une étude de l'infrastructure, le ferrailage des éléments porteurs a été réalisé.

**Mots clés :** construction en béton armé, contreventement voile, calcul sismique.

# Summary

This project presents a detailed study of a multiple-use reinforced concrete building consisting of a basement, Ground floor and 8 floors, located in the wilaya of Skikda.

This region is classified according to the RPA99 version 2003, in zone of average seismicity *IIa*.

The various calculations and checks are made in accordance with the regulations in use, namely *RPA99/2003*, *CBA93*, *BAEL99*.

This dissertation is divided into six parts :

The first part is devoted to a presentation of the building and characteristics of the materials used in this project.

Then, a pre-sizing of the structural elements and the evaluation of the loads were exposed in the second part, followed by a pre-sizing of the non-structural elements.

A seismic study was carried out in the fourth part. And finally, before concluding, a study of the infrastructure, the reinforcement of the supporting elements was carried out

**Key words :** Reinforced concrete building, wind-bracing, shearwall, seismic calculation.

## المخلص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لبناية متعددة الاستخدامات تتكون من الطابق السفلي، طابق ارضي وثمانية طوابق تقع في ولاية سكيكدة.

تتكون هذه الدراسة من ست اجزاء :

الجزء الاول : تفصيل عام للمشروع مع ذكر خصائص المواد المستخدمة

الجزء الثاني : الابعاد الأولية للعناصر الإنشائية وحمولة كل عنصر

الجزء الثالث : الابعاد الأولية للعناصر الثانوية

الجزء الرابع : الدراسة زلزالية

الجزء الخامس : تسليح العناصر الداعمة

الجزء السادس : دراسة البنية التحتية

الكلمات المفتاحية : حساب بناية، خرسانه مسلحة، هياكل



---

# LES ACRONYMES

$A$ :coefficient d'accélération de zone	$I_0$ :moment d'inertie fictif
$A_a$ :section d'armature en appui	$J$ :action permanente avant mise en place des cloisons
$A_l$ : section d'armature longitudinale	$L$ :longueur
$A_{min}$ : section d'armature minimale déterminée par les règlements	$L_e$ :longueur en élévation
$A_r$ :section d'armature de répartition	$L_n$ :entre axe des nervures
$A_{ser}$ :section d'armature d'état limite de service	$L_p$ :longueur en plan
$A_t$ : section d'armature de travée ou transversale	$M$ : moment fléchissant
$A_u$ : section d'armature d'état limite ultime de résistance	$M_a$ :moment fléchissant en appui
$A_x$ :section d'armature du sens x-x	$M_d$ :moment fléchissant de la droite
$A_y$ :section d'armature du sens y-y	$M_e$ :masse du câble ; moment au centre de la section
$A'$ :section d'armature comprimée	$M_f$ : moment fléchissant totale
$A_1$ :section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée	$M_j$ : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
$A_2$ :section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée	$M_l$ : masse linéaire
$B_r$ :section réduite du béton	$M_{ser}$ :moment fléchissant d'état limite de service
$C_p$ :facteur de force horizontale	$M_t$ : moment fléchissant de travée
$C_s$ :coefficient de sécurité	$M_u$ : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
$C_r$ :charge de rupture	$M_w$ : moment fléchissant de la gauche
$C_{rn}$ :charge de rupture minimale nécessaire	$M_x$ : moment fléchissant du sens x-x
$D$ :coefficient d'amplification dynamique	$M_y$ : moment fléchissant du sens y-y
$E$ :module de déformation longitudinale	$M_0$ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
$ELS$ : État limite de service	$M_1$ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
$ELU$ :État limite ultime	$M_2$ : coefficient de Pigeaud
$E_{ij}$ : module de déformation longitudinal instantanée	$N$ : effort normal
$E_{iv}$ : module de déformation longitudinale différée	$N_e$ : effort normal au centre de la section principales
$G$ :action Permanente	$N_{ser}$ : effort normal d'état limite de service
$H$ : hauteur	$N_u$ : effort normal d'état limite ultime de résistance
$HA$ :armature à haute adhérence	
$I$ : moment d'inertie	

---

$P$ : poids propre ; périmètre	$l_f$ : longueur de flambement
$P_r$ : poids propre du radier	$l_x$ : la petite dimension du panneau de la dalle
$Q$ : action variable quelconque ; facteur de qualité	$l_y$ : la grande dimension du panneau de la dalle
$R$ : rayon ; coefficient de comportement de la structure	$l'$ : longueur de la zone nodale
$S$ : surface	$l_0$ : longueur libre
$S_r$ : surface du radier	$q_b$ : charge linéaire induite par les marches
$T$ : effort tranchant	$q_{eq}$ : charge linéaire équivalente
$T_x$ : période fondamentale dans le sens x-x	$q_l$ : charge linéaire
$T_y$ : période fondamentale dans le sens y-y	$q_{ser}$ : charge linéaire d'état limite de service
$U_c$ : périmètre du contour	$q_u$ : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
$V$ : action sismique ; effort horizontal	$q_P$ : charge linéaire du palier
$V_t$ : effort sismique à la base de la structure	$s$ : espacement
$W$ : poids total de la structure	$t$ : espacement ; période
$W_p$ : poids de l'élément en considération	$x$ : abscisse
$a$ : longueur ; distance ; dimension	$y$ : ordonnée
$b$ : largeur	$y_1$ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
$b_0$ : largeur de la nervure	$\alpha$ : Angle, coefficient sans dimension
$b_1$ : largeur de poteau	$\gamma$ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
$c$ : enrobage	$\beta$ : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
$d$ : hauteur utile	$\varepsilon$ : Coefficient de réponse
$e$ : excentricité ; espacement	$\eta$ : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
$e_a$ : excentricité additionnelle	$\theta$ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
$f$ : flèche	$\lambda$ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
$f_c$ : contrainte caractéristique du béton à la compression	$\mu$ : Moment réduit
$f_e$ : limite élastique d'acier	$\nu$ : Coefficient de poisson
$f_t$ : contrainte caractéristique du béton à la traction	$\rho$ : Rapport de deux dimensions
$g$ : giron de la marche	$\sigma$ : Contrainte de béton ou d'acier
$h$ : hauteur	$\tau$ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
$h_c$ : hauteur du corps creux	$\psi$ : Coefficient de pondération
$h_d$ : hauteur de la dalle	$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique
$h_e$ : hauteur libre	$\delta$ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales,
$h_{moy}$ : hauteur moyenne	
$h_t$ : hauteur totale	
$h'$ : hauteur de la zone nodale	
$h_1$ : hauteur du poteau	
$i$ : rayon de giration	
$j$ : nombre des jours	
$l$ : longueur ; distance	

---

# Table des matières

- I Superstructure 6**
- 1 Généralités 7**
  - 1.1 Introduction : . . . . . 7
  - 1.2 Description de l'ouvrage : . . . . . 7
  - 1.3 Caractéristiques de l'ouvrage : . . . . . 7
    - 1.3.1 Caractéristiques architecturales : . . . . . 7
    - 1.3.2 Les éléments structuraux : . . . . . 8
  - 1.4 Caractéristiques du sol : . . . . . 8
  - 1.5 Caractéristiques des matériaux : . . . . . 9
    - 1.5.1 Béton : . . . . . 9
    - 1.5.2 Acier : . . . . . 13
  - 1.6 Hypothèses de calcul aux états limites : . . . . . 15
    - 1.6.1 Définition de l'état limite . . . . . 15
  - 1.7 Actions et sollicitations : . . . . . 17
    - 1.7.1 Les actions . . . . . 17
    - 1.7.2 Les sollicitations . . . . . 17
    - 1.7.3 Les combinaisons d'action : . . . . . 18
    - 1.7.4 Situations durables ou transitoires : . . . . . 18
    - 1.7.5 Sollicitations vis à vis de l'ELS : . . . . . 18
    - 1.7.6 Situations accidentelles : . . . . . 18
  - 1.8 Règlements et normes utilisés : . . . . . 18
- 2 Pré dimensionnement des éléments 20**
  - 2.1 Introduction . . . . . 20
  - 2.2 Pré dimensionnement . . . . . 20
    - 2.2.1 Les planchers . . . . . 20
    - 2.2.2 Les poutres : . . . . . 24
    - 2.2.3 Les poteaux : . . . . . 24
    - 2.2.4 Les Voiles : . . . . . 25
    - 2.2.5 Les escaliers : . . . . . 26

2.2.6	L'acrotère : . . . . .	28
2.3	Évaluation des charges et surcharges : . . . . .	28
2.3.1	Évaluation des charges et des surcharges sur les planchers : . . . . .	28
2.3.2	Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs : . . . . .	31
2.3.3	Évaluation des charges et des surcharges des escaliers : . . . . .	32
2.3.4	Évaluation des charges et des surcharges de l'acrotère . . . . .	33
2.4	La descente de charge : . . . . .	34
2.4.1	La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) : . . . . .	34
2.4.2	Vérification des sections du poteaux : . . . . .	54
<b>3</b>	<b>Calcul des éléments secondaires</b>	<b>56</b>
3.1	L'acrotère : . . . . .	56
3.1.1	Calcul des sollicitations : . . . . .	57
3.1.2	Ferraillage . . . . .	58
3.1.3	Vérification au cisaillement : . . . . .	59
3.1.4	Schéma de ferraillage : . . . . .	60
3.2	Escalier : . . . . .	60
3.2.1	Sollicitations aux états limites : . . . . .	60
3.2.2	Calcul des armatures à l'ELU de résistance : . . . . .	61
3.2.3	Vérification à l'ELS : . . . . .	61
3.2.4	Armature de répartition : . . . . .	64
3.2.5	Espacement des armatures : . . . . .	64
3.2.6	Effort tranchant : . . . . .	64
3.3	Étude de la poutre palière : . . . . .	65
3.3.1	Pré dimensionnement de la poutre palière : . . . . .	65
3.3.2	Évaluation de charges : . . . . .	65
3.3.3	Calcul des armatures à l'ELU de résistance : . . . . .	66
3.3.4	Vérification à l'ELS : . . . . .	66
3.3.5	Vérification de l'effort tranchant : . . . . .	66
3.3.6	Calcul de la poutre palière à la torsion . . . . .	68
3.3.7	Schéma de ferraillage d'escalier : . . . . .	69
3.4	Étude des planchers : . . . . .	70
3.4.1	Les planchers en corps creux : . . . . .	70
3.4.2	Les dalles pleines : . . . . .	107
3.5	Les balcons : . . . . .	113
3.5.1	Évaluation des charges : . . . . .	113
3.5.2	Calcul des sollicitations : . . . . .	113
3.5.3	Schéma de ferraillage : . . . . .	115

<b>4</b>	<b>Étude dynamique</b>	<b>116</b>
4.1	Introduction : . . . . .	116
4.2	Choix de la méthode de calcul : . . . . .	116
4.2.1	Méthode statique équivalente . . . . .	116
4.2.2	Méthode dynamique . . . . .	116
4.2.3	Présentation de la méthode modale spectrale . . . . .	116
4.3	Étude du 1 <sup>er</sup> bloc . . . . .	119
4.3.1	Méthode d'analyse modale spectrale . . . . .	122
4.3.2	résultats de l'analyse sismique . . . . .	123
4.4	Étude du 2 <sup>ème</sup> bloc . . . . .	133
4.4.1	Méthode d'analyse modale spectrale . . . . .	136
4.4.2	résultats de l'analyse sismique . . . . .	137
<b>5</b>	<b>Calcul des éléments structuraux</b>	<b>145</b>
5.1	Introduction : . . . . .	145
5.2	Les poutres : . . . . .	145
5.2.1	Recommandation du RPA 99/V2003 : . . . . .	145
5.2.2	Recommandation de CBA93 (condition de non fragilité) : . . . . .	146
5.2.3	Les poutres principales : . . . . .	148
5.2.4	Les poutres secondaires : . . . . .	152
5.3	Étude des poteaux : . . . . .	156
5.3.1	Les recommandations du RPA 99/2003 : . . . . .	156
5.3.2	Ferraillage : . . . . .	158
5.4	Les voiles : . . . . .	167
5.4.1	Introduction : . . . . .	167
5.4.2	Les recommandations du RPA99 . . . . .	167
5.4.3	Ferraillage des voiles . . . . .	170
<b>II</b>	<b>Infrastructure</b>	<b>174</b>
<b>6</b>	<b>Infrastructure</b>	<b>175</b>
6.1	Introduction : . . . . .	175
6.2	Combinaisons d'actions à considérer : . . . . .	175
6.3	Les caractéristiques mécaniques du sol : . . . . .	175
6.4	Choix du type des fondations : . . . . .	175
6.4.1	Justification du choix du radier en terme de surface nécessaire . . . . .	176
6.5	Étude de radier général : . . . . .	176
6.5.1	Dimensionnement : . . . . .	176
6.5.2	Les vérifications : . . . . .	177
6.5.3	Ferraillage du radier : . . . . .	179

6.6	Étude du mur de soutènement : . . . . .	195
6.6.1	Introduction . . . . .	195
6.6.2	Dimensionnement des voiles . . . . .	195
6.6.3	Caractéristiques du sol . . . . .	195
6.6.4	Évaluation des charges et surcharges . . . . .	195
6.6.5	Ferraillage du mur de soutènement : . . . . .	195

# Table des figures

1	FAÇADE PRINCIPALE . . . . .	2
2	PLAN SOUS-SOL . . . . .	3
3	PLAN RDC . . . . .	4
4	PLAN ÉTAGES COURANTS . . . . .	5
1.1	Évaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton . . . . .	10
1.2	Évaluation de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression . . . . .	10
1.3	Diagramme des contraintes-déformations du béton . . . . .	12
1.4	Diagramme contrainte-déformation . . . . .	15
1.5	Règle des trois pivots. . . . .	16
2.1	Coupe transversale sur un plancher à corps creux . . . . .	21
2.2	Coupe du poteau . . . . .	25
2.3	coupe sur voile . . . . .	26
2.4	Schéma de l'escalier . . . . .	26
2.5	Vie en plan de l'escalier . . . . .	27
2.6	coupe sur Acrotère . . . . .	28
2.7	coupe transversale sur les plancher en corps creux . . . . .	28
2.8	Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine . . . . .	30
2.9	Coupe transversale sur les murs extérieurs et intérieurs . . . . .	31
2.10	coupe sur escalier . . . . .	32
2.11	coupe sur Acrotère . . . . .	33
2.12	La digression des charges . . . . .	35
2.13	Disposition des poteaux a études . . . . .	36
3.1	L'acrotère . . . . .	56
3.2	Schéma de ferrailage de l'acrotère . . . . .	60
3.3	Schéma statique d'escalier . . . . .	60
3.4	Schéma de ferrailage d'escalier . . . . .	69
3.5	Schéma d'une Poutre continue . . . . .	70
3.6	Effort tranchant sur une poutre à 02 travées . . . . .	72
3.7	Effort tranchant sur une poutre à plus de 02 travées . . . . .	72

3.8	Poutrelle type 01 (Plancher terrasse inaccessible) . . . . .	73
3.9	Poutrelle type 02 (Plancher terrasse inaccessible) . . . . .	73
3.10	Poutrelle type 03 (Plancher terrasse inaccessible) . . . . .	73
3.11	Poutrelle type 05 (Plancher terrasse inaccessible) . . . . .	74
3.12	Poutrelle type 01 (Plancher RDC et étages courants) . . . . .	74
3.13	Poutrelle type 02 (Plancher RDC et étages courants) . . . . .	74
3.14	Poutrelle type 03 (Plancher RDC et étages courants) . . . . .	74
3.15	Poutrelle type 04 (Plancher RDC et étages courants) . . . . .	74
3.16	Poutrelle type 05 (Plancher RDC et étages courants) . . . . .	74
3.17	Poutrelle type 01 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-) . . . . .	75
3.18	Poutrelle type 04 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-) . . . . .	75
3.19	Poutrelle type 05 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-) . . . . .	75
3.20	Poutrelle type 06 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-) . . . . .	75
3.21	Poutrelle type 01 Plancher RDC (terrasse accessible) . . . . .	75
3.22	Poutrelle type 02 Plancher RDC (terrasse accessible) . . . . .	75
3.23	Poutrelle type 03 Plancher RDC (terrasse accessible) . . . . .	76
3.24	Poutrelle type 04 Plancher RDC (terrasse accessible) . . . . .	76
3.25	Poutrelle type 06 Plancher RDC (terrasse accessible) . . . . .	76
3.26	Schéma statique du poutrelle type 01 -terrasse inaccessible- . . . . .	77
3.27	Schéma statique du poutrelle type 05 . . . . .	81
3.28	diagramme des moments dans les poutrelles à l'ELU . . . . .	102
3.29	diagramme des moments dans les poutrelles à l'ELS . . . . .	102
3.30	diagramme des efforts tranchant dans les poutrelles . . . . .	102
3.31	Schéma de ferrailage des poutrelles . . . . .	106
3.32	Schéma de ferrailage du dalles pleines . . . . .	112
3.33	Schéma de ferrailage du balcon . . . . .	115
4.1	vie en plan du modèle séparé . . . . .	118
4.2	vie en plan du modèle bloc 1 . . . . .	119
4.3	Spectre de réponse pour bloc 1 . . . . .	122
4.4	1 <sup>er</sup> mode- bloc 1 . . . . .	124
4.5	2 <sup>eme</sup> mode -bloc 1 . . . . .	125
4.6	3 <sup>eme</sup> mode - bloc 1 . . . . .	125
4.7	vie en plan du modèle bloc 2 . . . . .	133
4.8	Spectre de réponse pour bloc 2 . . . . .	136
4.9	1 <sup>er</sup> mode -bloc 2 . . . . .	138
4.10	2 <sup>eme</sup> mode -bloc 2 . . . . .	139
4.11	3 <sup>eme</sup> mode -bloc 2 . . . . .	139
5.1	Plan de repérages des poutres . . . . .	147

---

5.2	Schéma de ferrailage du poutres principales . . . . .	151
5.3	Schéma de ferrailage du poutres secondaires . . . . .	155
5.4	Plan de repérages des poteaux . . . . .	157
5.5	Schéma de Ferrailage du Poteau 50*50 . . . . .	165
5.6	Schéma de Ferrailage du Poteau 40*40 . . . . .	166
5.7	Digramme des contraintes des voiles . . . . .	170
5.8	Schéma de ferrailage des voiles . . . . .	173
6.1	Schéma de Ferrailage du radier . . . . .	183
6.2	Schéma statique du nervures sens x . . . . .	184
6.3	Schéma statique du nervures sens y . . . . .	186
6.4	Schéma de ferrailage du nervures . . . . .	194
6.5	Répartition des contraintes sur le mur de soutènement . . . . .	196
6.6	Schéma de ferrailage des mur de soutènement . . . . .	198

# Liste des tableaux

1.1	classes d'acier . . . . .	13
2.1	Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers en corps creux : . . . . .	29
2.2	Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine : . . . . .	30
2.3	Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des murs extérieurs et intérieurs : . . . . .	31
2.4	Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers à usage d'habitation : . . . . .	32
2.5	Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées des escaliers à usage d'habitation : . . . . .	33
2.6	Charges et surcharge de l'acrotère . . . . .	34
2.7	Descente des charges - Poteau d'angle P1 . . . . .	39
2.8	Descente des charges - Poteau de Rive P2 . . . . .	42
2.9	Descente des charges - Poteau de rive P3 . . . . .	45
2.10	Descente des charges - Poteau de Rive P4 . . . . .	48
2.11	Descente des charges - Poteau Central P5 . . . . .	51
2.12	Descente des charges - Poteau Central P6 . . . . .	53
2.13	Vérification de la section du poteau Central P5 . . . . .	55
3.3	Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions . . . . .	77
3.4	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 1 à l'E.L.U . . . . .	84
3.5	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 2 à l'E.L.U . . . . .	84
3.6	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 3 à l'E.L.U . . . . .	85
3.7	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 5 à l'E.L.U . . . . .	86
3.8	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 1 à l'E.L.S . . . . .	86
3.9	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 2 à l'E.L.S . . . . .	87
3.10	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 5 à l'E.L.S . . . . .	87
3.11	Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 3 à l'E.L.S . . . . .	88
3.12	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 1 à l'E.L.U . . . . .	88
3.13	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 2 à l'E.L.U . . . . .	89
3.14	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 3 et 4 à l'E.L.U . . . . .	89
3.15	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 5 à l'E.L.U . . . . .	90
3.16	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 1 à l'E.L.S . . . . .	90
3.17	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 2 à l'E.L.S . . . . .	91

3.18	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 5 à l'E.L.S . . . . .	91
3.19	Sollicitations sur poutrelles étages courants type 3 et 4 à l'E.L.S . . . . .	92
3.20	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 4 à l'E.L.U . . . . .	92
3.21	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 1 à l'E.L.U . . . . .	93
3.22	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 5 à l'E.L.U . . . . .	94
3.23	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 6 à l'E.L.U . . . . .	95
3.24	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 1 à l'E.L.S . . . . .	95
3.25	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 5 à l'E.L.S . . . . .	96
3.26	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 4 à l'E.L.S . . . . .	96
3.27	Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 6 à l'E.L.S . . . . .	97
3.28	Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 1 à l'E.L.U . . . . .	98
3.29	Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 2 à l'E.L.U . . . . .	99
3.30	Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 6 à l'E.L.U . . . . .	99
3.31	Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 1 à l'E.L.S . . . . .	100
3.32	Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 2 à l'E.L.S . . . . .	100
3.33	Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 6 à l'E.L.S . . . . .	101
3.34	Section des armatures pour les dalles pleines . . . . .	108
3.35	Vérifications des contraintes dans les dalles pleines à l'ELS . . . . .	109
4.1	Valeurs des pénalités -bloc 1 . . . . .	120
4.2	Vérification de l'excentricité du 1 <sup>er</sup> bloc . . . . .	123
4.3	Convergence test du 1 <sup>er</sup> bloc . . . . .	123
4.4	Participation massique du 1 <sup>er</sup> bloc . . . . .	124
4.5	Charges verticales reprises par les portiques et voiles -bloc 1. . . . .	126
4.6	effort normal réduit sur les poteaux -bloc 1. . . . .	127
4.7	l'effet $P/\Delta$ selon XX -bloc 1 . . . . .	130
4.8	l'effet $P/\Delta$ selon YY -bloc 1 . . . . .	130
4.9	Vérification des déplacements (sens x-x) bloc 1 . . . . .	131
4.10	Vérification des déplacements (sens y-y) bloc 1 . . . . .	131
4.11	Vérification de renversement (DIRECTION X ) bloc 1 . . . . .	132
4.12	Vérification de renversement (DIRECTION Y ) bloc 1 . . . . .	133
4.13	Valeurs des pénalités pour bloc 1 . . . . .	134
4.14	Vérification de l'excentricité du 2 <sup>eme</sup> bloc . . . . .	137
4.15	Convergence test du 2 <sup>eme</sup> partie . . . . .	137
4.16	Participation massique du 2 <sup>eme</sup> bloc . . . . .	138
4.17	Charges verticales reprises par les portiques et voiles -bloc 2. . . . .	140
4.18	effort normal réduit sur les poteaux 2 <sup>eme</sup> bloc . . . . .	141
4.19	l'effet $P/\Delta$ selon XX -bloc 2 . . . . .	142
4.20	l'effet $P/\Delta$ selon YY -bloc 2 . . . . .	142

---

4.21	Vérification des déplacements (sens x-x) -bloc 2 . . . . .	143
4.22	Vérification des déplacements (sens y-y) -bloc 2 . . . . .	143
4.23	Vérification de renversement (DIRECTION Y ) -bloc 2 . . . . .	144
4.24	Vérification de renversement (DIRECTION X ) -bloc 2 . . . . .	144
5.1	Les Armatures longitudinale dans les poteaux . . . . .	162
5.2	Les Armatures transversale dans les poteaux . . . . .	163
5.3	Vérification des poteaux au contrainte tangentielle . . . . .	163
5.4	Vérification des poteaux au flambement . . . . .	164
6.1	Section des armatures du radier . . . . .	180
6.2	Vérifications des contraintes à l'ELS . . . . .	181
6.3	Sollicitations du nervures sens X a l'ELU . . . . .	185
6.4	Sollicitations du nervures sens X a l'ELS . . . . .	186
6.5	Sollicitations du nervures sens Y a l'ELU . . . . .	187
6.6	Sollicitations du nervures sens Y a l'ELS . . . . .	187
6.7	Section des armatures du mur de soutènement . . . . .	197
6.8	Vérifications des contraintes dans le mur de soutènement à l'ELS . . . . .	198

# Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique et transport.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en Sou-sol + R + 8 , présentant une irrégularité en plan et élévation, dont le système de contreventement par des voiles porteurs.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

1. La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
  - Des généralités ;
  - Pré dimensionnement des éléments ;
  - Étude des éléments secondaires ;
  - Étude dynamique ;
  - Étude des éléments structuraux ;
2. La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
  - Étude des fondations (Radier nervuré).
  - Étude de voile périphérique.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

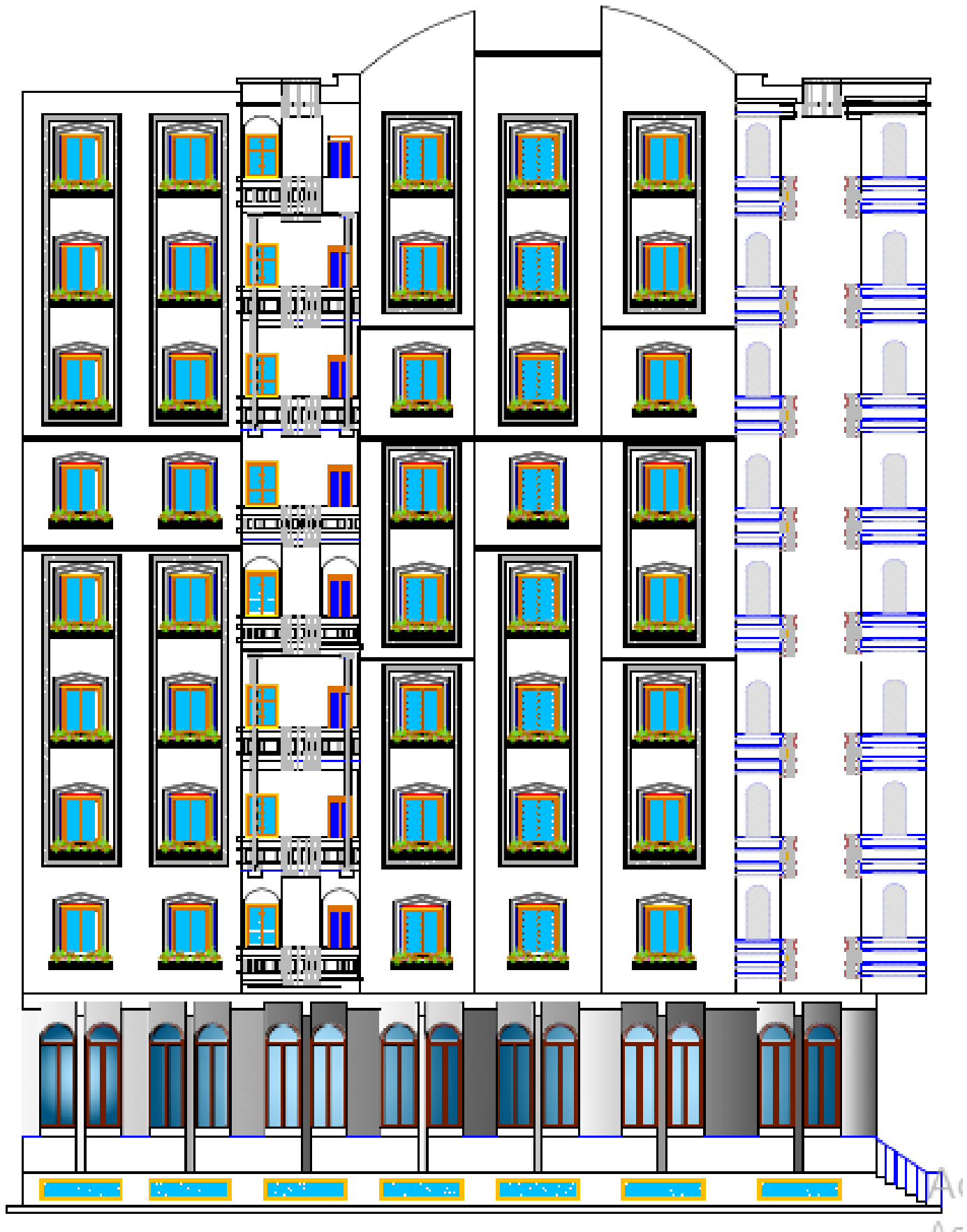


FIGURE 1 – FAÇADE PRINCIPALE

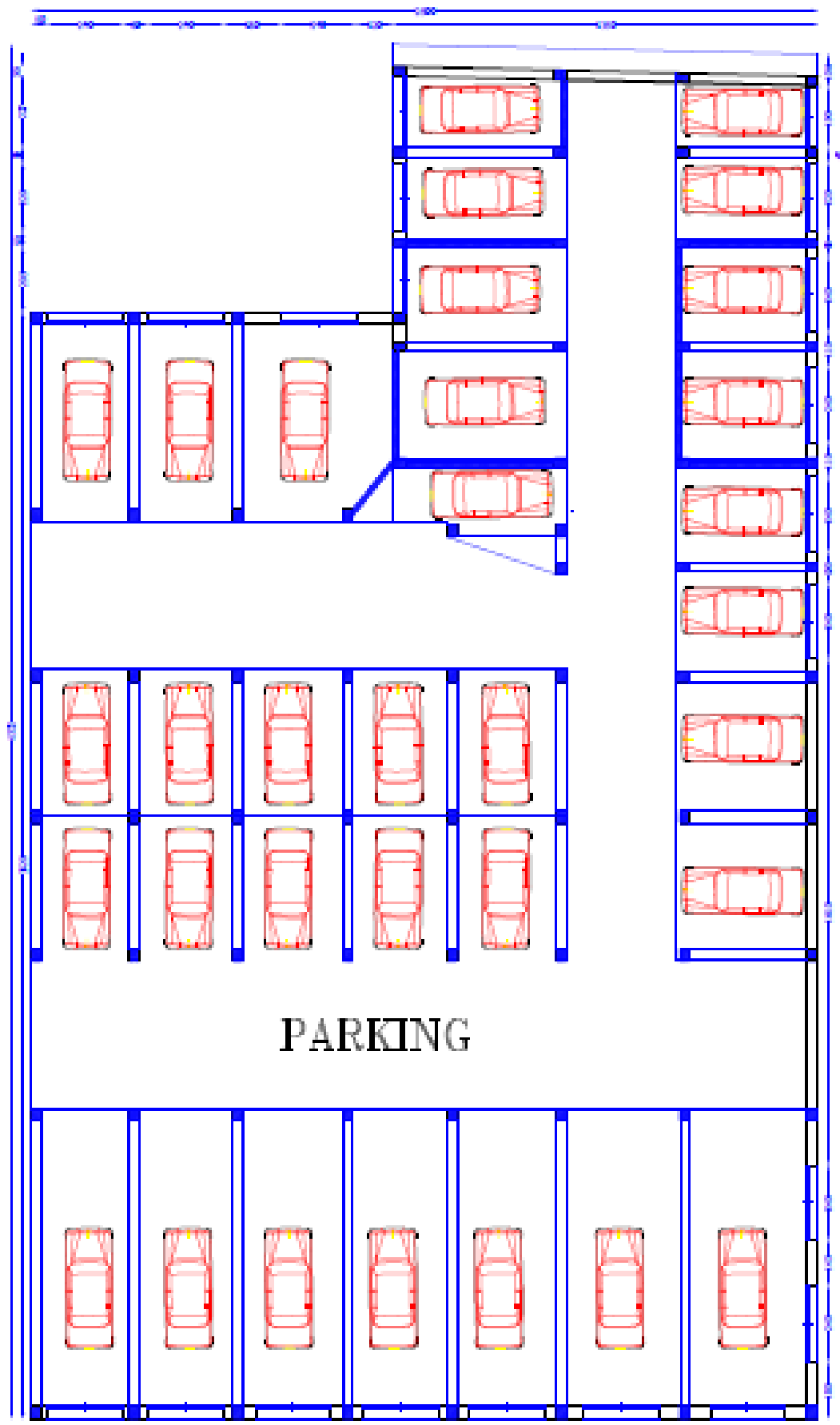


FIGURE 2 – PLAN SOUS-SOL

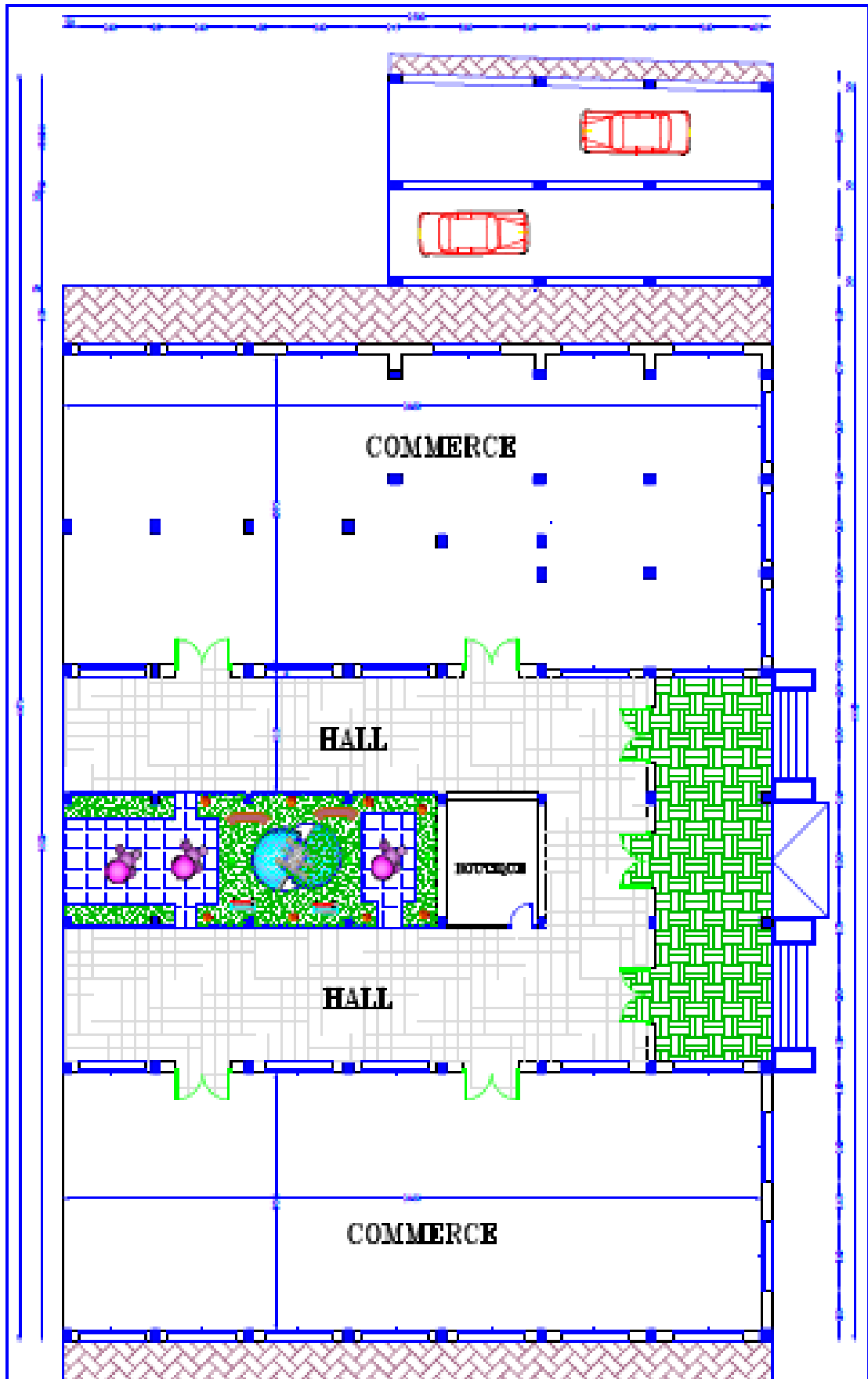


FIGURE 3 – PLAN RDC

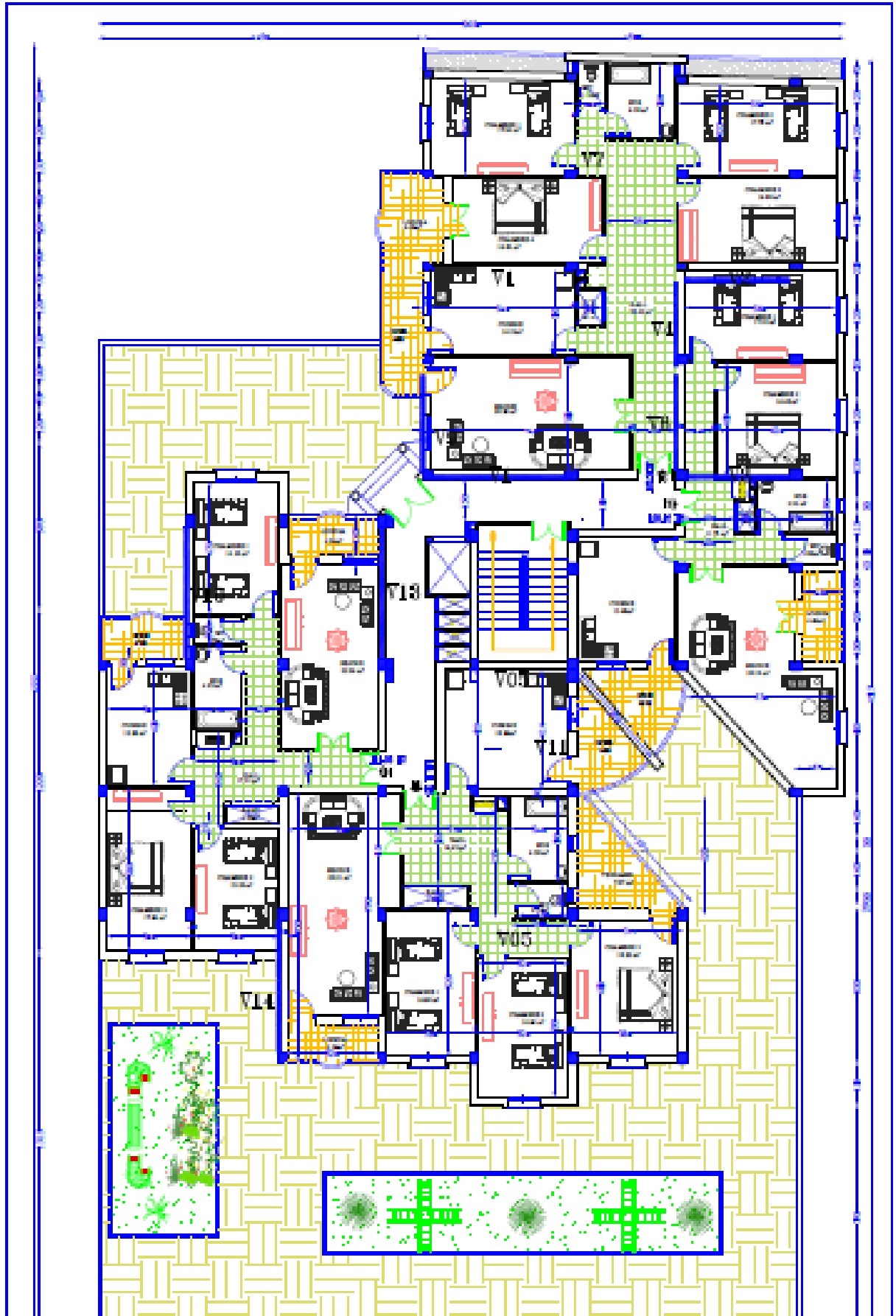


FIGURE 4 – PLAN ÉTAGES COURANTS

Première partie

**Superstructure**

# Chapitre 1

## Généralités

### 1.1 Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### 1.2 Description de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+8+SS) bi fonctionnelle qui regroupe commerce et habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99(Article 3.2).

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Skikda (Azzaba), qui est classée d'après la carte de zonage en Zone *IIa* (zone moyenne sismicité) RPA2003.

### 1.3 Caractéristiques de l'ouvrage :

#### 1.3.1 Caractéristiques architecturales :

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

— Longueur.....	45,10m
— Largeur .....	24,70m
— Hauteur totale.....	32,44m
— Hauteur du SOUS/SOL.....	2,55m
— Hauteur du RDC .....	4,08m
— Hauteur du terrasse accessible.....	3,23m
— Hauteur d'étage courant .....	3,23m

### 1.3.2 Les éléments structuraux :

#### Les planchers :

Sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi. Qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

#### Les poutres :

Sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations .Elles sont sollicitées à la flexion plane.

#### Les poteaux :

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 :

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.

#### Les escaliers :

Sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

#### La maçonnerie :

- **Les murs extérieurs** : Ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.
- **Les murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique.

#### 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.

## 1.4 Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1.80 bar.

- La nature du sol : sol meuble de catégorie (S3).

## 1.5 Caractéristiques des matériaux :

### 1.5.1 Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

#### Les constituants du béton :

- **Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- **Les granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

#### Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression  $f_{cj}$  :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. (RPA 99 article 8.1.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 + 0.83 * j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \quad (j \leq 28 \text{jours}) \\ f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{1.40 + 0.95 * j} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{Mpa} \quad (j \leq 28 \text{jours}) \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Avec :

$f_{cj}$  : résistance du béton à l'âge j.

j : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a :  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{cj} = 25 \text{Mpa}$ .

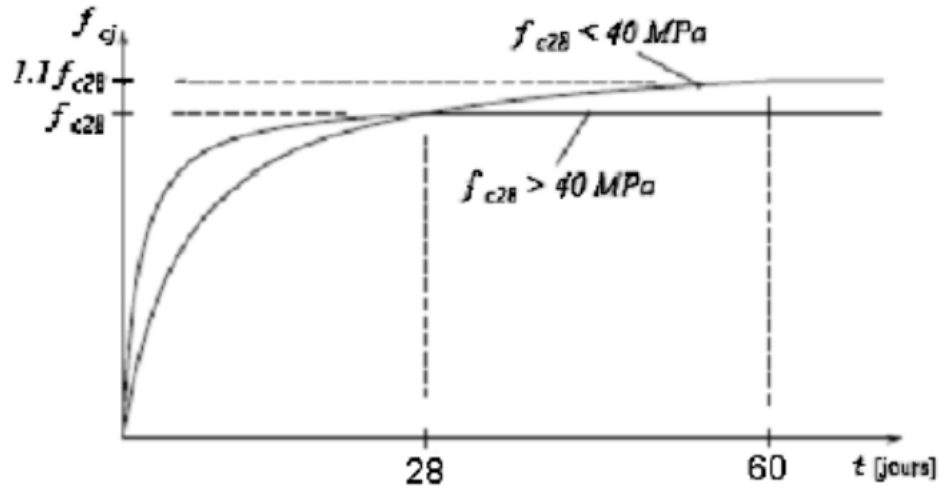


FIGURE 1.1 – Évaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

La figure 1.1 donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

— **Résistance à la traction  $f_{t_j}$  :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée ( $f_{t_j}$ ) est conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} f_{t_j} = 0.6 + 0.06 * f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} = 0.275 * f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.1.2.co1.2).}$$

Pour notre cas  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$  donc  $f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}$

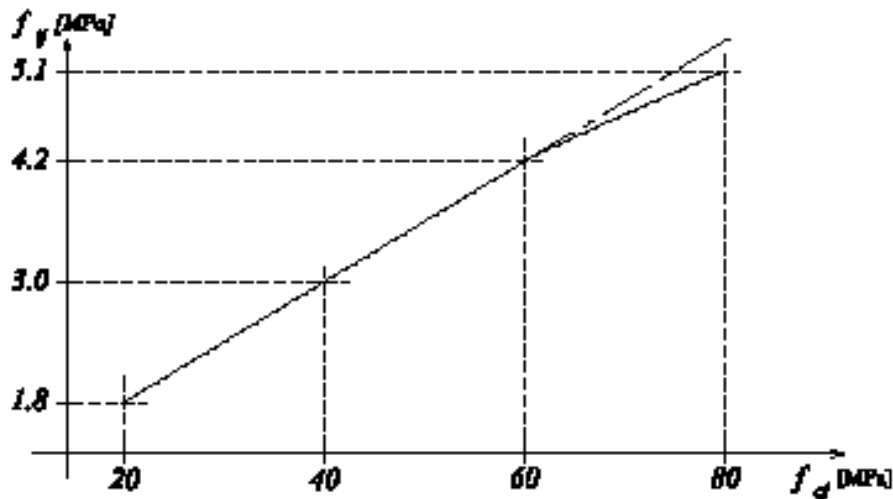


FIGURE 1.2 – Évaluation de la résistance du béton à la traction  $f_{t_j}$  en fonction de celle à la compression

— **Module de déformation longitudinale béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

**Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}}(MPa) \dots\dots CBA93 \text{ (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour  $f_{c28} = 25Mpa$     *donc*     $E_{ij} = 32164.2Mpa$ .

**Module de déformation différée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}(MPa) \dots\dots CBA93 \text{ (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour  $f_{c28} = 25Mpa$     *donc*     $E_{vj} = 10818.86Mpa$ .

— **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{à ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à ELS} \end{cases} \dots\dots\dots CBA93 \text{ (Article A.2.1.3)}$$

— **Module déformation transversale béton :**

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$$\begin{cases} G = 0.4 * E & \text{pour le béton non fissuré (ELS).} \\ G = 0.5 * E & \text{pour le béton fissuré (ELU).} \end{cases}$$

**Contraintes limite du Béton :**

— **La Contraintes de compression à L'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad BAEI91 \text{ (Article A.4.3.4)}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité pour le béton tel que : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.50 \rightarrow \text{Situation courante} \end{cases}$$

$$\theta : \text{Coefficient d'application de charge tel que : } \begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0.8 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

— La Contraintes de compression à L'ELS :

Pour  $f_{c28} = 25Mpa$  on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15Mpa \dots\dots\dots CBA 93 (\text{Article A.4.5.2}).$$

— Contrainte ultime de cisaillement de béton :

$$\begin{cases} \tau_{adm} = \min(0.2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = \min(0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25Mpa$  donc :

$$\begin{cases} \tau_{adm} = 3.33Mpa & \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = 2.5Mpa & \rightarrow \text{fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

— Diagramme contrainte déformation :

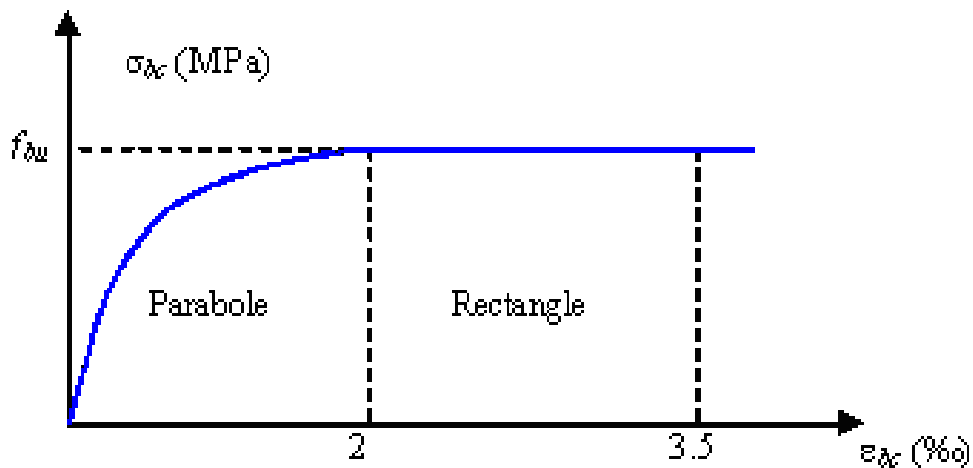


FIGURE 1.3 – Diagramme des contraintes-déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle (Figure1.3) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance.

Le raccourcissement relatif à de la fibre la plus comprimée est limité à :

— 2 ‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

— 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$\begin{cases} \text{pour } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} & \sigma_{bc} = 0.25 * f_{bc} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 - 10^3 * \epsilon_{bc}) \\ \text{pour } 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} & \sigma_{bc} = f_{bu} \quad \text{telque } f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \end{cases}$$

### 1.5.2 Acier :

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques  $f_e$  et leur module d'élasticité  $E$ , Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 210000\text{Mpa}$

#### Différents types d'aciers :

##### 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, 40et 50mm.

##### 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 de l'armature.

On a deux classes d'acier  $F_eE400$  et  $F_eE500$  et même diamètre que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

##### 3. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPA)	Limite de rupture (MPA)	Allongement a la rupture
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

TABLE 1.1 – classes d'acier

Selon le RPA99 (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%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) :  $f_eE400$  pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) :  $f_eE235$  pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) :  $F_eE500$  pour la dalle de compression.

**Enrobage [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]**

**1. valeurs minimales fixées**

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre, si elle est isolée .
- la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

**2. Protection des armatures**

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).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée.

La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

**Contraintes limites :**

**1. A l'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } : \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 1\text{‰}$$

tel que :  $f_e = 400\text{MPa}$  ( $f_e$  =la limite élastique de l'acier.)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle.} \\ \sigma_s = 348\text{Mpa} \text{ En situation durable.} \\ \sigma_s = 400\text{Mpa} \text{ En situation accidentelle.} \\ \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \text{ pour } : \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} - \end{array} \right.$$

**2. A l'ELS :**

la valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

- **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification à faire.
- **Fissuration nuisible** :  $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$  .....BAEL91 (Article A.4.5.32).
- **Fissuration très nuisible** :  $\bar{\sigma}_s = \min(0.5 * f_e; 90\sqrt{\eta * f_{tj}})$  .....BAEL91 (Article A.4.5.32).

$$\text{Avec } \eta \text{ coefficient de fissuration } \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les HA.} \\ \eta = 1,3 & \text{pour les HA de } \phi < 6m. \end{cases}$$

Diagramme contraintes déformations :

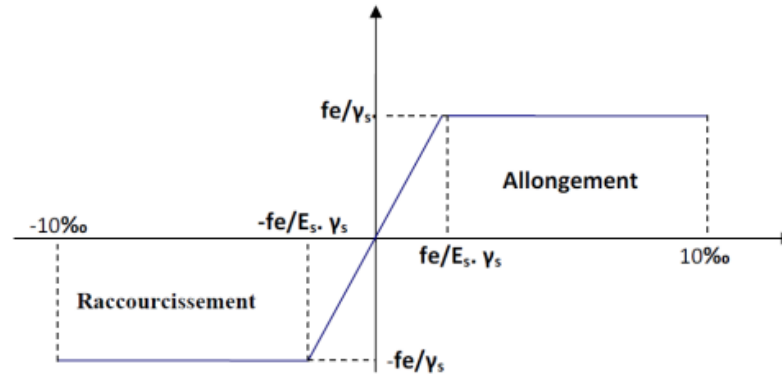


FIGURE 1.4 – Diagramme contrainte-déformation

## 1.6 Hypothèses de calcul aux états limites :

### 1.6.1 Définition de l'état limite

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

#### Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

#### Hypothèse de calcul à l'ELU

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

- Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation.
- 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).
- La résistance du béton tendu est négligée.

— Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion  $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

— L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.

— Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

Figure1.5

**Règle des trois pivots**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la Figure1.5.

On distingue trois domaines :

1. 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. +
2. 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.
3. 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 (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la Figure1.5 : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

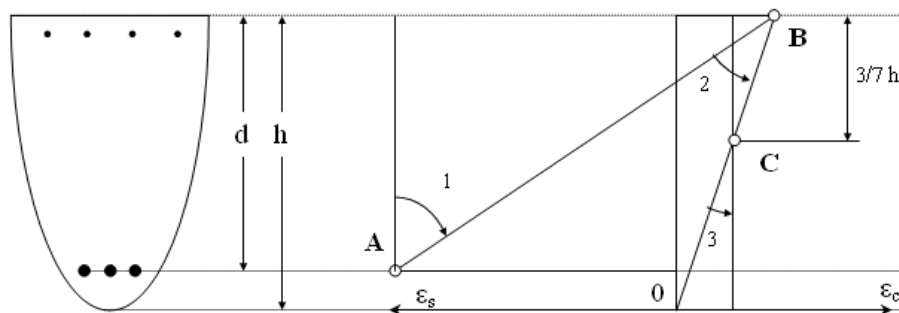


FIGURE 1.5 – Règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

Le pivot A si  $y \leq 0.2596 * d$

Le pivot B si  $0.2593 * d \leq y \leq h$

Le pivot C si  $y \geq h$

**État limite de service ELS**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

### Hypothèse de calcul à l'E L S

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

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

## 1.7 Actions et sollicitations :

### 1.7.1 Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

— **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

— **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

— **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

### 1.7.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

**Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

**Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.

- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

### 1.7.3 Les combinaisons d'action :

On note par :

$G_{max}$  : ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : autres actions variables dites d'accompagnement ( $i > 1$ ).

### 1.7.4 Situations durables ou transitoires :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35 * G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} * Q_1 + \sum 1.3 * \psi_{0i} * Q_i \quad \text{.....BAEL91 (Article A.3.3.21).}$$

$\gamma_{Q_1} = 1.5$  dans le cas général,

$\gamma_{Q_1} = 1.35$  pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

$\psi_{0i}$  : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

### 1.7.5 Sollicitations vis à vis de l'ELS :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} * Q_1 + \sum \psi_{0i} * Q_i \quad \text{.....BAEL91 (Article A.3.3,3).}$$

$$\begin{cases} ELU & 1.35G + 1.5Q \\ ELS & G + Q \end{cases}$$

### 1.7.6 Situations accidentelles :

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \psi_{11} * Q_1 + F_A + \sum \psi_{2i} * Q_i \quad \text{.....BAEL91 (Article A.3.3,22).}$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_{11}$  : Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i} * Q_i$  : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

## 1.8 Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.

- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2

# Chapitre 2

## Pré dimensionnement des éléments

### 2.1 Introduction

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

### 2.2 Pré dimensionnement

#### 2.2.1 Les planchers

On a deux types de planchers

##### Planchers à corps creux

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...) Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par :

**le critère de déformation selon le CBA 93 :**

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \dots\dots\dots (CBA93 \text{ Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec :

$l_{max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (Figure2.1)

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$l_{max} = 510 - b_{poutre} \rightarrow l_{max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm}$$

**Condition de résistance selon le BAEL 91 :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{15M_0}{M_t}$$

$$M_t = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{BAEL91 page303})$$

$$\alpha = \frac{G}{G + Q}; G \ll Q \Rightarrow \alpha = 1$$

$$M_t = \frac{1.5}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 0.75 M_0$$

$$h_t \geq \frac{0.75L}{15} \Rightarrow h_t \geq \frac{0.75 * 480}{15} = 24.0 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur  $ht = 24 \text{ cm}$

20cm : l'épaisseur du corps creux

4cm : dalle de compression

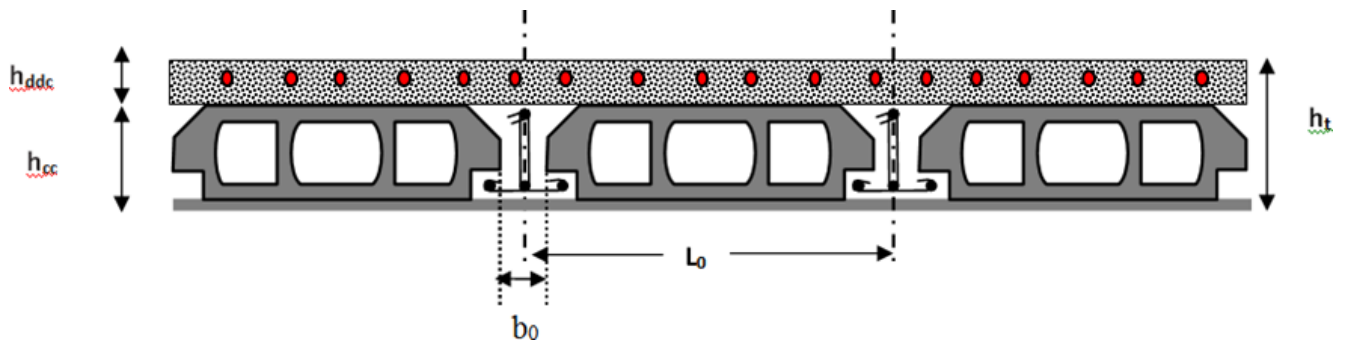


FIGURE 2.1 – Coupe transversale sur un plancher à corps creux

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure.

**Les poutrelles**

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (la ou il y a plus d'appuis).

En ce qui concerne notre projet, la disposition des poutrelles s'est faite en respectant le critère de la plus petite portée, ce qui à donner la disposition montrée sur la figure ??

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{avec :}$$

$b$  : la largeur de la table de compression

$b_0$  : la largeur de la poutrelle.

$L_0 = L_x$  : distance entre axes de poutrelles.

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

$h_t$  : Hauteur du plancher = 24cm.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression=4cm.

Soient :

$$L_x = 55cm.$$

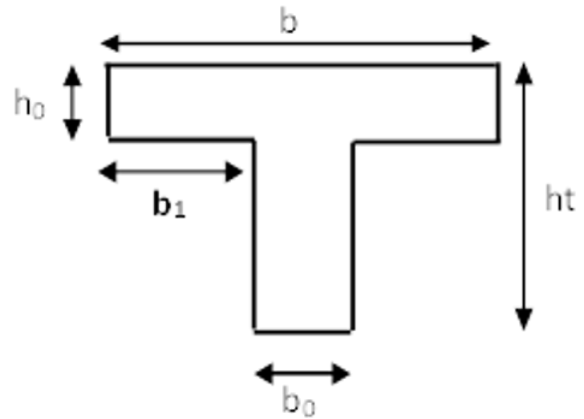
$$L_y = (510 - 30) = 480cm.$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h_t \implies b_0 = 12cm.$$

$$h_0 = 4cm.; \quad h_t = 24cm.$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{480}{10}\right) = 27.5cm.$$

$$b = 2 * b_1 + b_0 = 67cm.$$



### les dalles pleines :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ).

On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

1. Résistance au feu (CBA93)

$e \geq 7cm \rightarrow$  Pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11cm \rightarrow$  Pour deux heures de coupe feu.

2. L'isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 14cm$ .

3. Critère de résistance a la flexion (CBA93)

$$\begin{cases} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} & \text{Pour une dalle sur deux appuis. Avec } \rho < 0.4. \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} & \text{Pour une dalle sur deux appuis. Avec } \rho > 0.4. \\ e \leq \frac{L_x}{40} & \text{Pour une dall sur un seul appui.} \end{cases}$$

$L_x$  : la plus petite portée de panneau sollicité.

**Pour ce qui est de notre projet, nous avons trois types de dalles pleines.**

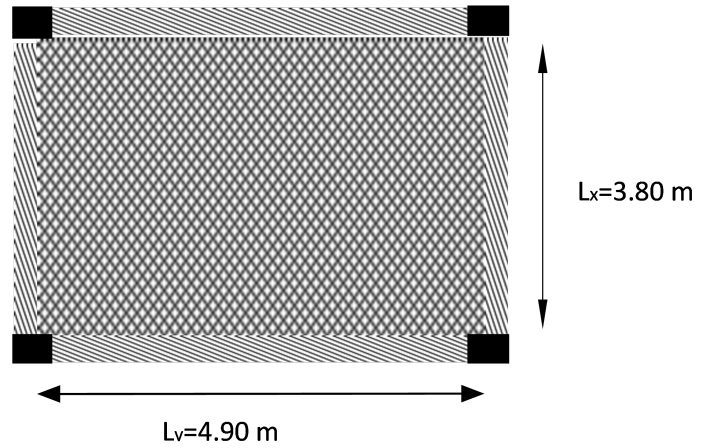
**(Dalle pleine sur quatre appuis)**

On a :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.90} = 0.78 > 0.4$

La dalle est porte selon deux sens (x et y)

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{380}{45} \leq e \leq \frac{380}{40}$$

$$\Rightarrow 8.44cm \leq e \leq 9.50cm$$



En prend  $e = 15cm$  pour tout les dalles pleines sur quatre appuis

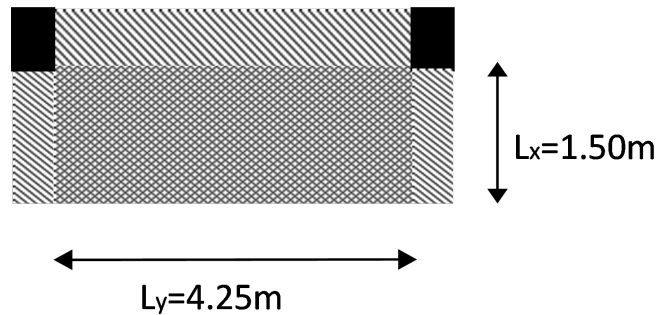
**(Dalle pleine sur trois appuis)**

On a :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{4.40} = 0.34 < 0.4$

La dalle est porte selon un sel sens (x)

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33cm \leq e \leq 3.75cm$$



En prend  $e = 15cm$  pour tout les dalles pleines sur trois appuis

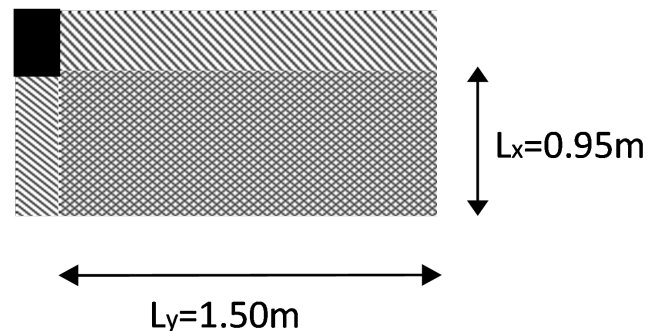
**(Dalle pleine sur deux appuis)**

On a :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.95}{1.50} = 0.63 > 0.4$

La dalle est porte selon deux sens (x et y)

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{95}{35} \leq e \leq \frac{95}{30}$$

$$\Rightarrow 2.71cm \leq e \leq 3.17cm$$



En prend  $e = 15cm$  pour tout les dalles pleines sur deux appuis

### 2.2.2 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

#### Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$h$  : hauteur de la poutre principales.

$$L_{max} = 610cm \implies \frac{610}{15} \leq h \leq \frac{610}{10} \implies 40.67cm \leq h \leq 61cm$$

(On opter pour  $h = 55cm$ )

Soit :  $h = 50cm$  ; et  $b = 30cm$ (largeur de la poutre)

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20cm & \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h \geq 30cm & \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.67 \leq 4 & \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

#### Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$h$  : hauteur de la poutre .

$$L_{max} = 510cm \implies \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \implies 34cm \leq h \leq 51cm$$

(On opter pour  $h = 40cm$ )

Soit :  $h = 40cm$  ; et  $b = 30cm$ (largeur de la poutre)

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20cm & \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h \geq 30cm & \dots\dots\dots \text{Vérfié} \dots\dots\dots (\text{RPA 99 Art.7.5.1}) \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 & \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right.$$

### 2.2.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinées à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

**Stabilité de forme (flambement) :**

**Résistance a la compression :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la

zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4cm \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale

à :

$h_e = 323cm$  Pour le RDC

$h_e = 408cm$  Pour 1<sup>er</sup> étage

$h_e = 323cm$  Pour étages courants

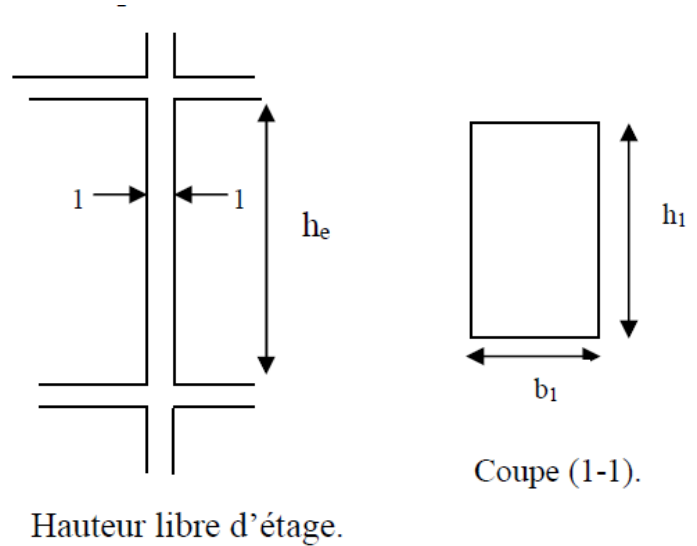


FIGURE 2.2 – Coupe du poteau

On adopte préalablement aux sections des poteaux :

$$\begin{cases} b_1 * h_1 = 30 * 50cm^2 \rightarrow \text{pour le S/SOL et RDC} \\ b_1 * h_1 = 30 * 40cm^2 \rightarrow \text{pour le 1}^{er}, 2^{eme} \text{ et } 3^{eme} \text{ étage} \\ b_1 * h_1 = 30 * 30cm^2 \rightarrow \text{pour le 4}^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} \text{ et } 8^{eme} \text{ étage} \end{cases}$$

Toutes les conditions du (RPA99 Art.7.4.1) pour tous les poteaux sont vérifiées.

**2.2.4 Les Voiles :**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

l'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

$$e \geq \max\left[\frac{h_e}{20}, 15cm\right]. \dots\dots\dots \text{RPA99 (article 7.7.1)}$$

Avec :  $\begin{cases} h_e : \text{hauteur libre d'étage.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$

On a :

$$h_e = 2.55m \text{ pour SS}$$

$$h_e = 3.23m \text{ pour RDC(terrasse accessible)}$$

$$h_e = 4.08m \text{ pour RDC}$$

$$h_e = 3.23m \text{ pour les étages courants.}$$

$$e \geq \max\left[\frac{255}{20}, 15cm\right] = 15cm \text{ (pour SS).}$$

$$e \geq \max\left[\frac{323}{20}, 15cm\right] = 16.3cm \text{ (pour RDC-terrasse accessible).}$$

$$e \geq \max\left[\frac{408}{20}, 15cm\right] = 20.4cm \text{ (pour RDC).}$$

$$e \geq \max\left[\frac{303}{20}, 15cm\right] = 16.3cm \text{ (pour Etages courants.).}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\begin{cases} e = 25cm \text{ pour le Sus-sol , RDC et Etage 1.} \\ e = 20cm \text{ pour les autres étages.} \end{cases}$$

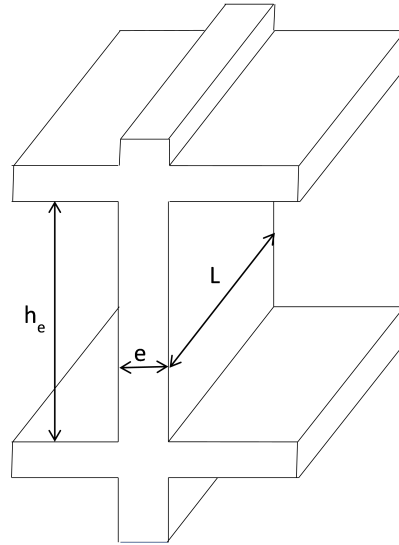


FIGURE 2.3 – coupe sur voile

### 2.2.5 Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droits, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

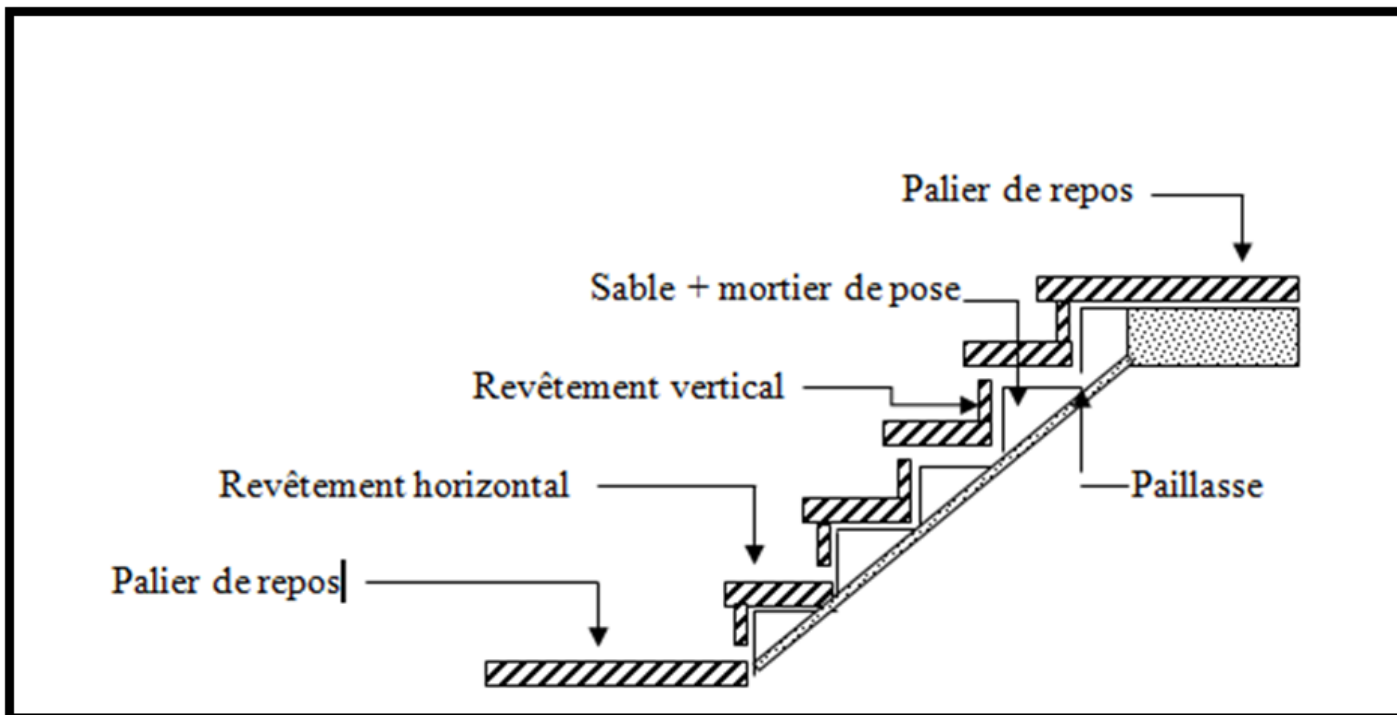


FIGURE 2.4 – Schéma de l'escalier

**La marche** : c'est une partie horizontale dans laquelle on pose les pieds.

**Le contre marche** : c'est une partie verticale « hauteur de la marche ».

**Le palier** : utilise généralement pour change la direction.

**La paillasse** : c'est la partie résistante d'un escalier sur laquelle sont réalisées les marches.

**Le palier de départ** : l'origine d'un escalier.

**Le giron** : c'est la largeur de la marche.

**L'embranchement** : la longueur de la marche.

**La poutre palière** : c'est une poutre attaché l'escalier avec le mur.

### Dimensionnement :

Pour déterminer  $\forall g$  et  $h$  on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$2h + g = m \quad \text{avec : } 58 \geq m \geq 65 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} & \text{avec : } n-1 : \text{Nombre de marches.} \\ h = \frac{H_0}{n} & \text{avec : } n : \text{Nombre de contremarches.} \end{cases}$$

Dans notre structure on a un seul type d'es-

calier il est constitué de :

- Un palier de repose
- Deux volées parallèles

$$h_e = 323 \text{ cm ,}$$

$$H_0 = \frac{h_e}{2} = 161.5 \text{ cm ,}$$

$$L_0 = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 2h + g = 66 \text{ cm}$$

On fixera  $h = 16.15 \text{ cm}$  ;

nombre de contre marche :

$$n = \frac{H_0}{h} = 10$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

on vérifie la relation de Blondel,

$$58 \geq 2h + g = 62.3 \geq 65 \text{ cm (cv)}$$

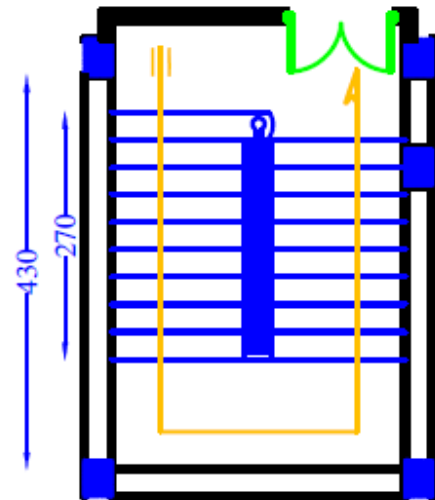


FIGURE 2.5 – Vie en plan de l'escalier

### Angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16.15}{30} = 0.538 \Rightarrow \alpha = 28.28^\circ$$

### Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} ; L_1 = \sqrt{(H_0)^2 + (L_0)^2} = 314.6 \text{ cm}$$

$$10.48 \leq e \leq 15.73 \text{ cm}$$

on prend :  $e = 15 \text{ cm}$

### 2.2.6 L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

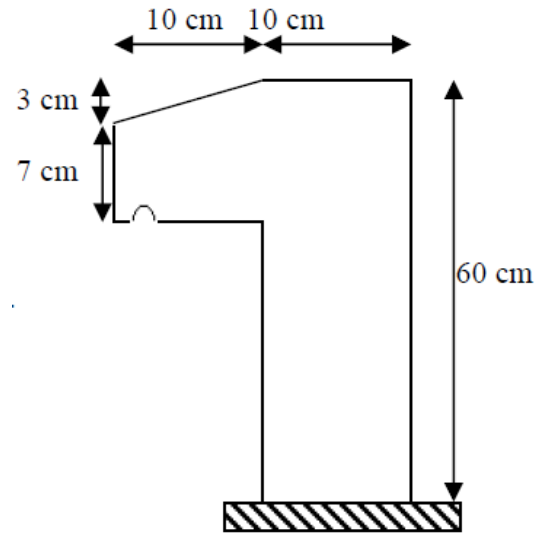


FIGURE 2.6 – coupe sur Acrotère

#### Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

## 2.3 Évaluation des charges et surcharges :

Évaluation des charges et surcharges se fait a partir du (DTR BC 2.2)

### 2.3.1 Évaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

Plancher terrasse inaccessible, plancher courant et plancher à usage de commerce :

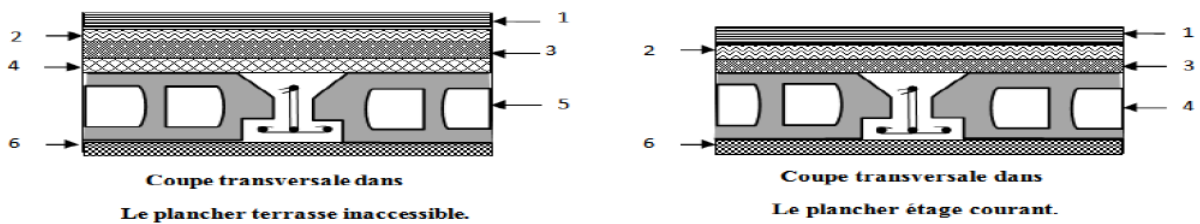


FIGURE 2.7 – coupe transversale sur les plancher en corps creux

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0,05	1	1
	Étanchéité multicouches	6	0,02	0,12	
	Forme de pente	22	0,1	2,2	
	Isolation thermique	4	0,04	0,16	
	Plancher à corps creux (20+4)			3,30	
	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Total</b>				<b>6,98</b>	<b>1</b>
Terrasse accessible	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44	4
	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	Plancher à corps creux (20+4)			3,30	
	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Total</b>				<b>6,00</b>	<b>4</b>
Etage Courant à usage d'habitation	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44	1,5
	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	Plancher à corps creux (20+4)			3,30	
	Cloison de distribution	10	0,13	1,3	
	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Total</b>				<b>6,00</b>	<b>1,5</b>
Etage Courant à usage de commerce	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44	2,5
	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	Plancher à corps creux (20+4)			3,30	
	Cloison de distribution	10	0,13	1,3	
	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Total</b>				<b>6,00</b>	<b>2,5</b>

TABLE 2.1 – Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers en corps creux :

plancher à dalle pleine :

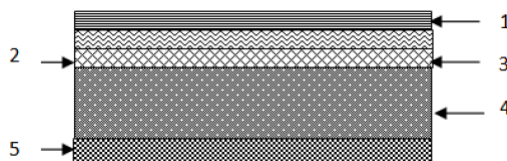


FIGURE 2.8 – Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine Axé principale	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44	4,0
	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	Dalle pleine	25	0,15	3,75	
	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Total</b>				<b>5,15</b>	<b>4,0</b>
Dalle pleine étage de commerce	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44	2,5
	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	Dalle pleine	25	0,15	3,75	
	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Total</b>				<b>5,15</b>	<b>2,5</b>
Dalle pleine balcon	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44	3,5
	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	Dalle pleine	25	0,15	3,75	
	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Total</b>				<b>5,15</b>	<b>3,5</b>

TABLE 2.2 – Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

2.3.2 Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

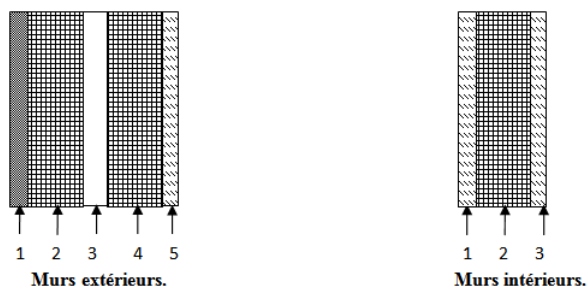


FIGURE 2.9 – Coupe transversale sur les murs extérieurs et intérieurs

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0,02	0,4	/
	Brique creuse	9	0,15	1,35	
	Lame d'aire		0,05	/	
	Brique creuse	9	0,1	0,9	
	Enduit de ciment	20	0,02	0,4	
<b>Total</b>				<b>3,05</b>	/
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	10	0,015	0,15	/
	Brique creuse	9	0,1	0,9	
	Enduit de ciment	20	0,02	0,4	
<b>Total</b>				<b>1,45</b>	/

TABLE 2.3 – Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des murs extérieurs et intérieurs :

2.3.3 Évaluation des charges et des surcharges des escaliers :

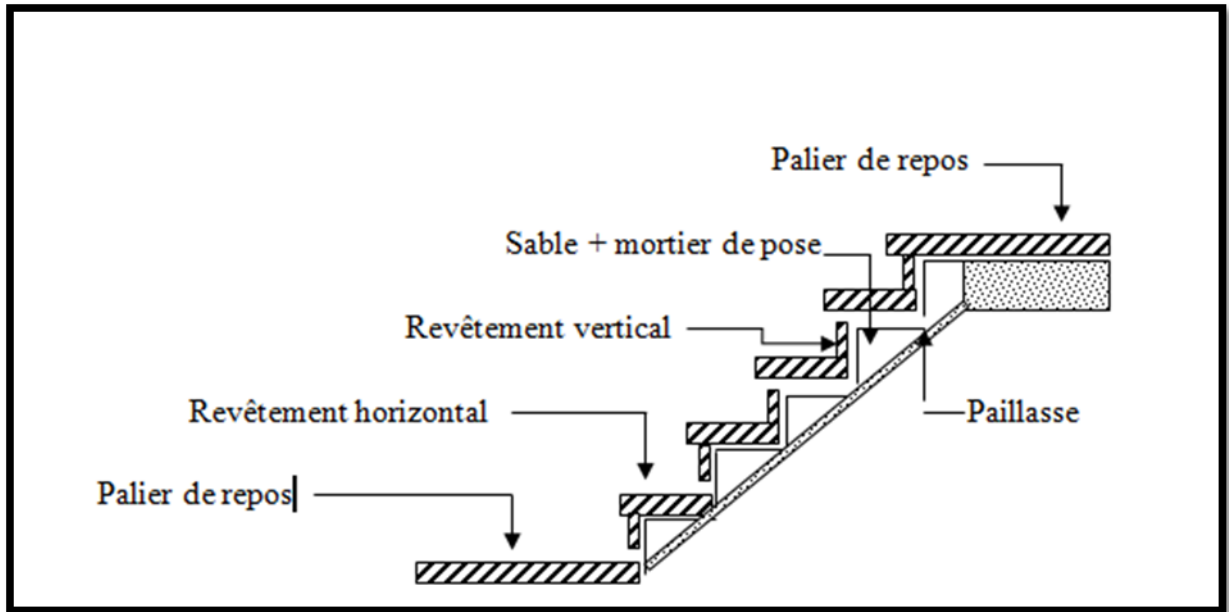


FIGURE 2.10 – coupe sur escalier

Paliers :

Élément	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
palier des escaliers à usage d'habitation	Revêtement carrelage			0.50	2.5
	Palier en béton armé	25	0.15	3.75	
	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
<b>Total</b>				4.45	2.5

TABLE 2.4 – Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers à usage d'habitation :

volées :

Le formule utilisée pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\frac{\gamma * e}{\cos\alpha}$

tel que :  $(\alpha = 28.28^\circ, h = 16.15\text{cm} \text{ et } g = 30\text{cm})$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids G (KN/ml)	Surcharge Q (KN/ml)
volées des escaliers à usage d'habitation	Revêtement carrelage			0.50	2.5
	Garde corps			0.42	
	marches en béton non armé	22	$\frac{0.1615}{2}$	1.77	
	volées en béton armé	25	$\frac{0.15}{\cos 28.28}$	4.26	
	Enduit en plâtre	10	$\frac{0.02}{\cos 28.28}$	0.23	
<b>Total</b>				7.16	2.5

TABLE 2.5 – Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées des escaliers à usage d'habitation :

### 2.3.4 Évaluation des charges et des surcharges de l'acrotère

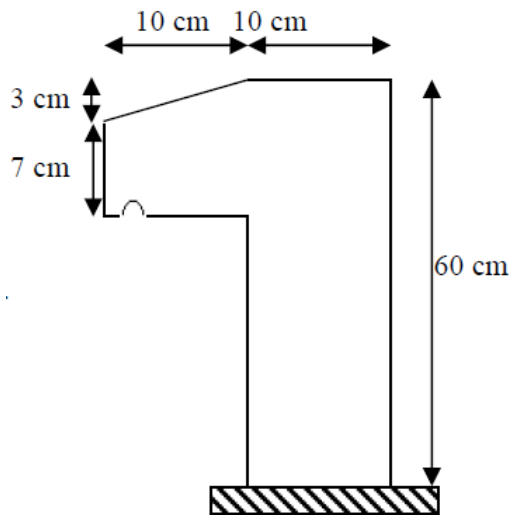


FIGURE 2.11 – coupe sur Acrotère

Élément	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Hauteurs (m)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/ml)	Surcharges Q (KN/ml)
acrotère	béton armé	25	0.6	0.1	1.725	1
	enduit ciment	20	0.6	0.03	0.36	
<b>Total</b>					2.085	1

TABLE 2.6 – Charges et surcharge de l’acrotère

$$Q_{acr} = 1KN/ml \text{ (DTR B.C.2.2)}$$

## 2.4 La descente de charge :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l’étage le plus haut. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- Charge permanente ”G”
- Charge d’exploitation ”Q”

### 2.4.1 La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Elles s’appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C’est le cas de bâtiments à usage d’habitation ou d’hébergement :

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse  $Q_0$ .
- Sous dernier étage  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous étage immédiatement inférieur  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ .
- Sous troisième étage  $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Sous le cinquième étage et les suivants  $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

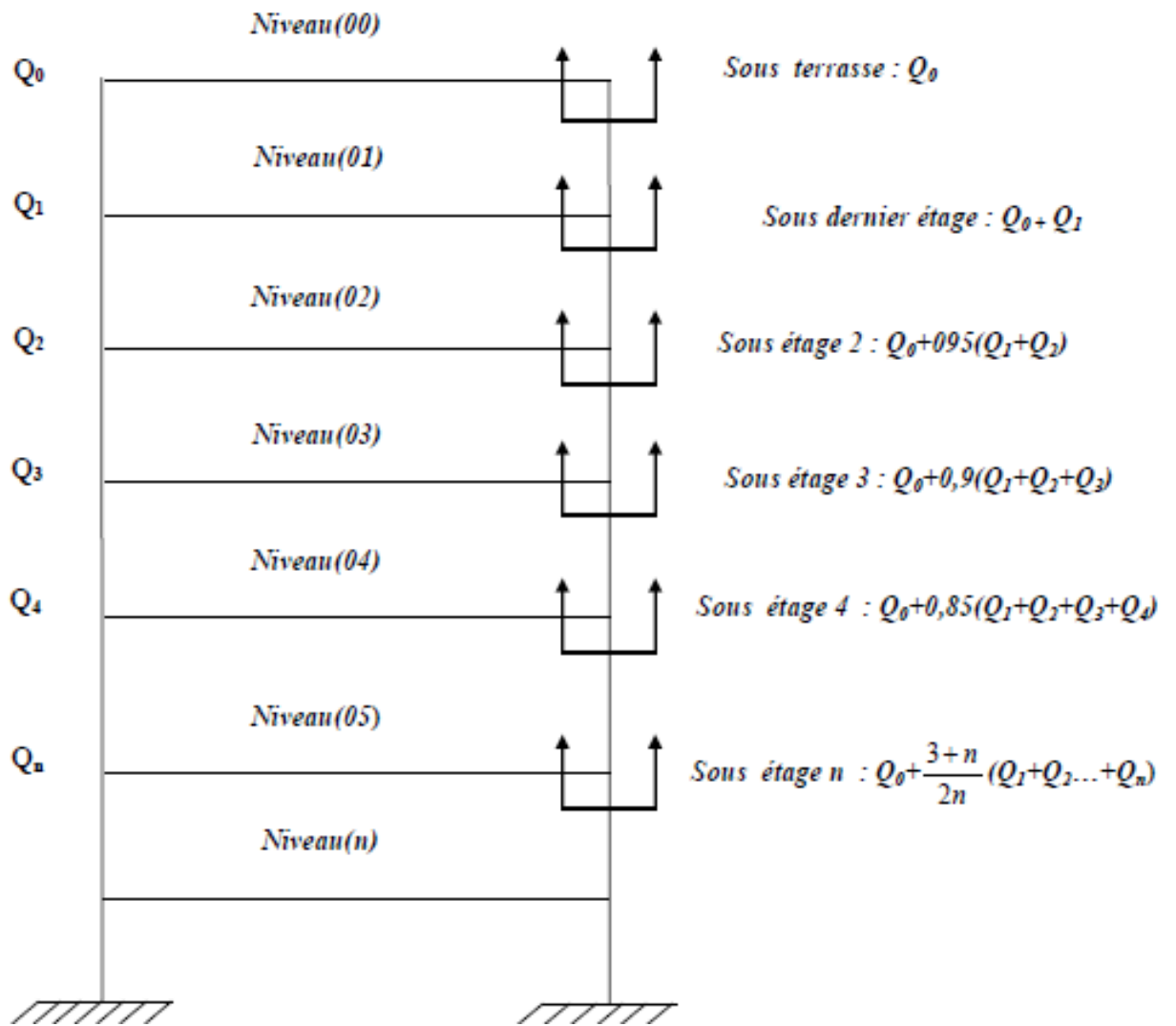


FIGURE 2.12 – La digression des charges

Disposition des poteaux a études :

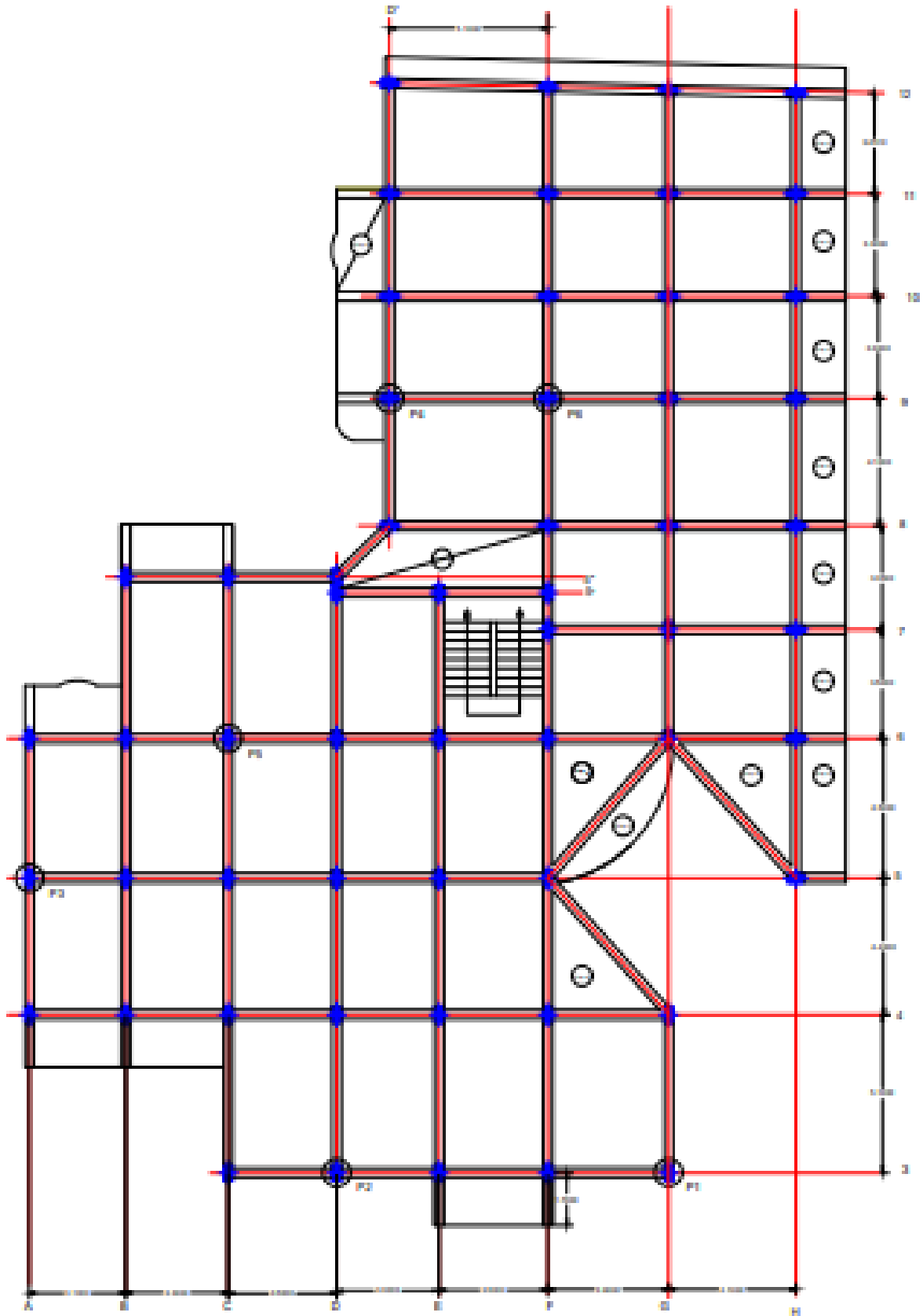


FIGURE 2.13 – Disposition des poteaux a études

Descente des charges - Poteau d'angle P1 :

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (00)	Plancher terrasse(20+4)	4,32		30,15	4,32
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Acrotère		4,5	9,38	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>62,10</b>	<b>4,32</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0</math></b>					<b>4,32</b>
Niveau (01)	Venant de Niveau (00)			62,10	
	Plancher étage (20+4)	4,32		25,92	6,48
	Mur extérieur	11,53		35,15	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>145,75</b>	<b>6,48</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + Q_1</math></b>					<b>10,80</b>
Niveau (02)	Venant de Niveau (01)			145,75	
	Plancher étage (20+4)	4,32		25,92	6,48
	Mur extérieur	11,53		35,15	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>229,39</b>	<b>6,48</b>
<b>La dégression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)</math></b>					<b>20,74</b>
Niveau (03)	Venant de Niveau (02)			229,39	
	Plancher étage (20+4)	4,32		25,92	6,48
	Mur extérieur	11,53		35,15	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>313,03</b>	<b>6,48</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)</math></b>					<b>38,53</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (04)	Venant de Niveau (03)			313,03	
	Plancher étage (20+4)	4,32		25,92	6,48
	Mur extérieur	11,53		35,15	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>396,67</b>	<b>6,48</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)</math></b>					<b>26,35</b>
Niveau (05)	Venant de Niveau (04)			396,67	
	Plancher étage (20+4)	4,32		25,92	6,48
	Mur extérieur	11,53		35,15	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>482,74</b>	<b>6,48</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+5)}{2*5}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)</math></b>					<b>30,24</b>
Niveau (06)	Venant de Niveau (05)			482,74	
	Plancher étage (20+4)	4,32		25,92	6,48
	Mur extérieur	11,53		35,15	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>568,80</b>	<b>6,48</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+6)}{2*6}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)</math></b>					<b>33,48</b>
Niveau (07)	Venant de Niveau (06)			568,80	
	Plancher étage (20+4)	4,32		25,92	6,48
	Mur extérieur	11,53		35,15	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,8	5,40	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>654,86</b>	<b>6,48</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+7)}{2*7}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)</math></b>					<b>36,72</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (08)	Venant de Niveau (07)			654,86	
	Plancher étage (20+4)	8,88		53,28	13,32
	Mur extérieur	11,53		32,85	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,7	11,10	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	4,05	15,19	
<b>Total</b>				<b>777,18</b>	<b>13,32</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+8)}{2*8}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$					<b>44,66</b>
Niveau (09)	Venant de Niveau (08)			777,18	
	Plancher étage (20+4)	8,88		53,28	22,20
	Mur extérieur	14,97		42,66	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,7	11,10	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	2,55	9,56	
<b>Total</b>				<b>903,69</b>	<b>22,20</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+9)}{2*9}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$					<b>58,24</b>
<b>Nu=1,35G+1,5Q</b>		<b>1307,34</b>			

TABLE 2.7 – Descente des charges - Poteau d'angle P1

Descente des charges - Poteau de Rive P2 :

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (00)	Plancher terrasse	7,44		51,93	7,44
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,1	9,30	
	Acrotère		3,4	7,09	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>85,49</b>	<b>7,44</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0</math></b>					<b>7,44</b>
Niveau (01)	Venant de Niveau (00)			85,49	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		26,76	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>183,35</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + Q_1</math></b>					<b>18,60</b>
Niveau (02)	Venant de Niveau (01)			183,35	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		26,76	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>281,22</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)</math></b>					<b>28,64</b>
Niveau (03)	Venant de Niveau (02)			281,22	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		26,76	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>379,08</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)</math></b>					<b>37,57</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (04)	Venant de Niveau (03)			379,08	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		26,76	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>476,95</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)</math></b>					<b>45,38</b>
Niveau (05)	Venant de Niveau (04)			476,95	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		26,76	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>577,24</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+5)}{2*5}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)</math></b>					<b>52,08</b>
Niveau (06)	Venant de Niveau (05)			577,24	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		26,76	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>677,52</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+6)}{2*6}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)</math></b>					<b>57,66</b>
Niveau (07)	Venant de Niveau (06)			677,52	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		26,76	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>777,81</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+7)}{2*7}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)</math></b>					<b>63,24</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (08)	Venant de Niveau (07)			777,81	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	11,16
	Mur extérieur	8,77		25,00	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	3,23	12,11	
<b>Total</b>				<b>878,77</b>	<b>11,16</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+8)}{2*8}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$					<b>68,82</b>
Niveau (09)	Venant de Niveau (08)			878,77	
	Plancher étage (20+4)	7,44		44,64	18,60
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	2,4	9,90	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	2,55	9,56	
<b>Total</b>				<b>952,17</b>	<b>18,60</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+9)}{2*9}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$					<b>79,36</b>
<b>Nu=1,35G+1,5Q</b>		<b>1404,47</b>			

TABLE 2.8 – Descente des charges - Poteau de Rive P2

Descente des charges - Poteau de Rive P3 :

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (00)	Plancher terrasse	6,02		42,02	6,02
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Acrotère		4,45	9,28	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>79,88</b>	<b>6,02</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0</math></b>					<b>6,02</b>
Niveau (01)	Venant de Niveau (00)			79,88	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	9,03
	Mur extérieur	11,47		34,98	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>179,57</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + Q_1</math></b>					<b>15,05</b>
Niveau (02)	Venant de Niveau (01)			179,57	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	9,03
	Mur extérieur	11,47		34,98	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>279,25</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)</math></b>					<b>23,18</b>
Niveau (03)	Venant de Niveau (02)			279,25	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	9,03
	Mur extérieur	11,47		34,98	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>378,93</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)</math></b>					<b>30,40</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (04)	Venant de Niveau (03)			378,93	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	9,03
	Mur extérieur	11,47		34,98	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>478,61</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)</math></b>					<b>36,72</b>
Niveau (05)	Venant de Niveau (04)			478,61	
	Plancher étage (20+4)	6,02		37,63	9,03
	Mur extérieur	11,47		34,98	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>582,22</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+5)}{2*5}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)</math></b>					<b>42,14</b>
Niveau (06)	Venant de Niveau (05)			582,22	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	9,03
	Mur extérieur	11,47		34,98	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>684,33</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+6)}{2*6}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)</math></b>					<b>46,66</b>
Niveau (07)	Venant de Niveau (06)			684,33	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	9,03
	Mur extérieur	11,47		71,67	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>823,13</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+7)}{2*7}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)</math></b>					<b>51,17</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (08)	Venant de Niveau (07)			823,13	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	9,03
	Mur extérieur	11,47		32,68	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	3,23	12,11	
<b>Total</b>				<b>925,36</b>	<b>9,03</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+8)}{2*8}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$					<b>55,69</b>
Niveau (09)	Venant de Niveau (08)			925,36	
	Plancher étage (20+4)	6,02		36,12	15,05
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	4,15	17,12	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	1,4	4,20	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	2,55	9,56	
<b>Total</b>				<b>992,36</b>	<b>15,05</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+9)}{2*9}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$					<b>64,21</b>
<b>Nu=1,35G+1,5Q</b>		<b>1436,01</b>			

TABLE 2.9 – Descente des charges - Poteau de rive P3

Descente des charges - Poteau de rive P4 :

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (00)	Plancher terrasse	8,40		58,63	8,40
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Acrotère		5,2	10,84	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>123,32</b>	<b>22,58</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0</math></b>					<b>22,58</b>
Niveau (01)	Venant de Niveau (00)			123,32	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	9,38		28,61	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>256,18</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + Q_1</math></b>					<b>49,35</b>
Niveau (02)	Venant de Niveau (01)			256,18	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	9,38		28,61	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>389,04</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)</math></b>					<b>73,45</b>
Niveau (03)	Venant de Niveau (02)			389,04	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	9,38		28,61	

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>521,90</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)</math></b>					<b>94,87</b>
Niveau (04)	Venant de Niveau (03)			521,90	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	9,38		28,61	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>654,76</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)</math></b>					<b>113,61</b>
Niveau (05)	Venant de Niveau (04)			654,76	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	9,38		28,61	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 40) cm <sup>2</sup>	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>790,04</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+5)}{2*5}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)</math></b>					<b>129,68</b>
Niveau (06)	Venant de Niveau (05)			790,04	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	9,38		28,61	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 40) cm <sup>2</sup>	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>925,32</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+6)}{2*6}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)</math></b>					<b>143,06</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (07)	Venant de Niveau (06)			925,32	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	9,38		28,61	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 40) cm <sup>2</sup>	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>1060,60</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+7)}{2*7}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$					<b>156,45</b>
Niveau (08)	Venant de Niveau (07)			1060,60	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	12,60
	Balcon	4,05		20,86	14,18
	Mur extérieur	12,25		34,91	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	4,05	15,19	
<b>Total</b>				<b>1207,69</b>	<b>26,78</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+8)}{2*8}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$					<b>169,84</b>
Niveau (09)	Venant de Niveau (08)			1207,69	
	Plancher étage (20+4)	8,40		50,40	21,00
	Mur extérieur	7		19,95	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,165	3,4	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,9	11,70	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	2,55	9,56	
<b>Total</b>				<b>1313,32</b>	<b>21,00</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+9)}{2*9}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$					<b>179,38</b>
<b>Nu=1,35G+1,5Q</b>		<b>2042,05</b>			

TABLE 2.10 – Descente des charges - Poteau de Rive P4

Descente des charges - Poteau Central P5 :

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (00)	Plancher terrasse	14,26		99,53	14,26
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>135,08</b>	<b>14,26</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0</math></b>					<b>14,26</b>
Niveau (01)	Venant de Niveau (00)			135,08	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>391,26</b>	<b>21,39</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + Q_1</math></b>					<b>35,65</b>
Niveau (02)	Venant de Niveau (01)			391,26	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>512,36</b>	<b>21,39</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)</math></b>					<b>54,90</b>
Niveau (03)	Venant de Niveau (02)			512,36	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	<b>Poteau (30 x 30) cm2</b>	<b>0,09</b>	<b>3,23</b>	<b>7,27</b>	
<b>Total</b>				<b>633,46</b>	<b>97,68</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)</math></b>					<b>140,67</b>
Niveau (04)	Venant de Niveau (03)			633,46	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 30) cm2	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>754,56</b>	<b>21,39</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)</math></b>					<b>151,83</b>
Niveau (05)	Venant de Niveau (04)			754,56	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>878,09</b>	<b>21,39</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+5)}{2*5}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)</math></b>					<b>160,85</b>
Niveau (06)	Venant de Niveau (05)			878,09	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	0,24	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>982,88</b>	<b>21,39</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+6)}{2*6}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)</math></b>					<b>167,73</b>
Niveau (07)	Venant de Niveau (06)			982,88	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 40) cm2	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>1106,40</b>	<b>21,39</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+7)}{2*7}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)</math></b>					<b>175,70</b>
Niveau (08)	Venant de Niveau (07)			1106,40	21,39
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm2	0,17	4,60	18,98	
	Gps (40 x 30) cm2	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 50) cm2	0,15	4,08	15,30	
<b>Total</b>				<b>1235,54</b>	<b>21,39</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+8)}{2*8}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$					<b>184,36</b>
Niveau (09)	Venant de Niveau (08)			1235,54	35,65
	Plancher étage (20+4)	14,26		85,56	
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	4,50	18,56	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	3,1	9,30	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	2,55	9,56	
<b>Total</b>				<b>1358,52</b>	<b>35,65</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+9)}{2*9}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$					<b>202,97</b>
<b>Nu=1,35G+1,5Q</b>					<b>2138,46</b>

TABLE 2.11 – Descente des charges - Poteau Central P5

Descente des charges - Poteau Central P6 :

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (00)	Plancher terrasse	14,28		99,67	14,28
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>133,57</b>	<b>14,28</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0$					<b>14,28</b>
Niveau (01)	Venant de Niveau (00)			133,57	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>386,71</b>	<b>21,42</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + Q_1$					<b>35,70</b>
Niveau (02)	Venant de Niveau (01)			386,71	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	G (KN)	Q (KN)
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>506,28</b>	<b>21,42</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)</math></b>					<b>54,98</b>
Niveau (03)	Venant de Niveau (02)			506,28	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>625,85</b>	<b>97,82</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)</math></b>					<b>140,87</b>
Niveau (04)	Venant de Niveau (03)			625,85	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 30) cm <sup>2</sup>	0,09	3,23	7,27	
<b>Total</b>				<b>745,42</b>	<b>21,42</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)</math></b>					<b>152,05</b>
Niveau (05)	Venant de Niveau (04)			745,42	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 40) cm <sup>2</sup>	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>867,42</b>	<b>21,42</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+5)}{2*5}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)</math></b>					<b>161,08</b>
Niveau (06)	Venant de Niveau (05)			867,42	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	0,24	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 40) cm <sup>2</sup>	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>975,63</b>	<b>21,42</b>
<b>La digression des charges d'exploitation <math>Q_0 + \frac{(3+6)}{2*6}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)</math></b>					<b>167,97</b>

Niveau	Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Longeur (m)	G (KN)	Q (KN)
Niveau (07)	Venant de Niveau (06)			975,63	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 40) cm <sup>2</sup>	0,12	3,23	9,69	
<b>Total</b>				<b>1097,62</b>	<b>21,42</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+7)}{2*7}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$					<b>175,95</b>
Niveau (08)	Venant de Niveau (07)			1097,62	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	21,42
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	4,08	15,30	
<b>Total</b>				<b>1225,23</b>	<b>21,42</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+8)}{2*8}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$					<b>184,61</b>
Niveau (09)	Venant de Niveau (08)			1225,23	
	Plancher étage (20+4)	14,28		85,68	35,70
	Gpp (55 x 30) cm <sup>2</sup>	0,17	3,40	14,03	
	Gps (40 x 30) cm <sup>2</sup>	0,12	4,2	12,60	
	Poteau (30 x 50) cm <sup>2</sup>	0,15	2,55	9,56	
<b>Total</b>				<b>1347,10</b>	<b>35,70</b>
<b>La digression des charges d'exploitation</b> $Q_0 + \frac{(3+9)}{2*9}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$					<b>203,25</b>
<b>Nu=1,35G+1,5Q</b>		<b>2123,46</b>			

TABLE 2.12 – Descente des charges - Poteau Central P6

### 2.4.2 Vérification des sections du poteaux :

L'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \geq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (C.B.A.93.B.8.4.1page156).$$

Avec :

$A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en  $mm^2$ ).

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en  $cm^2$ ).

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier (en  $MPa$ ).

$N_u$  : Effort normal (en  $N$ ).

$\gamma_s = 1$  ;  $\gamma_b = 1.15$  ;  $K = 1.1$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- On à  $N_u$  connu, et on recherche de  $B$  (section de poteau).
- On peut prendre  $\frac{A}{B_r} = 1$ , (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions rectangulaire de cotés  $\ll b_1$  et  $h_1 \gg$ .
- $L_f = 0.7L_0 \implies \alpha = 0.708$ .

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L_0$  : Longueur du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

$i$  : Rayon de giration

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$     On prend     $A_s = 1\% \times B_r$

$$B_r \geq B_c = \frac{k \times N_u}{\alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (b_1 - 2cm) \times (h_1 - 2cm)$$

Vérification de section du poteau le plus sollicité P5 :

Niv	Section	$B$ ( $m^2$ )	$B_r$ ( $m^2$ )	$L_0$ ( $m$ )	$L_f$ ( $m$ )	$I$ ( $m^4$ )	$i$ ( $m$ )	$\lambda$	$\alpha$
8 <sup>eme</sup> étage	0,30*0,30	0,0900	0,0784	3,23	2,26	0,000675	0,0866	26,1078	0,7649
7 <sup>eme</sup> étage	0,30*0,30	0,0900	0,0784	3,23	2,261	0,000675	0,0866	26,1078	0,7649
6 <sup>eme</sup> étage	0,30*0,30	0,0900	0,0784	3,23	2,261	0,000675	0,0866	26,1078	0,7649
5 <sup>eme</sup> étage	0,30*0,30	0,0900	0,0784	3,23	2,261	0,000675	0,0866	26,1078	0,7649
4 <sup>eme</sup> étage	0,30*0,30	0,0900	0,0784	3,23	2,261	0,000675	0,0866	26,1078	0,7649
3 <sup>eme</sup> étage	0,30*0,40	0,1200	0,1064	3,23	2,261	0,001600	0,1155	19,5808	0,7999
2 <sup>eme</sup> étage	0,30*0,40	0,1200	0,1064	3,23	2,261	0,001600	0,1155	19,5808	0,7999
1 <sup>er</sup> étage	0,30*0,40	0,1200	0,1064	3,23	2,261	0,001600	0,1155	19,5808	0,7999
RDC	0,30*0,50	0,1500	0,1344	4,08	2,856	0,003125	0,1443	19,7869	0,7989
SOUS/SOL	0,30*0,50	0,1500	0,1344	2,55	1,785	0,003125	0,1443	12,3668	0,8293

Niveau	G (MN)	Q (MN)	Nu (MN)	$\alpha$	Bc ( $m^2$ )	Br ( $m^2$ )	vérif Br $\geq$ Bc	Section adopté	Br ( $m^2$ )	vérif Br $\geq$ Bc
8 <sup>eme</sup> étage	0,135	0,014	0,204	0,7649	0,0133	0,0784	Vérifiée			
7 <sup>eme</sup> étage	0,391	0,036	0,582	0,7649	0,0380	0,0784	Vérifiée			
6 <sup>eme</sup> étage	0,512	0,055	0,774	0,7649	0,0506	0,0784	Vérifiée			
5 <sup>eme</sup> étage	0,633	0,141	1,066	0,7649	0,0697	0,0784	Vérifiée			
4 <sup>eme</sup> étage	0,755	0,152	1,246	0,7649	0,0815	0,0784	Vérifiée			
3 <sup>eme</sup> étage	0,878	0,161	1,427	0,7999	0,0892	0,1064	Vérifiée			
2 <sup>eme</sup> étage	0,983	0,168	1,578	0,7999	0,0987	0,1064	Vérifiée			
1 <sup>er</sup> étage	1,106	0,176	1,757	0,7999	0,1099	0,1064	N.Vérifiée	0,30*0,50	0,1344	Vérifiée
RDC	1,236	0,184	1,945	0,7989	0,1217	0,1344	Vérifiée			
SOUS/SOL	1,359	0,203	2,138	0,8293	0,1290	0,1344	Vérifiée			

TABLE 2.13 – Vérification de la section du poteau Central P5

# Chapitre 3

## Calcul des éléments secondaires

### 3.1 L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max(F_p, F_q) \text{ avec } : F_p = 4AC_p W_p \dots\dots\dots (\text{RPA 99 version 2003 page 43}).$$

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

$F_q$  : la poussée horizontale  $F_q = 1 \text{ kN/ml}$ .

Le calcul est effectué sur une bande de 1 m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

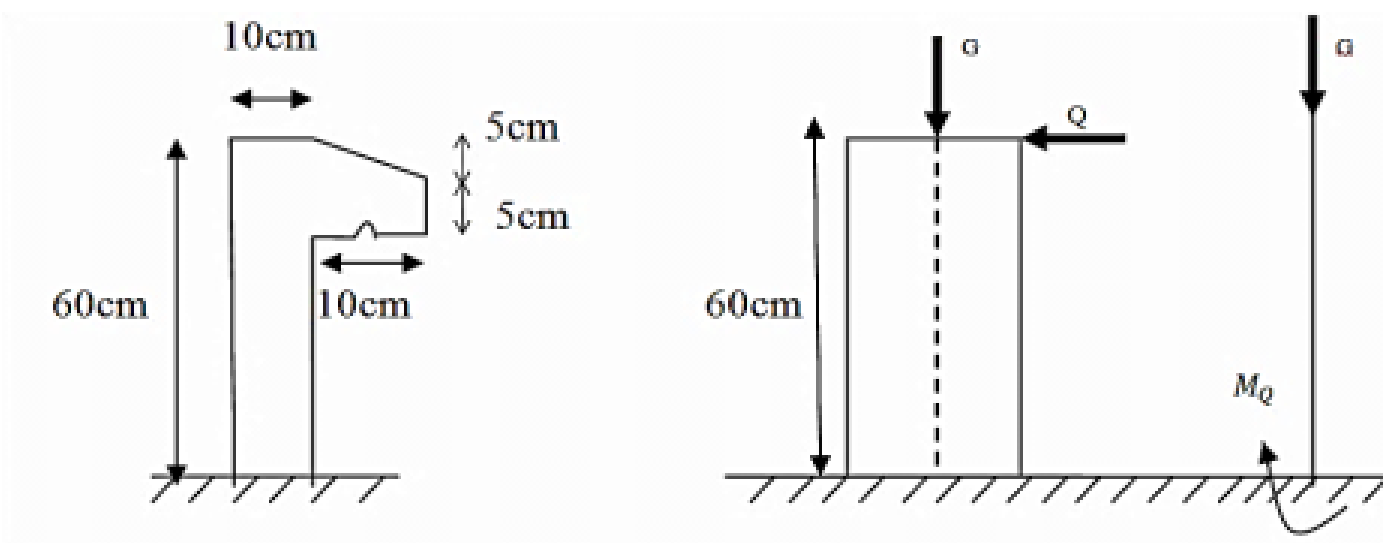


FIGURE 3.1 – L'acrotère

### 3.1.1 Calcul des sollicitations :

- Poids propre :  $W_p = 2.085 \text{ kN/ml}$
- La surcharge d'exploitation :  $Q = \max(F_p, 1.5F_q)$ .
- $F_q = 1 \text{ kN/ml}$  : poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$  : la force sismique.

Groupe usage 2, zone II.

$A = 0.15, C_p = 0.8$  ..... (RPA99/V2003 page 43, élément en console)

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 208.5 = 1 \text{ kN/ml}$

$F_p = 1 \text{ kN} < 1.5F_q = 1.5 \text{ kN}$

On considère la surcharge :  $Q = F_q = 1 \text{ kN}$

Si  $F_p > 1.5F_q$  un calcul à l'état limite accidentel est obligatoire sous  $F_p$ .

#### Combinaisons d'actions :

**A l'ELU** :  $M_u = 1.5 \times M_Q = 0.9 \text{ kN.m}$  ;  $N_u = 1.35 \times N_G = 2.33 \text{ kN}$  ;  $T_u = 1.5 \text{ kN}$

**A l'ELS** :  $M_{ser} = M_Q = 0.6 \text{ kN.m}$  ;  $N_{ser} = N_G = 1.725 \text{ kN}$

Avec :  $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$

Le calcul se fait à la flexion composée avec un effort de compression. Il apparait un risque de flambement ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué .

#### Calcul à l'ELU de stabilité de forme :

##### Sollicitations à considérer :

L'excentricité totale de calcul.  $e = e_1 + e_a + e_2$ . On définit :

$L = 0.6 \text{ m}$  : longueur réelle de l'acrotère.

$L_f = 2 \times L = 1.2 \text{ m}$  : longueur de flambement de l'acrotère.

$h = 0.10 \text{ m}$  : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$e_1$  : excentricité dite de premier ordre.

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 39 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \phi) = 0.86 \text{ cm} \text{ Avec :}$$

$\alpha$  : le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients  $\gamma$ .

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{ou : } \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) \implies \alpha = 0$$

$\phi$  : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max[2 \text{ cm}; L/250] = 2 \text{ cm}$$

$$e = 39 + 2 + 0.86 = 41.86 \text{ cm}$$

Donc le moment devient :  $M_u = e \times N_u = 41.86 \times 2.33 \times 10^{-2} = 0.975 \text{ kN.m}$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{2.33 \times 10^{-3}}{0.1 \times 1 \times 14.2} = 0.00164$$

$\psi_1 \leq 0.81$  On détermine l'excentricité critique relative  $\xi$  :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0.167$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 1.67 \text{ cm}$$

$e > e_{Nc}$  la section est partiellement comprimée et l'ELU peut ne pas être atteint (avec faible efforts).

On calcule le moment de flexion fictif ( $M_{uf}$ ), par rapport aux armatures tendues :

$$M_{ufictif} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 0.975 + 1.725(0.09 - 0.05) = 1.069 \text{ kN.m}$$

### 3.1.2 Ferrailage

#### Armatures principales :

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple sous le moment  $M_{uf}$  :

$$\mu = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.0093 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_{s_{fictif}} = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0117$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.0895$$

$$A_{s_{fictif}} = \frac{M_{ufictif}}{z \times \sigma_s} = 0.3429 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures de la section soumise à la F.C. :

$$A'_{s_{reelle}} = A'_{s_{fictif}} = 0$$

$$A_{s_{reelle}} = A_{s_{fictif}} - \frac{N_u}{\gamma_s} = 0.276 \text{ cm}^2$$

#### Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} \geq \max\left[\frac{b \times h}{1000}; 0.23b \times d \times f_{t28}/f_e\right] = \max[1; 1.087] = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{reelle}} < A_{s_{min}}$$

On adopte :  $5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

#### Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 . \text{ Donc on adopte : } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

#### Espacement des armatures :

##### — Espacement des armatures principales :

$$s_t \leq \min[3h; 33cm]$$

$$s_t = 25cm \leq 30cm \dots\dots\dots CV$$

##### — Espacement des armatures de répartition :

$$s_t \leq \min[4h; 45cm]$$

$$s_t = 18cm \leq 40cm \dots\dots\dots CV$$

**3.1.3 Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right] = \min[2.13; 4] = 2.13 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 90} = 0.0167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.13 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 35 \text{ cm} > h/6$$

Donc : il ya fort chance que la section et partiellement comprimé.

**Vérification d'une SPC :**

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

$$c = \frac{h}{2} - e = -30 \text{ cm}$$

$$P = -3c^2 - 90A'_s \frac{c-d'}{b} + 90A_s \frac{d-c}{b} = -2611.90 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} = 50564.06 \text{ cm}^3$$

On résout l'équation du 3<sup>eme</sup> degré :

$$z^3 + p * z + q = 0$$

On calcule :  $\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -83044363.8$

$$\Delta < 0 : \varphi = \text{Arc cos}\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 169.78^\circ \text{ avec } \varphi \text{ en degré.}$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 59.01 \text{ cm}$$

$$z_1 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 32.5 \text{ cm}; z_2 = \text{acos}\left(120^\circ + \frac{\varphi}{3}\right) = -58.9 \text{ cm}; z_3 = \text{acos}\left(240^\circ + \frac{\varphi}{3}\right) = 26.4 \text{ cm.}$$

$$y - ser1 = z_1 + c = 2.5 \text{ cm}$$

$$y - ser2 = z_2 + c = -88.9 \text{ cm}$$

$$y - ser3 = z_3 + c = -3.58 \text{ cm}$$

On choisit parmi les 3 solutions celle qui donne :  $0 \leq y_{ser} = 2.5 \text{ cm} \leq d$  avec  $z = 32.5 \text{ cm}$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = b \times \frac{y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = 2111.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = 15 \times z \times N_{ser}(d - y_{ser})/I = 25.26 \text{ MPa} > 0 \rightarrow \text{SPC}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2f_e/3; \max(f_e/2; 110\mu f_{tj})) \text{ avec } \mu = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$\sigma_{bc} = z \times N_{ser} * y_{ser}/I = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Pour équilibré la force sismique on dispose le même ferrailage pour les deux faces.

### 3.1.4 Schéma de ferrailage :

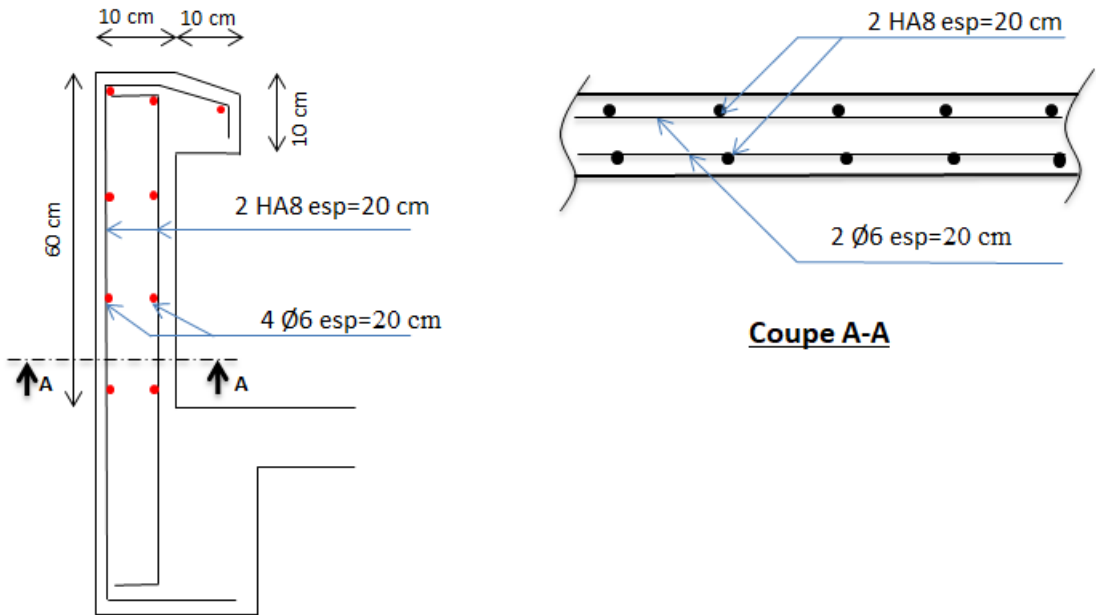


FIGURE 3.2 – Schéma de ferrailage de l’acrotère

## 3.2 Escalier :

### 3.2.1 Sollicitations aux états limites :

Schéma statique :

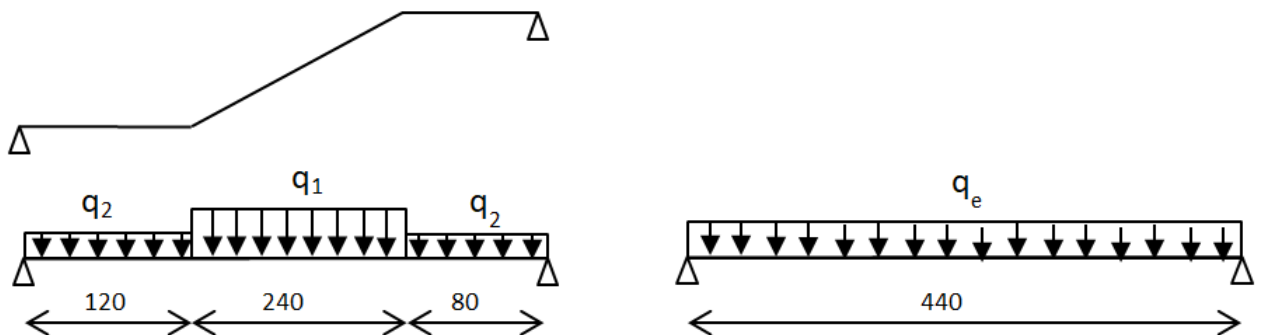


FIGURE 3.3 – Schéma statique d’escalier

**E.L.U :**

- Paillasse :  $q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 7.16 + 1.5 \times 2.5 = 13.42 \text{ kN/m}$
- Palier :  $q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 4.45 + 1.5 \times 2.5 = 9.76 \text{ kN/m}$

**E.L.S :**

— Paillasse :  $q_{ser1} = G_1 + Q = 7.16 + 2.5 = 9.66 \text{ kN/m}$

— Palier :  $q_{ser2} = G_2 + Q = 4.45 + 2.5 = 6.95 \text{ kN/m}$

$q_1$  et  $q_2$  ne sont pas proches : la charge équivalente :  $q_e = \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i}$

$$q_{eu} = \frac{9.76 \times 1.20 + 13.42 \times 2.40 + 9.76 \times 0.80}{4.40} = 11.76 \text{ kN/m}$$

$$q_{eser} = \frac{6.95 \times 1.20 + 9.66 \times 2.40 + 6.95 \times 0.80}{4.40} = 8.43 \text{ kN/m}$$

$$M_o = q_e \times \frac{l^2}{8}; M_t = 0.8M_o; M_a = 0.4M_o; T = q_e \times \frac{l}{2}$$

$$M_{ou} = q_{eu} \times \frac{l^2}{8} = 28.46 \text{ kN.m}; M_{tu} = 0.8M_{ou} = 22.77 \text{ kN.m}; M_{au} = 0.4M_{ou} = 11.38 \text{ kN.m}; T = q_{eu} \times \frac{l}{2} = 25.87 \text{ kN.}$$

$$M_{oser} = q_{eser} \times \frac{l^2}{8} = 20.40 \text{ kN.m}; M_{tser} = 0.8M_{oser} = 16.32 \text{ kN.m}; M_{aser} = 0.4M_{oser} = 8.16 \text{ kN.m}$$

**3.2.2 Calcul des armatures à l'ELU de résistance :**

Le calcul se fait par tranche de 1m de largeur.

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; d = 45 - 3 = 42 \text{ cm.}$$

$$\mu_l = 0.391; \mu = \frac{M_{u\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 0,8\alpha$$

si  $\mu \leq \mu_l : A'_s = 0$

si  $\mu > \mu_l : A'_s = \beta'_u \frac{(b \times d \times f_{bc})}{\sigma'_s}$ ; avec :  $A_s = A'_s + \beta_u \frac{(b \times d \times f_{bc})}{\sigma_s}$ ;  $A_{s\min}(CNF) = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Section	$M_u$ (kN.m)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\min}$ (CNF) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	22,77	100	13,3	0,0907	0,119	0,095	0	5,17	1,61	5HA14=7,70
Appui	11,38	100	13,3	0,0453	0,058	0,046	0	2,52	1,61	5HA10=3.93

**3.2.3 Vérification à l'ELS :**

comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier FeE400, il reste donc à vérifier :  $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 14.2 \text{ MPa}$

On peut ne pas effectuer cette vérification si :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$

$\alpha = (0.119 \text{ en travée et } 0.058 \text{ sur appui}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \text{ (C.V)}$

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

**Vérification de la flèche :**

$$\begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{4.40} = 0.0341 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{0.15}{4.40} = 0.0341 \geq \frac{0.8M_0}{10M_0} = 0.08 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{A_s}{b \times d} &\geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.7}{100 \times 13.3} = 0.0058 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \\ l &= 4.4 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV} \end{aligned}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire  $f \leq \bar{f}$

— Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$\begin{aligned} f_i &= \frac{M \times L^2}{10E_i \times I_{fi}} \text{ avec : } I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} ; \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3b_0/b)} ; \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; \\ \rho &= \frac{A}{b_0d} ; \sigma_s = n \times \frac{(d-y)M_{ser}}{I} \end{aligned}$$

— Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{M \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} \text{ avec : } I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu}$$

Où :

$L$  : longueur de la travée ;

$I_0$  : moment d'inertie de la section totale rendue homogène ;

$\sigma_s$  : la contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudié ;

$M$  : moment de service maximal dans la travée ;

$I_{fi}, I_{fv}$  : moment d'inertie fictif.

Pour évaluer la valeur de la flèche à chaque étape de construction, il faut tenir compte des différentes phases (par exemple pour une dalle) :

- 1/ Coulage de la dalle,
- 2/ Pose du revêtement de sol,
- 3/ Exploitation du bâtiment.

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement de revêtement doit être effectuée de la façon suivante, on calcule :

- La flèche instantanée et différée  $f_{gi}$  et  $f_{gv}$  dues à l'ensemble des charges permanentes ;
- La flèche instantanée  $f_{ji}$  due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre de revêtement (avant-garde corps) ;
- La flèche instantanée  $f_{pi}$  due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

La part de la flèche totale à comparer à la flèche admissible vaut :

$$\begin{aligned} f &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ E_i &= 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa} \\ E_v &= 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa} \\ \rho &= \frac{A}{b_0d} = \frac{7.7}{100 \times 13.3} = 0.0058 \end{aligned}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3b_0/b)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.0058(2 + 3 * \frac{100}{100})} = 3.62$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + 3b_0/b)} = \frac{0.02 * 2.1}{0.0058(2 + 3 * \frac{100}{100})} = 1.45$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$y$  : est la solution de l'équation du 2<sup>eme</sup> degré suivante :

$$b * y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d * A_s + d' * A'_s) = 0$$

$$y = 4.5 \text{ cm}; \quad I = 11982 \text{ cm}^4$$

#### Calcul des contraintes fictives :

$$q_{eser} = \frac{4.45 * 1.20 + 7.16 * 2.40 + 4.45 * 0.80}{4.40} = 5.93 \text{ kN/m};$$

$g_e$  : poids propre équivalent

$$j_{eser} = \frac{4.45 * 1.20 + 6.74 * 2.40 + 4.45 * 0.80}{4.40} = 5.70 \text{ kN/m};$$

$j_e$  : poids propre équivalent au moment de la mise en œuvre de revêtement

$$p_e = g_e + q_e = 5.93 + 2.5 = 8.43 \text{ kn/m}; \quad P_e : \text{ Poids total}$$

$$M_{pser} = 0.8 \frac{p_e l^2}{8} = 0.8 \frac{8.43 * 4.4^2}{8} = 16.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{gser} = 0.8 \frac{g_e l^2}{8} = 0.8 \frac{5.93 * 4.4^2}{8} = 11.48 \text{ kN.m}$$

$$M_{jser} = 0.8 \frac{j_e l^2}{8} = 0.8 \frac{5.70 * 4.4^2}{8} = 11.04 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s(p) = n * \frac{(d-y)M_{pser}}{I} = 15 \frac{(13.3 - 4.5) * 16.32 * 10^3}{11982} = 179.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(g) = n * \frac{(d-y)M_{gser}}{I} = 15 \frac{(13.3 - 4.5) * 11.48 * 10^3}{11982} = 126.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(j) = n * \frac{(d-y)M_{jser}}{I} = 15 \frac{(13.3 - 4.5) * 11.04 * 10^3}{11982} = 121.62 \text{ MPa}$$

#### Calcul des moments fictifs :

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 32011 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0.2700 \rightarrow I_{fi}(g) = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 11807.27 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0.2700 \rightarrow I_{fv}(g) = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = 25305.14 \text{ cm}^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s(p) + f_{t28}} = 0.4140 \rightarrow I_{fi}(p) = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 14092.28 \text{ cm}^4$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s(j) + f_{t28}} = 0.2533 \rightarrow I_{fi}(j) = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 18368.85 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * L^2}{10E_i * I_{fi}(g)} = \frac{11.48 * 4.4^2 * 10^7}{10 * 32164.19 * 11807.27} = 0.59 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} * L^2}{10E_v * I_{fv}(g)} = \frac{11.48 * 4.4^2 * 10^7}{10 * 10818.86 * 25305.14} = 0.81 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} * L^2}{10E_i * I_{fi}(p)} = \frac{16.32 * 4.4^2 * 10^7}{10 * 32164.19 * 14092.28} = 0.70 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * L^2}{10E_i * I_{fi}(j)} = \frac{11.04 * 4.4^2 * 10^7}{10 * 32164.19 * 18368.85} = 0.36 \text{ cm}$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.56 \text{ cm}$$

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis :  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  si  $0 \leq L \leq 5m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f = 0.56 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**3.2.4 Armature de répartition :**

En travée :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \text{ Donc on adopte : } 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2 \text{ Donc on adopte : } 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**3.2.5 Espacement des armatures :**

Espacement des armatures principales :

L'espacement des armatures de même nappe ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}),$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15 = 45; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sur appuis : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Espacement des armatures de répartitions :

L'espacement des armatures de répartitions ne doit pas dépasser la valeur suivante :

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

$$S_t \leq \min(4 \times 15 = 60; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sur appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**3.2.6 Effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ (fissuration est peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{25.87 \times 10^3}{1000 \times 133} = 0.195 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies \text{pas d'armatures transversales}$$

### 3.3 Étude de la poutre palière :

Le calcul se fait à la flexion simple d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier et de la paillasse.

#### 3.3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

$L = 3.20$  m la longueur de la poutre entre nus. Selon le BAEL91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \implies 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm} \text{ soit : } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h \implies 9.6 \text{ cm} \leq b \leq 12.8 \text{ cm} \text{ soit : } b = 12 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/V2003 les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b = 12 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CNV on prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### 3.3.2 Évaluation de charges :

**Poids propre de la poutre palière :**

$$G_{pp} = h \times b \times \gamma = 0,3 \times 0,45 \times 25 = 3.38 \text{ kN/m}$$

**Poids propre du mur en maçonnerie (briques creuses) reposé sur la poutre :**

$$G_{mur} = \left(\frac{h_e}{2} - h_{pp}\right) \times G = \left(\frac{3.23}{2} - 0.45\right) \times 1.45 = 1.69 \text{ kN/m}$$

$$G = G_{pp} + G_{mur} = 5,07 \text{ kN/m}$$

**Les Réactions :**

$$\text{ELU : } R_u = \frac{P_{eu} \times L}{2} = \frac{11.76 \times 4.4}{2} = 25.87 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } R_{ser} = \frac{P_{eser} \times L}{2} = \frac{8.16 \times 4.4}{2} = 17.95 \text{ kN/m}$$

**Sollicitations de la poutre palière :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 5.07 + 25.87 = 32.71 \text{ kN/m}$$

$$M_{ou} = q_{eu} \times \frac{l^2}{8} = 41.87 \text{ kN.m} ; M_{tu} = 0.8M_{ou} = 33.50 \text{ kN.m} ; M_{au} = 0.4M_{ou} = 16.75 \text{ kN.m} ; T = q_{eu} \times \frac{l}{2} = 52.34 \text{ kN.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + R_{ser} = 5.07 + 17.95 = 23.02 \text{ kN/m}$$

$$M_{oser} = q_{eser} \times \frac{l^2}{8} = 22.98 \text{ kN.m} ; M_{tser} = 0.8M_{oser} = 18.38 \text{ kN.m} ; M_{aser} = 0.4M_{oser} = 9.19 \text{ kN.m}$$

### 3.3.3 Calcul des armatures à l'ELU de résistance :

**Armature longitudinale :**

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; d = 45 - 3 = 42 \text{ cm.}$$

$$\mu_l = 0.391; \mu = \frac{M_{u\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 0,8\alpha$$

si  $\mu \leq \mu_l : \dot{A}_s = 0$   
 si  $\mu > \mu_l : \dot{A}_s = \beta_u \frac{(b * d * f_{bc})}{\sigma_s}$ ; avec :  $A_s = \dot{A}_s + \beta_u \frac{(b \times d \times f_{bc})}{\sigma_s}$ ;  $A_{s\min}(CNF) = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Section	$M_u$ (kN.m)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\dot{A}_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\min}$ (CNF) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	33,50	30	42	0,0446	0,057	0,046	0	2,35	1,57	3HA10=2,36
Appui	16,75	30	42	0,0223	0,028	0,023	0	1,16	1,57	3HA10=2,36

### 3.3.4 Vérification à l'ELS :

comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier FeE400, il reste donc à vérifier :  $\sigma_{bc} \geq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

On peut ne pas effectuer cette vérification si :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ ; avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.5}{18.38} = 1.82$   
 $\alpha = (0.069 \text{ en travée et } 0.034 \text{ sur appui}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.661(\text{C.V})$

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.45}{3.20} = 0.1406 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M - 0} \rightarrow \frac{0.45}{10M_0 - 0} = 0.1406 \geq \frac{0.8M_0}{10M_0} = 0.08 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b * d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{30 * 42} = 0.0019 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$l = 3.2 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 3.3.5 Vérification de l'effort tranchant :

**Vérification du cisaillement du béton :**

On doit vérifier :  $\tau_u = \frac{T_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \text{ (fissuration est peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{52.34 \times 10^3}{300 \times 420} = 0.415 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies \dots \text{CV}$$

**vérification des zones d'application des efforts :**

**1. Appui de rive :**

— vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u + H_u}{f_e / \gamma_s} = 0.15 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$T_u$  : effort tranchant sur appui.

$H_u$  : effort horizontal transmis par l'appui.

— vérification de la compression du béton :

$$T_u \leq \frac{0.4 * a * b_o * f_{cj}}{\gamma_b} = 560 \text{ kN} \dots \text{(CV)}$$

$$a = \min(a; 0.9d) = \min(35; 37.8) = 35 \text{ cm}$$

$$a = 40 - 2 - 3 = 35 \text{ cm}$$

— Armatures transversales :

$$\rho_0 \geq \max(\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha) f_e / \gamma_s} ; \rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}))$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{tj}^* \times k ; \alpha = 90$$

$$f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa} ; k = 0 \text{ (il y a reprise de bétonnage)}$$

$$\rho_0 \geq \max(\rho_{t0} = 1.67 \text{ ‰} ; \rho_{tmin} = 1 \text{ ‰}) = 1.67 \text{ ‰}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o * S_t}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l)$$

$$\phi_t \leq \min(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 12 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

Le lit d'armatures longitudinales comporte 3 barres donc les armatures transversales de 3 brins. On fixe

$A_t$  et on déduit  $S_t$  :

$$S_t = \frac{A_t}{b_o \times \rho_t} = \frac{3\pi\phi_t^2}{4 \times 300 \times 1.67 \times 10^{-3}}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \longrightarrow S_t = 16.92 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \longrightarrow S_t = 30.08 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm} \longrightarrow S_t = 47.01 \text{ cm} > S_{tmax} = 37.8 \text{ cm}$$

On adopte donc 1 cadre + 1 épingle de  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Répartition des armatures selon Caquot : Si on prend :  $S_{to} = 25 \text{ cm} \leq 36.67 \text{ cm}$  : l'espacement des armatures à l'appui ; le premier cadre est placé à  $(0.5 S_{to} = 11 \text{ cm})$  du nu de l'appui ; puis pour l'espacement des cadres suivants, on adopte la suite des nombres (à partir de la valeur de  $S_{to}$ )  $(7 - 8 - 9 - 10 - 11 - 13 - 16 - 20 - 25 - 35 - 40) \text{ cm}$ .

Chaque espacement étant répété n fois :

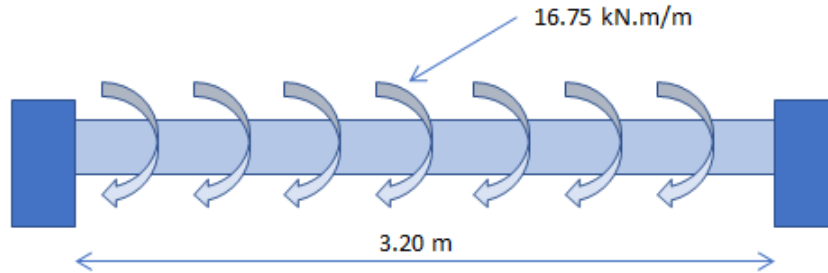
$n = 2$  : nombre entier de mètres (en excès) dans la demi travée de la poutre.

$11 + 2 \times 25 + 2 \times 35 = 131 \text{ cm}$  il reste  $39 \text{ cm}$  on peut donc prendre pour la demi poutre :

$$2 \times 10 + 2 \times 15 + 2 \times 20 + 2 \times 25 + 35 = 160 \text{ cm}.$$

### 3.3.6 Calcul de la poutre palière à la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier :



$$M_a(\text{escalier}) = 16.75 \text{ kN.m/m}$$

le moment de torsion répartie sur la poutre palière

**Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{uT} = \frac{M_T}{2\Omega e} \quad \text{Avec :}$$

$M_T$  : moment de torsion

$e$  : épaisseur de la paroi au point où on calcul  $\tau$ . On remplace la section pleine par une section creuse  $e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

$\Omega$  : aire du contour tracé à mi épaisseur de paroi.

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - h_0) = (30 - 5) \times (45 - 5) = 1000 \text{ cm}^2$$

$$M_T = \frac{16.75 \times 3.2}{2} = 26.8 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{uT} = 2.68 \text{ MPa}$$

D'après le BAEL 91, on doit avoir :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$$

$$(2.68)^2 + (0.415)^2 \leq (3.33)^2 \longrightarrow 7.35 \leq 11.09 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Calcul des armatures d'équilibre à la torsion :**

— **Armatures longitudinales :**

$$A_L = \frac{uM_T}{2\Omega\sigma_s}$$

Avec :

$$u = [(b - b_0) + (h - h_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (45 - 5)] \times 2 = 130 \text{ cm}$$

$$A_L = \frac{130 \times 26.8 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 348} = 5.01 \text{ cm}^2$$

Ajouter  $A_L$  à  $A_l$  (moment fléchissant) et faire le choix d'une façon que la quantité aux 4 angles puisse équilibrer la torsion

$$A_L = \frac{5.01}{2} + 2.36 = 4.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3\phi 12 + 2\phi 10 = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 3\phi 12 + 2\phi 10 = 4.96 \text{ cm}^2$$

— Armatures transversales :

$$A_T \geq \frac{S_t \times M_T}{2 \times \Omega \times \sigma_s}; \text{ on prend } A_t = 0.5 \text{ cm}^2 (\text{cadre de } \phi 8) \text{ et on cherche } S_t$$

$$S_t \geq \frac{2A_T \times \Omega \times \sigma_s}{M_T} = 12.98 \text{ cm}$$

Si on prend  $S_t = 14 \text{ cm} \rightarrow A_T = 0.45 \text{ cm}^2$  (torsion) / branche

$A_t = 0.5 - 0.45 = 0.05 \text{ cm}^2$  ( pour l'effort tranchant)/ branche

$A_t$  qui reste pour l'effort tranchant=  $0.05 \times 2 + 0.5 = 0.6 \text{ cm}^2 > A_t = S_t \times b_o \times \rho_t = 0.58 \text{ cm}^2$  Soit donc : 1 cadre + 1 épingle de :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ ,  $S_t = 14 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{e \times S_t} = 2.57 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_l \times f_e}{e \times u} = 2.57 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa.}$$

### 3.3.7 Schéma de ferrailage d'escalier :

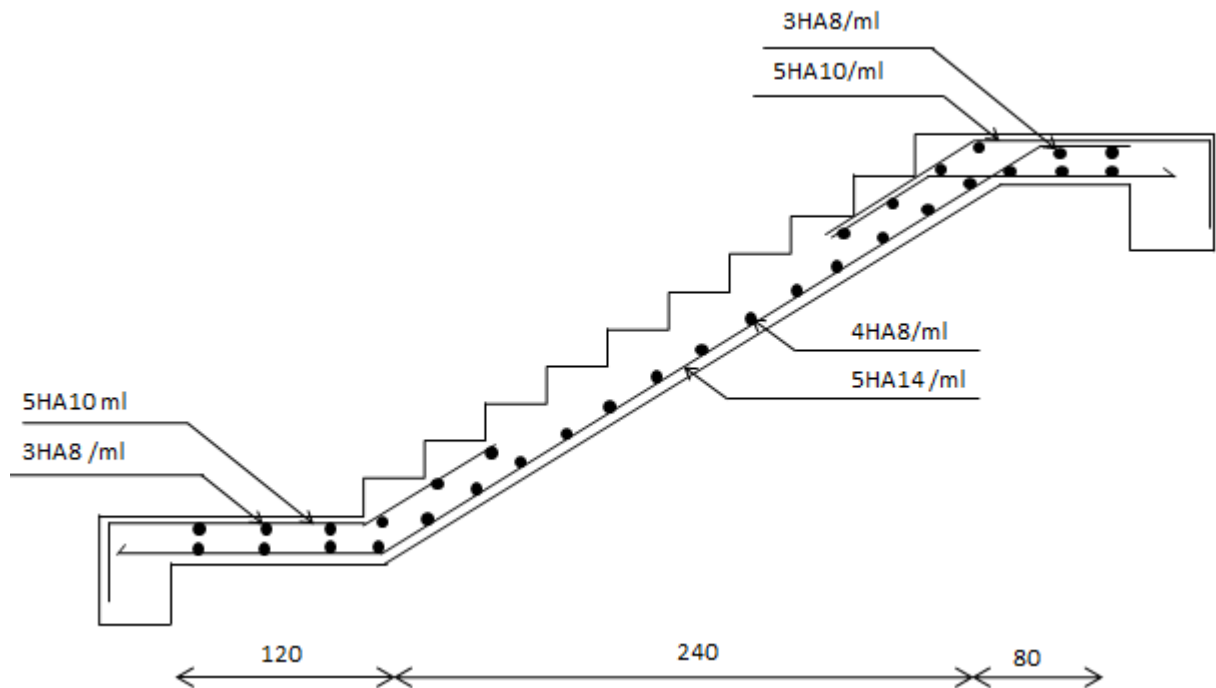


FIGURE 3.4 – Schéma de ferrailage d'escalier

### 3.4 Étude des planchers :

#### 3.4.1 Les planchers en corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

#### Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple.

Soit l'appui numéro  $i$  d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest ( $w$ ) et est ( $e$ ) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$ ; ces travées supportent :

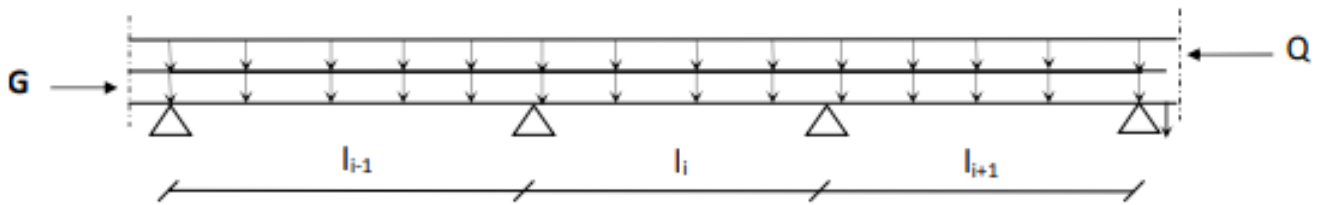


FIGURE 3.5 – Schéma d'une Poutre continue

#### Les méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

**Domaine d'application :** Le BAEL91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- surcharge modérée : ( $Q \leq 2G$  ou  $Q < 5000 N/m^2$ ).
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité .
- Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 .
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de **A.CAQUOT**).

#### Principe de la méthode forfaitaire (Art. B 6.2.2.1.1)

##### Les moments fléchissant :

1.  $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

2.  $M_w$  et  $M_e$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et  $M_t$  le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation

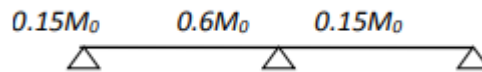
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Les valeurs prises pour «  $M_t; M_w; M_e$  » doivent vérifier les conditions suivantes :

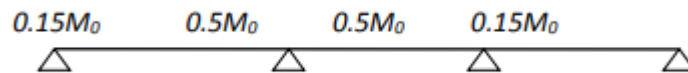
- Travée de rive :  $M_t \geq \max[\max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}; (\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2})M_0]$
- Travée intermédiaire :  $M_t \geq \max[\max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}; (\frac{1 + 0.3\alpha}{2})M_0]$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

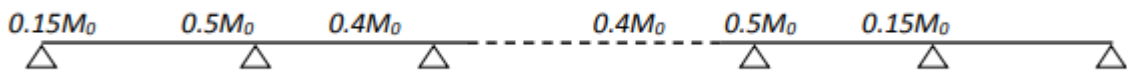
1. cas de 02 travées :



2. cas de 03 travées :



3. cas de plus de 03 travées :



**Les efforts tranchants :** Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

**Méthode forfaitaire :**  $V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a}$ ;  $V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$

avec  $a = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times l$ ;  $b = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times l$

**Méthode forfaitaire simplifié :** En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

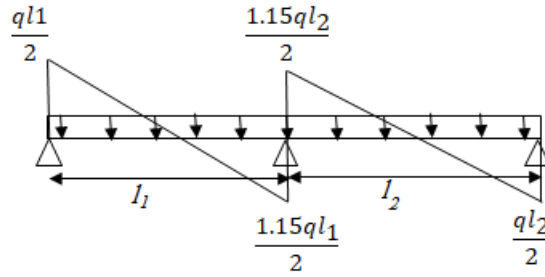


FIGURE 3.6 – Effort tranchant sur une poutre à 02 travées

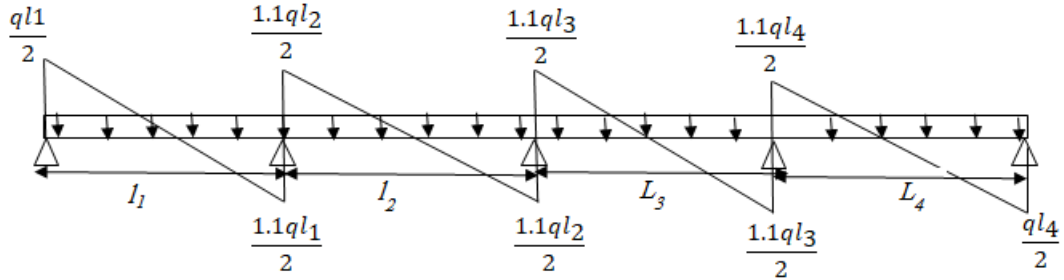


FIGURE 3.7 – Effort tranchant sur une poutre à plus de 02 travées

**Méthode de la RDM :**  $V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1})/L_i$

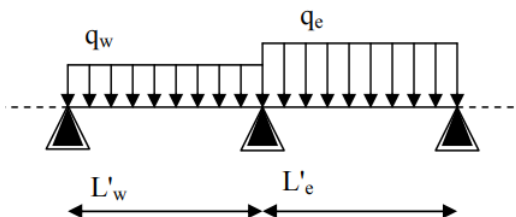
**Méthode de Caquot :**

**Domaine d'application :** La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : ( $Q > 2G$  ou  $Q > 5000N/m^2$ ). Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables; dièrèse de longueur entre les portées supérieure à 25 %; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).

Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre  $G' = \frac{2}{3}G$  pour le calcul des moments sur appui.

**Principe de la méthode :** La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.



**Moments sur appuis** On calcule les quantités suivantes :

- La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :
 
$$\begin{cases} L' = L \text{ pour les deux travées de rive,} \\ L' = 0.8L \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{cases}$$
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)
 
$$M_a = -\frac{p_w * l_w^3 + p_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

$M_a$  : du aux charges réparties sur les deux travées ;

Avec la convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif et la valeur algébrique.

**Moment de flexion maximal en travée** Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme  $x_0$

L'abscisse à de l'appui gauche (w) :  $x_{M_{tmax}}(m) = \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$

Le moment maximal en travée :  $M_{(x)} = \frac{ql}{2} - \frac{qx^2}{2} + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

**Efforts tranchants :** Soit :

$M_w$  moment sur l'appui gauche et  $M_e$  moment sur l'appui droit

Les efforts tranchants d'appui ( $V_w$  sur l'appui gauche et  $V_e$  sur l'appui droit ) sont calculés par la méthode générale suivant :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$V_e = V_w + ql$$

**Schéma statique de différents types des poutrelles :**

On se référant au plan de disposition des poutrelles nous obtenons les types des poutrelles suivants :

1. **Plancher terrasse inaccessible :**

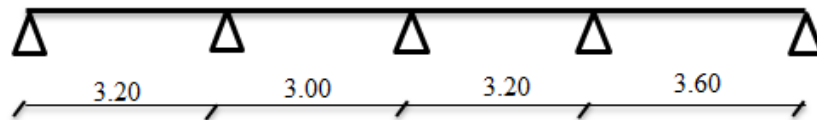


FIGURE 3.8 – Poutrelle type 01 (Plancher terrasse inaccessible)

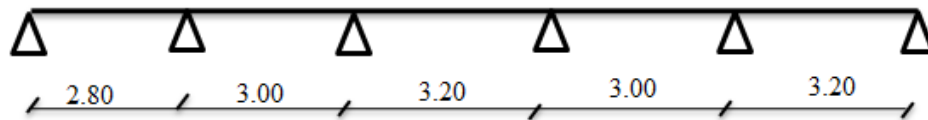


FIGURE 3.9 – Poutrelle type 02 (Plancher terrasse inaccessible)

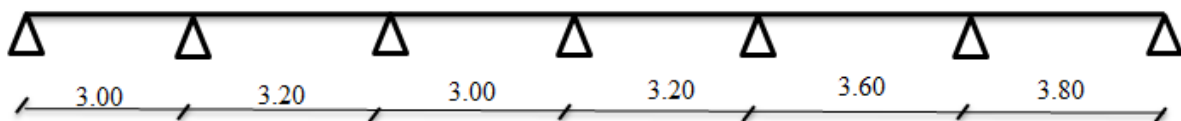


FIGURE 3.10 – Poutrelle type 03 (Plancher terrasse inaccessible)

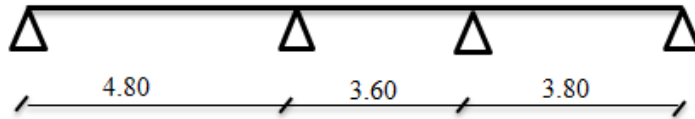


FIGURE 3.11 – Poutrelle type 05 (Plancher terrasse inaccessible)

2. Plancher RDC et étages courants :

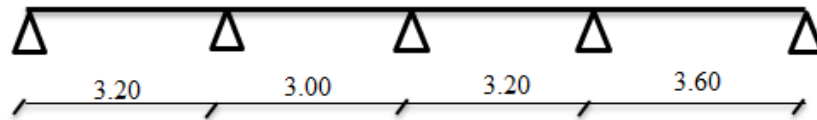


FIGURE 3.12 – Poutrelle type 01 (Plancher RDC et étages courants)

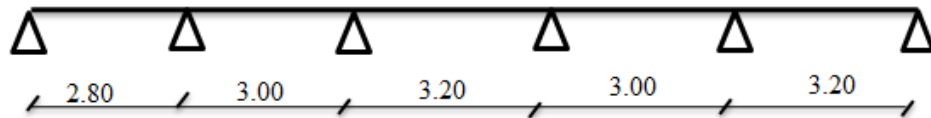


FIGURE 3.13 – Poutrelle type 02 (Plancher RDC et étages courants)

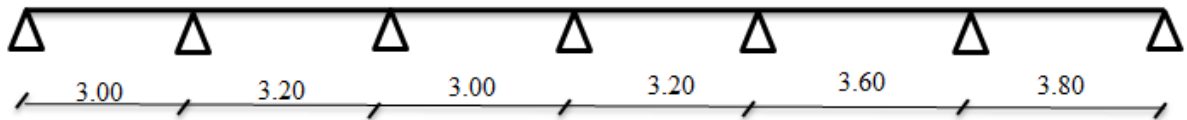


FIGURE 3.14 – Poutrelle type 03 (Plancher RDC et étages courants)

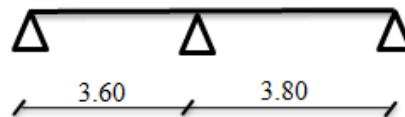


FIGURE 3.15 – Poutrelle type 04 (Plancher RDC et étages courants)

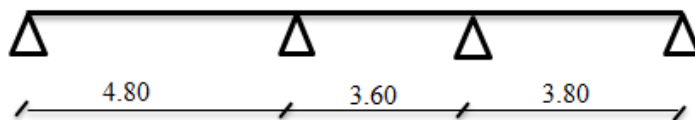


FIGURE 3.16 – Poutrelle type 05 (Plancher RDC et étages courants)

3. Plancher Sous-Sol (usage commerciale) :

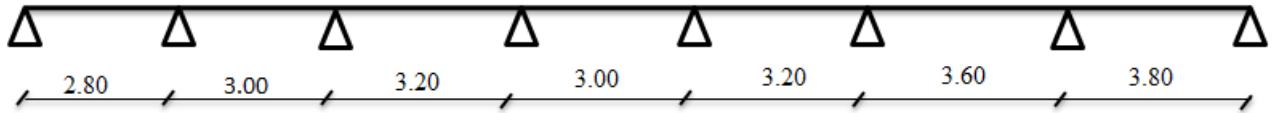


FIGURE 3.17 – Poutrelle type 01 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-)

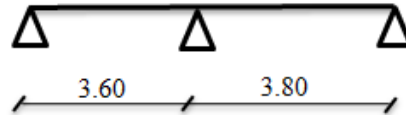


FIGURE 3.18 – Poutrelle type 04 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-)

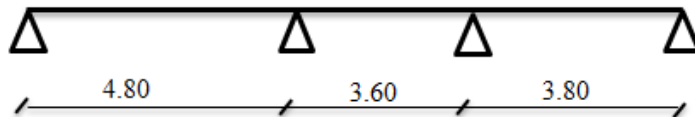


FIGURE 3.19 – Poutrelle type 05 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-)

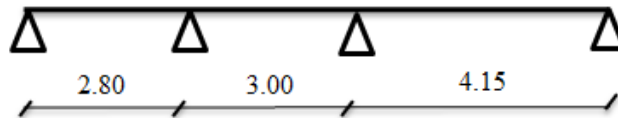


FIGURE 3.20 – Poutrelle type 06 (Plancher Sous-Sol -usage commerciale-)

4. Plancher RDC (terrasse accessible) :

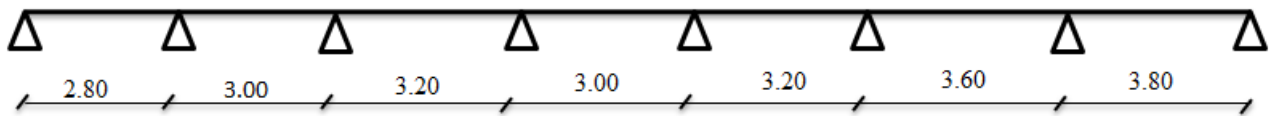


FIGURE 3.21 – Poutrelle type 01 Plancher RDC (terrasse accessible)

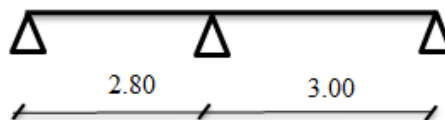


FIGURE 3.22 – Poutrelle type 02 Plancher RDC (terrasse accessible)

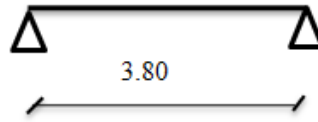


FIGURE 3.23 – Poutrelle type 03 Plancher RDC (terrasse accessible)



FIGURE 3.24 – Poutrelle type 04 Plancher RDC (terrasse accessible)

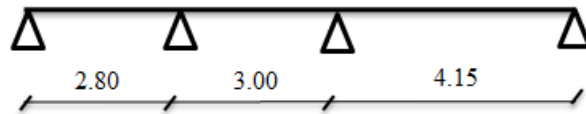


FIGURE 3.25 – Poutrelle type 06 Plancher RDC (terrasse accessible)

### Vérification des conditions de BAEL pour la méthode forfaitaire

#### Vérification des surcharges

- Plancher terrasse inaccessible :  
 $(Q = 1 \leq \max[2G = 14.77kN/m^2 ; 5kN/m^2]) \dots\dots\dots$  Vérifié ;
- Plancher étages courants et RDC' :  
 $(Q = 1.5 \leq \max[2G = 12.81kN/m^2 ; 5kN/m^2]) \dots\dots\dots$  Vérifié ;
- Plancher RDC terrasse accessible :  
 $(Q = 4 \leq \max[2G = 12.81kN/m^2 ; 5kN/m^2]) \dots\dots\dots$  Vérifié ;
- Plancher Sous/sol :  
 $(Q = 2.5 \leq \max[2G = 12.81kN/m^2 ; 5kN/m^2]) \dots\dots\dots$  Vérifié ;

#### Vérification du Rapport $\frac{L_i}{L_{i+1}}$

- Poutrelle type 01 :  $0.8 < \frac{3.2}{3.6} = 0.89 < 1.25 \dots\dots\dots$  Vérifié ;
- Poutrelle type 02 :  $0.8 < \frac{3.2}{3.0} = 0.94 < 1.25 \dots\dots\dots$  Vérifié ;
- Poutrelle type 03 :  $0.8 < \frac{3.2}{3.6} = 0.89 < 1.25 \dots\dots\dots$  Vérifié ;
- Poutrelle type 04 :  $0.8 < \frac{3.8}{3.6} = 0.95 < 1.25 \dots\dots\dots$  Vérifié ;
- Poutrelle type 05 :  $0.8 < \frac{3.8}{3.6} = 0.73 < 1.25 \dots\dots\dots$  Non Vérifié ;
- Poutrelle type 06 :  $0.8 < \frac{4.9}{3.0} = 0.72 < 1.25 \dots\dots\dots$  Non Vérifié ;

#### Vérification du moment d'inertie

- Les moments d'inertie des sections transversales sans constants sur toutes les travées  $\dots\dots\dots$  Vérifié ;

**Vérification de la Fissuration**

- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable ..... Vérifié;

**Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles**

- Les conditions d’application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les poutrelles type (1 ; 2 ; 3 ; 4) alors on peut utilise cette méthode pour le calcul des sollicitations.
- Les conditions d’application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites pour les poutrelles type (5 ; 6) alors on utilise la méthode de CAQUOT pour le calcul des sollicitations .

**Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

- **ELU** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ;  $p_u = q_u \times b$ .
- **ELS** :  $q_{ser} = Q + G$  ;  $p_{ser} = q_{ser} \times b$  avec :  $b = 0.65m$ .

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$p_u$ (KN/ml)	$q_{ser}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$p_{ser}$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.98	1	10,92	7,10	7,98	5,19
Étage d’habitation	6,00	1,5	10,35	6,73	7,50	4,88
Terrasse accessible	6,00	4	14,10	9,17	10,00	6,50
Étage de commerce	6,00	2,5	11,85	7,70	8,50	5,53

TABLE 3.3 – Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d’actions

**Calcul des sollicitations (M, V)**

**Exemple d’illustration (poutrelle type 1 -plancher terrasse inaccessible-)**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 1 du plancher terrasse inaccessible

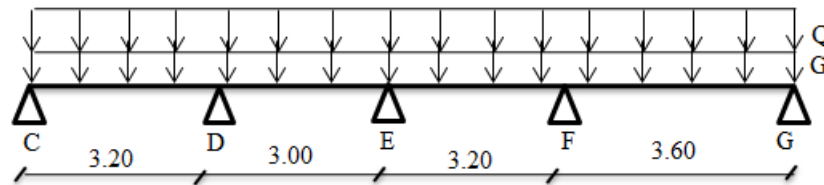


FIGURE 3.26 – Schéma statique du poutrelle type 01 -terrasse inaccessible-

**1. A l’ELU**

**(a) Moment isostatique**

— Travée C-D :  $M_0^{CD} = \frac{P_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{7.10 \times 3.20^2}{8} = 9.09 \text{ kN.m}$

- Travée D-E :  $M_0^{DE} = \frac{P_u \times L_{DE}^2}{8} = \frac{7.10 \times 3.00^2}{8} = 7.99 \text{ kN.m}$
- Travée E-F :  $M_0^{EF} = \frac{P_u \times L_{EF}^2}{8} = \frac{7.10 \times 3.20^2}{8} = 9.09 \text{ kN.m}$
- Travée F-G :  $M_0^{FG} = \frac{P_u \times L_{FG}^2}{8} = \frac{7.10 \times 3.60^2}{8} = 11.50 \text{ kN.m}$

(b) **Moment sur appuis**

- **Appuis de rive** :  $M_C = M_G = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$ .

- **Appuis intermédiaires (voisin d'appui de rive)** :

$$M_D = -0.5 * \max[M_0^{CD}; M_0^{DE}] = -3.75 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0.5 \max[M_0^{EF}; M_0^{FG}] = -4.74 \text{ kN.m}$$

- **Les autres appuis intermédiaires** :

$$M_E = -0.4 * \max[M_0^{DE}; M_0^{EF}] = -3.75 \text{ kN.m}$$

(c) **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{1 + 6.98} = 0.125$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0; \text{ Pour une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0; \text{ Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

- **Travée C-D**

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2} \\ M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{cases} \implies \begin{cases} M_t^{CD} \geq 7.72 \text{ kN.m} \\ M_t^{CD} \geq 4.71 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\implies M_t^{CD} = 7.72 \text{ kN.m}$$

- **Travée D-E**

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_D + M_E}{2} \\ M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{DE} \end{cases} \implies \begin{cases} M_t^{DE} \geq 4.75 \text{ kN.m} \\ M_t^{DE} \geq 4.14 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\implies M_t^{DE} = 4.75 \text{ kN.m}$$

- **Travée E-F**

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{EF}; 1.05M_0^{EF}] - \frac{M_E + M_F}{2} \\ M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{EF} \end{cases} \implies \begin{cases} M_t^{EF} \geq 5.42 \text{ kN.m} \\ M_t^{EF} \geq 4.71 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\implies M_t^{EF} = 5.42 \text{ kN.m}$$

- **Travée F-G**

$$\begin{cases} M_t^{FG} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{FG}; 1.05M_0^{FG}] - \frac{M_F + M_G}{2} \\ M_t^{FG} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{FG} \end{cases} \implies \begin{cases} M_t^{FG} \geq 9.78 \text{ kN.m} \\ M_t^{FG} \geq 5.97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\implies M_t^{FG} = 9.78 \text{ kN.m}$$

(d) Effort tranchant

$$\begin{cases} V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases}$$

$$\text{avec : } a = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times l; \quad b = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times l$$

— Travée C-D

$$\begin{cases} a = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times l = 1.8 \text{ m} & \Rightarrow V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -8.8 \text{ kN} \\ b = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times l = 1.4 \text{ m} & \Rightarrow V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 15.7 \text{ kN} \end{cases}$$

— Travée D-E

$$\begin{cases} a = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times l = 1.5 \text{ m} & \Rightarrow V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -11.2 \text{ kN} \\ b = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times l = 1.5 \text{ m} & \Rightarrow V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 11.2 \text{ kN} \end{cases}$$

— Travée E-F

$$\begin{cases} a = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times l = 1.6 \text{ m} & \Rightarrow V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -11.0 \text{ kN} \\ b = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times l = 1.6 \text{ m} & \Rightarrow V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 12.9 \text{ kN} \end{cases}$$

— Travée F-G

$$\begin{cases} a = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times l = 1.6 \text{ m} & \Rightarrow V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -17.7 \text{ kN} \\ b = \left( \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times l = 2.0 \text{ m} & \Rightarrow V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} = 9.9 \text{ kN} \end{cases}$$

## 2. A l'ELS

(a) Moment sur isostatique

$$\begin{aligned} \text{— Travée C-D : } M_0^{CD} &= \frac{P_{ser} \times L_{CD}^2}{8} = \frac{5.19 \times 3.20^2}{8} = 6.64 \text{ kN.m} \\ \text{— Travée D-E : } M_0^{DE} &= \frac{P_{ser} \times L_{DE}^2}{8} = \frac{5.19 \times 3.00^2}{8} = 5.84 \text{ kN.m} \\ \text{— Travée E-F : } M_0^{EF} &= \frac{P_{ser} \times L_{EF}^2}{8} = \frac{5.19 \times 3.20^2}{8} = 6.64 \text{ kN.m} \\ \text{— Travée F-G : } M_0^{FG} &= \frac{P_{ser} \times L_{FG}^2}{8} = \frac{5.19 \times 3.60^2}{8} = 8.40 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

(b) **Moment sur appuis**

 — **Appuis de rive :**

$$M_C = M_G = 0$$

 — **Appuis intermédiaires (voisin d'appui de rive) :**

$$M_D = -0.5 \times \max[M_0^{CD}; M_0^{DE}] = -2.66 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0.5 \max[M_0^{EF}; M_0^{FG}] = -3.36 \text{ kN.m}$$

 — **Les autres appuis intermédiaires :**

$$M_E = -0.4 \times \max[M_0^{DE}; M_0^{EF}] = -2.66 \text{ kN.m}$$

 (c) **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+6.98} = 0.125$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2}M_0; \text{ Pour une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0; \text{ Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

 — **Travée C-D**

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2} \\ M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0^{CD} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{CD} \geq 5.64 \text{ kN.m} \\ M_t^{CD} \geq 3.44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t^{CD} = 5.64 \text{ kN.m}$$

 — **Travée D-E**

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_D + M_E}{2} \\ M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2}M_0^{DE} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{DE} \geq 3.47 \text{ kN.m} \\ M_t^{DE} \geq 3.03 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t^{DE} = 3.47 \text{ kN.m}$$

 — **Travée E-F**

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{EF}; 1.05M_0^{EF}] - \frac{M_E + M_F}{2} \\ M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2}M_0^{EF} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{EF} \geq 3.96 \text{ kN.m} \\ M_t^{EF} \geq 3.44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t^{EF} = 3.96 \text{ kN.m}$$

 — **Travée F-G**

$$\begin{cases} M_t^{FG} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{FG}; 1.05M_0^{FG}] - \frac{M_F + M_G}{2} \\ M_t^{FG} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0^{FG} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{FG} \geq 7.14 \text{ kN.m} \\ M_t^{FG} \geq 4.36 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t^{FG} = 7.14 \text{ kN.m}$$

**Exemple illustratif (type 5)**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode de CAQUOT pour la poutrelle type 5 du plancher terrasse inaccessible

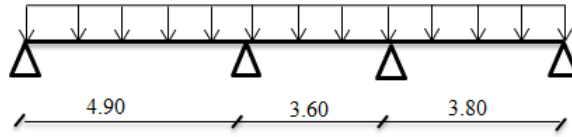


FIGURE 3.27 – Schéma statique du poutrelle type 05

**1. A l'ELU**
**(a) Moment isostatique**
Cas 1 (CCCC)

$$\begin{aligned} \text{— Travée D'-F : } M_0^{D'F} &= \frac{P_u \times L_{D'F}^2}{8} = \frac{7.10 \times 4.80^2}{8} = 20.45 \text{ kN.m} \\ \text{— Travée F-G : } M_0^{FG} &= \frac{P_u \times L_{FG}^2}{8} = \frac{7.10 \times 3.60^2}{8} = 11.50 \text{ kN.m} \\ \text{— Travée G-H : } M_0^{GH} &= \frac{P_u \times L_{GH}^2}{8} = \frac{7.10 \times 3.80^2}{8} = 12.82 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Cas 2 (DDDD)

$$\begin{aligned} \text{— Travée D'-F : } M_0^{D'F} &= \frac{P_u \times L_{D'F}^2}{8} = \frac{6.12 \times 4.80^2}{8} = 17.64 \text{ kN.m} \\ \text{— Travée F-G : } M_0^{FG} &= \frac{P_u \times L_{FG}^2}{8} = \frac{6.12 \times 3.60^2}{8} = 9.92 \text{ kN.m} \\ \text{— Travée G-H : } M_0^{GH} &= \frac{P_u \times L_{GH}^2}{8} = \frac{6.12 \times 3.80^2}{8} = 11.06 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

**(b) Moment sur appuis**

— **Appuis de rive :**

$$M_{D'} = M_H = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$ .

— **Appuis intermédiaires**

$$\text{— } M_F = -\frac{p_w \times l_w^3 + p_e \times l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{7.10 \times 4.80^3 + 7.10 \times 2.88^3}{8.5 \times (4.80 + 2.88)} = -14.63 \text{ kN.m}$$

$$\text{— } M_G = -\frac{p_w \times l_w^3 + p_e \times l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{7.10 \times 2.88^3 + 7.10 \times 3.80^3}{8.5 \times (2.88 + 3.80)} = -9.85 \text{ kN.m}$$

**(c) Moment en travées**

$$\begin{cases} X_{MT}(m) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} \\ M_{(x)} = \frac{qx}{2}(l-x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l} \end{cases}$$

— **Travée D'-F :**

$$\text{Cas 1 (CCC) : } X = \frac{4.80}{2} - \frac{0 + 14.63}{7.10 \times 4.80} = 1.971 \text{ m}$$

$$\text{Cas 2 (DCD) : } X = \frac{4.80}{2} - \frac{0 + 12.97}{6.12 \times 4.80} = 1.959 \text{ m}$$

$$\text{Cas 3 (CDC) : } X = \frac{4.80}{2} - \frac{0 + 14.27}{7.10 \times 4.80} = 1.981 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{7.10 \times 1.981}{2} (4.80 - 1.981) - 0 \times \left(1 - \frac{2.1.981}{4.80}\right) - 14.27 \times \frac{1.981}{4.80} = 13.94 \text{ kN.m}$$

— Travée F-G :

$$\text{Cas 1 (CCC) : } X = \frac{3.60}{2} - \frac{-14.63 + 9.85}{7.10 \times 3.60} = 1.987 \text{ m}$$

$$\text{Cas 2 (DCD) : } X = \frac{3.60}{2} - \frac{-12.97 + 8.91}{7.10 \times 3.60} = 1.959 \text{ m}$$

$$\text{Cas 3 (CDC) : } X = \frac{3.60}{2} - \frac{-14.27 + 9.44}{6.12 \times 3.60} = 2.019 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{6.12 \times 2.019}{2} (3.60 - 2.019) - 12.97 \left(1 - \frac{2.019}{3.60}\right) - 8.91 \times \frac{2.019}{3.60} = -0.92 \text{ kN.m}$$

— Travée G-H :

$$\text{Cas 1 (CCC) : } X = \frac{3.80}{2} - \frac{-9.85 + 0}{7.10 \times 3.80} = 2.265 \text{ m}$$

$$\text{Cas 2 (DCD) : } X = \frac{3.80}{2} - \frac{-8.91 + 0}{6.12 \times 3.80} = 2.2832 \text{ m}$$

$$\text{Cas 3 (CDC) : } X = \frac{3.80}{2} - \frac{-9.44 + 0}{7.10 \times 3.80} = 2.250 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{7.10 \times 2.283}{2} (3.80 - 2.283) - 8.91 \times \left(1 - \frac{2.283}{3.80}\right) - 0 \times \frac{2.283}{3.80} = 8.53 \text{ kN.m}$$

(d) Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \\ V_e = V_w + ql \end{cases}$$

— Travée D'-F

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{0 + 14.63}{4.80} - \frac{7.10 \times 4.80}{2} = -14.0 \text{ kN} \\ V_e = V_w + ql = -14.0 + 7.10 \times 4.80 = 20.1 \text{ kN} \end{cases}$$

— Travée F-G

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{-14.63 + 9.85}{3.60} - \frac{7.10 \times 3.60}{2} = -14.1 \text{ kN} \\ V_e = V_w + ql = -14.1 + 7.10 \times 3.60 = 11.5 \text{ kN} \end{cases}$$

— Travée G-H

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{-9.85 - 0}{3.80} - \frac{7.10 \times 3.80}{2} = -16.1 \text{ kN} \\ V_e = V_w + ql = -16.1 + 7.10 \times 3.80 = 10.9 \text{ kN} \end{cases}$$

## 2. A l'ELS

(a) Moment isostatique

Cas 1 (CCCC)

$$\text{— Travée D'-F : } M_0^{D'F} = \frac{P_u \times L_{D'F}^2}{8} = \frac{5.19 \times 4.80^2}{8} = 14.94 \text{ kN.m}$$

$$\text{— Travée F-G : } M_0^{FG} = \frac{P_u \times L_{FG}^2}{8} = \frac{5.19 \times 3.60^2}{8} = 8.40 \text{ kN.m}$$

$$\text{— Travée G-H : } M_0^{GH} = \frac{P_u \times L_{GH}^2}{8} = \frac{5.19 \times 3.80^2}{8} = 9.36 \text{ kN.m}$$

Cas 2 (DDDD)

$$\text{— Travée D'-F : } M_0^{D'F} = \frac{P_u \times L_{D'F}^2}{8} = \frac{4.54 \times 4.80^2}{8} = 13.07 \text{ kN.m}$$

$$\text{— Travée F-G : } M_0^{FG} = \frac{P_u \times L_{FG}^2}{8} = \frac{4.54 \times 3.60^2}{8} = 7.35 \text{ kN.m}$$

$$\text{— Travée G-H : } M_0^{GH} = \frac{P_u \times L_{GH}^2}{8} = \frac{4.54 \times 3.80^2}{8} = 8.19 \text{ kN.m}$$

## (b) Moment sur appuis

— Appuis de rive :

$$M'_D = M_H = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$ .

— Appuis intermédiaires :

$$- M_F = - \frac{p_w \times l'_w{}^3 + p_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = - \frac{5.19 \times 4.80^3 + 5.19 \times 2.88^3}{8.5 \times (4.80 + 2.88)} = -10.69 \text{ kN.m}$$

$$- M_G = - \frac{p_w \times l'_w{}^3 + p_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = - \frac{5.19 \times 2.88^3 + 5.19 \times 3.80^3}{8.5 \times (2.88 + 3.80)} = -7.19 \text{ kN.m}$$

## (c) Moment en travées

$$\begin{cases} X_{MT}(m) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} \\ M_{(x)} = \frac{qx}{2}(l-x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l} \end{cases}$$

— Travée D'-F :

$$\underline{\text{Cas 1 (CCC)}} : X = \frac{4.80}{2} - \frac{0 + 10.69}{5.19 \times 4.80} = 1.971 \text{ m}$$

$$\underline{\text{Cas 2 (DCD)}} : X = \frac{4.80}{2} - \frac{0 + 9.58}{4.54 \times 4.80} = 1.960 \text{ m}$$

$$\underline{\text{Cas 3 (CDC)}} : X = \frac{4.80}{2} - \frac{0 + 10.45}{5.19 \times 4.80} = 1.980 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{5.19 \times 1.980}{2}(4.80 - 1.980) - 0 \times (1 - \frac{1.980}{4.80}) - 10.45 \times \frac{1.980}{4.80} = 10.17 \text{ kN.m}$$

— Travée F-G :

$$\underline{\text{Cas 1 (CCC)}} : X = \frac{3.60}{2} - \frac{-10.69 + 7.19}{5.19 \times 3.60} = 1.987 \text{ m}$$

$$\underline{\text{Cas 2 (DCD)}} : X = \frac{3.60}{2} - \frac{-9.58 + 6.57}{5.19 \times 3.60} = 1.9862 \text{ m}$$

$$\underline{\text{Cas 3 (CDC)}} : X = \frac{3.60}{2} - \frac{-10.45 + 6.92}{4.54 \times 3.60} = 2.016 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{4.54 \times 2.016}{2}(3.60 - 2.016) - 9.58(1 - \frac{2.016}{3.60}) - 6.57 \times \frac{2.016}{3.60} = -0.65 \text{ kN.m}$$

— Travée G-H :

$$\underline{\text{Cas 1 (CCC)}} : X = \frac{3.80}{2} - \frac{-7.19 + 0}{5.19 \times 3.80} = 2.265 \text{ m}$$

$$\underline{\text{Cas 2 (DCD)}} : X = \frac{3.80}{2} - \frac{-6.57 + 0}{4.54 \times 3.80} = 2.281 \text{ m}$$

$$\underline{\text{Cas 3 (CDC)}} : X = \frac{3.80}{2} - \frac{-6.92 + 0}{5.19 \times 3.80} = 2.251 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{5.19 \times 2.281}{2}(3.80 - 2.281) - 6.57 \times (1 - \frac{2.281}{3.80}) - 0 \times \frac{2.281}{3.80} = 6.22 \text{ kN.m}$$

Les résultats obtenus pour les différents types de poutrelles sont sur les tableaux suivants :

1. Plancher terrasse inaccessible :

(a) E.L.U :

Travée	CD		DE		EF		FG		
$g$ (kN/m)	4,54		4,54		4,54		4,54		
$q$ (kN/m)	0,65		0,65		0,65		0,65		
$p_u$ (kN/m)	7,10		7,10		7,10		7,10		
$l$ (m)	3,20		3,00		3,20		3,60		
$M_0$ (kN.m)	9,09		7,99		9,09		11,50		
Appui	C		D		E		F		G
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-3,64</b>		<b>-3,64</b>		<b>-4,60</b>		<b>0,00</b>
$\alpha$	0,125		0,125		0,125		0,125		
$M_{t1}$ (kN.m)	7,72		4,75		5,42		9,78		
$M_{t2}$ (kN.m)	4,71		4,14		4,71		5,97		
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>7,72</b>		<b>4,75</b>		<b>5,42</b>		<b>9,78</b>		
$a/b$	1,8	1,4	1,5	1,5	1,6	1,6	1,6	2,0	
$V$ (kN)	<b>-8,8</b>	<b>15,7</b>	<b>-11,2</b>	<b>11,2</b>	<b>-11,0</b>	<b>12,9</b>	<b>-17,7</b>	<b>9,9</b>	

TABLE 3.4 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 1 à l'E.L.U

Travée	AB		BC		CD		DE		EF		
$g$ (kN/m)	4,54		4,54		4,54		4,54		4,54		
$q$ (kN/m)	0,65		0,65		0,65		0,65		0,65		
$p_u$ (kN/m)	7,10		7,10		7,10		7,10		7,10		
$l$ (m)	2,80		3,00		3,20		3,00		3,20		
$M_0$ (kN.m)	6,96		7,99		9,09		7,99		9,09		
Appui	A		B		C		D		E		F
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-3,99</b>		<b>-3,64</b>		<b>-3,64</b>		<b>-3,64</b>		<b>0,00</b>
$\alpha$	0,125		0,125		0,125		0,125		0,125		
$M_{t1}$ (kN.m)	5,31		4,57		5,91		4,75		7,72		
$M_{t2}$ (kN.m)	4,31		4,14		4,71		4,14		4,71		
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>5,31</b>		<b>4,57</b>		<b>5,91</b>		<b>4,75</b>		<b>7,72</b>		
$a/b$	1,6	1,2	1,5	1,5	1,6	1,6	1,5	1,5	1,4	1,8	
$V$ (kN)	<b>-6,7</b>	<b>15,4</b>	<b>-11,5</b>	<b>10,8</b>	<b>-11,9</b>	<b>11,9</b>	<b>-11,2</b>	<b>11,2</b>	<b>-15,7</b>	<b>8,8</b>	

TABLE 3.5 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 2 à l'E.L.U

Travée	BC	CD	DE	EF	FG	GH						
$g$ (kN/m)	4,54	4,54	4,54	4,54	4,54	4,54						
$q$ (kN/m)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65						
$p_u$ (kN/m)	7,10	7,10	7,10	7,10	7,10	7,10						
$l$ (m)	3,00	3,20	3,00	4,00	3,60	3,80						
$M_0$ (kN.m)	7,99	9,09	7,99	14,20	11,50	12,82						
Appui	B	C	D	E	F	G	H					
$M_a$ (kN.m)	0,00	-4,54	-4,54	-7,10	-7,10	-7,69	0,00					
$\alpha$	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125					
$M_{t1}$ (kN.m)	6,11	5,00	2,56	7,81	8,23	9,61						
$M_{t2}$ (kN.m)	4,94	5,62	4,14	7,37	7,12	6,65						
$M_{tmax}$ (kN.m)	6,11	5,62	4,14	7,81	8,23	9,61						
$a/b$	1,7	1,3	1,6	1,4	1,8	1,6	2,2					
$V$ (kN)	-7,2	16,5	-12,7	12,7	-10,9	16,0	-14,9	14,9	-16,9	17,9	-21,3	8,8

TABLE 3.6 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 3 à l'E.L.U

Travée	D'F	FG	GH			
$g$ (kN/m)	4,54	4,54	4,54			
$q$ (kN/m)	0,65	0,65	0,65			
$p_u$ (chargée) (kN/m)	7,10	7,10	7,10			
$p_u$ (déchargée) (kN/m)	6,12	6,12	6,12			
$l$ (m)	4,80	3,60	3,80			
$l'$ (m)	4,80	2,88	3,80			
$M_{isostatique}$ (chargée) (kN.m)	20,45	11,50	12,82			
$M_{isostatique}$ (déchargée) (kN.m)	17,64	9,92	11,06			
Appui	D'	F	G	H		
$M_a$ (cas1 : CCC) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-14,63</b>	<b>-9,85</b>	<b>0,00</b>		
$M_a$ (cas2 : DCD) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-12,97</b>	<b>-8,91</b>	<b>0,00</b>		
$M_a$ (cas3 : CDC) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-14,27</b>	<b>-9,44</b>	<b>0,00</b>		
$x$ (m)	<b>1,971</b>	<b>1,987</b>	<b>2,265</b>			
$x$ (m)	1,959	1,959	2,283			
$x$ (m)	1,981	2,019	2,250			
$x_{max}$ (m)	1,981	2,019	2,283			
$M_{t,u,max}$ (kN.m)	<b>13,94</b>	<b>-0,92</b>	<b>8,53</b>			
$V$ (kN)	<b>-14,0</b>	<b>20,1</b>	<b>-14,1</b>	<b>11,5</b>	<b>-16,1</b>	<b>10,9</b>

TABLE 3.7 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 5 à l'E.L.U

(b) E.L.S :

Travée	CD	DE	EF	FG	
$g$ (kN/m)	4,54	4,54	4,54	4,54	
$q$ (kN/m)	0,65	0,65	0,65	0,65	
$p_{ser}$ (kN/m)	5,19	5,19	5,19	5,19	
$l$ (m)	3,20	3,00	3,20	3,60	
$M_0$ (kN.m)	6,64	5,84	6,64	8,40	
Appui	C	D	E	F	G
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-2,66</b>	<b>-2,66</b>	<b>-3,36</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,125	0,125	0,125	0,125	
$M_{t1}$ (kN.m)	5,64	3,47	3,96	7,14	
$M_{t2}$ (kN.m)	3,44	3,03	3,44	4,36	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>5,64</b>	<b>3,47</b>	<b>3,96</b>	<b>7,14</b>	

TABLE 3.8 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 1 à l'E.L.S

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	
$g$ (kN/m)	4,54	4,54	4,54	4,54	4,54	
$q$ (kN/m)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
$p_{ser}$ (kN/m)	5,19	5,19	5,19	5,19	5,19	
$l$ (m)	2,80	3,00	3,20	3,00	3,20	
$M_0$ (kN.m)	5,08	5,84	6,64	5,84	6,64	
Appui	A	B	C	D	E	F
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-2,92</b>	<b>-2,66</b>	<b>-2,66</b>	<b>-2,66</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
$M_{t1}$ (kN.m)	3,88	3,34	4,32	3,47	5,64	
$M_{t2}$ (kN.m)	3,15	3,03	3,44	3,03	3,44	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>3,88</b>	<b>3,34</b>	<b>4,32</b>	<b>3,47</b>	<b>5,64</b>	

TABLE 3.9 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 2 à l'E.L.s

Travée	D'F	FG	GH	
$g$ (kN/m)	4,54	4,54	4,54	
$q$ (kN/m)	0,65	0,65	0,65	
$p_{ser}$ (chargée) (kN/m)	5,19	5,19	5,19	
$p_{ser}$ (déchargée) (kN/m)	4,54	4,54	4,54	
$l$ (m)	4,80	3,60	3,80	
$l'$ (m)	4,80	2,88	3,80	
$M_{isostatique}$ (chargée) (kN.m)	14,94	8,40	9,36	
$M_{isostatique}$ (déchargée) (kN.m)	13,07	7,35	8,19	
Appui	D'	F	G	H
$M_a$ (cas1 : CCC) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-10,69</b>	<b>-7,19</b>	<b>0,00</b>
$M_a$ (cas2 : DCD) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-9,58</b>	<b>-6,57</b>	<b>0,00</b>
$M_a$ (cas3 : CDC) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-10,45</b>	<b>-6,92</b>	<b>0,00</b>
$x$ (m)	<b>1,971</b>	<b>1,987</b>	<b>2,265</b>	
$x$ (m)	1,960	1,962	2,281	
$x$ (m)	1,980	2,016	2,251	
$x_{max}$ (m)	1,980	2,016	2,281	
$M_{t,ser,max}$ (kN.m)	<b>10,17</b>	<b>-0,65</b>	<b>6,22</b>	

TABLE 3.10 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 5 à l'E.L.S

Travée	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
$g$ (kN/m)	4,54	4,54	4,54	4,54	4,54	4,54	
$q$ (kN/m)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
$p_{ser}$ (kN/m)	5,19	5,19	5,19	5,19	5,19	5,19	
$l$ (m)	3,00	3,20	3,00	4,00	3,60	3,80	
$M_0$ (kN.m)	5,84	6,64	5,84	10,37	8,40	9,36	
Appui	B	C	D	E	F	G	H
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-3,32</b>	<b>-3,32</b>	<b>-5,19</b>	<b>-5,19</b>	<b>-5,62</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	
$M_{t1}$ (kN.m)	4,47	3,65	1,87	5,71	6,01	7,02	
$M_{t2}$ (kN.m)	3,61	4,11	3,03	5,38	5,20	4,86	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>4,47</b>	<b>4,11</b>	<b>3,03</b>	<b>5,71</b>	<b>6,01</b>	<b>7,02</b>	

TABLE 3.11 – Sollicitations sur poutrelles terrasse inaccessible type 3 à l'E.L.s

2. Plancher étages courantes :

(a) E.L.U :

Travée	CD	DE	EF	FG				
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	3,90	3,90				
$q$ (kN/m)	0,98	0,98	0,98	0,98				
$p_u$ (kN/m)	6,73	6,73	6,73	6,73				
$l$ (m)	3,20	3,00	3,20	3,60				
$M_0$ (kN.m)	8,61	7,57	8,61	10,90				
Appui	C	D	E	F	G			
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-3,44</b>	<b>-3,44</b>	<b>-4,36</b>	<b>0,00</b>			
$\alpha$	0,200	0,200	0,200	0,200				
$M_{t1}$ (kN.m)	7,32	4,50	5,14	9,26				
$M_{t2}$ (kN.m)	4,56	4,01	4,56	5,78				
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>7,32</b>	<b>4,50</b>	<b>5,14</b>	<b>9,26</b>				
$a/b$	1,8	1,4	1,5	1,5	1,6	1,6	1,6	2,0
$V$ (kN)	<b>-8,3</b>	<b>14,9</b>	<b>-10,6</b>	<b>10,6</b>	<b>-10,5</b>	<b>12,2</b>	<b>-16,7</b>	<b>9,4</b>

TABLE 3.12 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 1 à l'E.L.U

Travée	AB		BC		CD		DE		EF		
$g$ (kN/m)	3,90		3,90		3,90		3,90		3,90		
$q$ (kN/m)	0,98		0,98		0,98		0,98		0,98		
$p_u$ (kN/m)	6,73		6,73		6,73		6,73		6,73		
$l$ (m)	2,80		3,00		3,20		3,00		3,20		
$M_0$ (kN.m)	6,59		7,57		8,61		7,57		8,61		
Appui	A		B		C		D		E		F
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-3,78</b>		<b>-3,44</b>		<b>-3,44</b>		<b>-3,44</b>		<b>0,00</b>
$\alpha$	0,200		0,200		0,200		0,200		0,200		
$M_{t1}$ (kN.m)	5,03		4,33		5,60		4,50		7,32		
$M_{t2}$ (kN.m)	4,15		4,01		4,56		4,01		4,56		
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>5,03</b>		<b>4,33</b>		<b>5,60</b>		<b>4,50</b>		<b>7,32</b>		
$a/b$	1,6	1,2	1,5	1,5	1,6	1,6	1,5	1,5	1,4	1,8	
$V$ (kN)	<b>-6,3</b>	<b>14,6</b>	<b>-10,9</b>	<b>10,3</b>	<b>-11,3</b>	<b>11,3</b>	<b>-10,6</b>	<b>10,6</b>	<b>-14,9</b>	<b>8,3</b>	

TABLE 3.13 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 2 à l'E.L.U

Travée	BC		CD		DE		FG		GH		
$g$ (kN/m)	3,90		3,90		3,90		3,90		3,90		
$q$ (kN/m)	0,98		0,98		0,98		0,98		0,98		
$p_u$ (kN/m)	6,73		6,73		6,73		6,73		6,73		
$l$ (m)	3,00		3,20		3,00		3,60		3,80		
$M_0$ (kN.m)	7,57		8,61		7,57		10,90		12,14		
Appui	B		C		D		E	F	G		H
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-4,31</b>		<b>-4,31</b>		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>-7,29</b>		<b>0,00</b>
$\alpha$	0,200		0,200		0,200			0,200		0,200	
$M_{t1}$ (kN.m)	5,79		4,74		5,79			7,80		9,11	
$M_{t2}$ (kN.m)	4,77		5,43		4,01			6,87		6,44	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>5,79</b>		<b>5,43</b>		<b>5,79</b>			<b>7,80</b>		<b>9,11</b>	
$a/b$	1,7	1,3	1,6	1,6	1,3	1,7		2,1	1,5	1,6	2,2
$V$ (kN)	-6,8	15,6	-12,2	12,2	-15,6	6,8		-7,4	20,0	-20,2	8,4

TABLE 3.14 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 3 et 4 à l'E.L.U

Travée	D'F	FG	GH			
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	3,90			
$q$ (kN/m)	0,98	0,98	0,98			
$p_u$ (chargée) (kN/m)	6,73	6,73	6,73			
$p_u$ (déchargée) (kN/m)	5,27	5,27	5,27			
$l$ (m)	4,80	3,60	3,80			
$l'$ (m)	4,80	2,88	3,80			
$M_{isostatique}$ (chargée) (kN.m)	19,38	10,90	12,14			
$M_{isostatique}$ (déchargée) (kN.m)	15,16	8,53	9,50			
Appui	D'	F	G	H		
$M_a$ (cas1 : CCC) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-13,86</b>	<b>-9,33</b>	<b>0,00</b>		
$M_a$ (cas2 : DCD) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-11,38</b>	<b>-8,72</b>	<b>0,00</b>		
$M_a$ (cas3 : CDC) (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-13,32</b>	<b>-7,92</b>	<b>0,00</b>		
$x$ (m)	1,971	1,987	2,265			
$x$ (m)	1,950	1,910	2,336			
$x$ (m)	1,987	2,085	2,210			
$x_{max}$ (m)	1,987	2,085	2,336			
$M_{t,u,max}$ (kN.m)	<b>13,29</b>	<b>-1,52</b>	<b>8,45</b>			
$V$ (kN)	<b>-13,3</b>	<b>19,0</b>	<b>-13,4</b>	<b>10,9</b>	<b>-15,2</b>	<b>10,3</b>

TABLE 3.15 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 5 à l'E.L.U

(b) E.L.S :

Travée	CD	DE	EF	FG	
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	3,90	3,90	
$q$ (kN/m)	0,98	0,98	0,98	0,98	
$p_{ser}$ (kN/m)	4,88	4,88	4,88	4,88	
$l$ (m)	3,20	3,00	3,20	3,60	
$M_0$ (kN.m)	6,24	5,48	6,24	7,90	
Appui	C	D	E	F	G
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-2,50</b>	<b>-2,50</b>	<b>-3,16</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,200	0,200	0,200	0,200	
$M_{t1}$ (kN.m)	5,30	3,26	3,72	6,71	
$M_{t2}$ (kN.m)	3,31	2,91	3,31	4,19	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>5,30</b>	<b>3,26</b>	<b>3,72</b>	<b>6,71</b>	

TABLE 3.16 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 1 à l'E.L.S

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	
$q$ (kN/m)	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	
$p_{ser}$ (kN/m)	4,88	4,88	4,88	4,88	4,88	
$l$ (m)	2,80	3,00	3,20	3,00	3,20	
$M_0$ (kN.m)	4,78	5,48	6,24	5,48	6,24	
Appui	A	B	C	D	E	F
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-2,74</b>	<b>-2,50</b>	<b>-2,50</b>	<b>-2,50</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	
$M_{t1}$ (kN.m)	3,65	3,14	4,06	3,26	5,30	
$M_{t2}$ (kN.m)	3,01	2,91	3,31	2,91	3,31	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>3,65</b>	<b>3,14</b>	<b>4,06</b>	<b>3,26</b>	<b>5,30</b>	

TABLE 3.17 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 2 à l'E.L.S

Travée	D'F	FG	GH	
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	3,90	
$q$ (kN/m)	0,98	0,98	0,98	
$p_{ser}$ (chargée) (kN/m)	4,88	4,88	4,88	
$p_{ser}$ (déchargée) (kN/m)	3,90	3,90	3,90	
$l$ (m)	4,80	3,60	3,80	
$l'$ (m)	4,80	2,88	3,80	
$M_{isostatique}$ (chargée) (kN.m)	14,04	7,90	8,80	
$M_{isostatique}$ (déchargée) (kN.m)	11,23	6,32	7,04	
Appui	D'	F	G	H
$M_a(cas1 : CCC)$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-10,04</b>	<b>-6,76</b>	<b>0,00</b>
$M_a(cas2 : DCD)$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-8,39</b>	<b>-6,35</b>	<b>0,00</b>
$M_a(cas3 : CDC)$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-9,69</b>	<b>-5,82</b>	<b>0,00</b>
$x$ (m)	1,971	1,987	2,265	
$x$ (m)	1,952	1,916	2,329	
$x$ (m)	1,986	2,075	2,214	
$x_{max}$ (m)	1,986	2,075	2,329	
$M_{t,ser,max}$ (kN.m)	<b>9,61</b>	<b>-1,05</b>	<b>6,10</b>	

TABLE 3.18 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 5 à l'E.L.S

Travée	BC	CD	DE	FG	GH		
$g (kN/m)$	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90		
$q (kN/m)$	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98		
$p_{ser} (kN/m)$	4,88	4,88	4,88	4,88	4,88		
$l (m)$	3,00	3,20	3,00	3,60	3,80		
$M_0 (kN.m)$	5,48	6,24	5,48	7,90	8,80		
Appui	B	C	D	E	F	G	H
$M_a (kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-3,12</b>	<b>-3,12</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>-5,28</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,200	0,200	0,200		0,200	0,200	
$M_{t1} (kN.m)$	4,20	3,43	4,20		5,65	6,60	
$M_{t2} (kN.m)$	3,46	3,93	2,91		4,98	5,54	
$M_{tmax} (kN.m)$	<b>4,20</b>	<b>3,93</b>	<b>4,20</b>		<b>5,65</b>	<b>6,60</b>	

TABLE 3.19 – Sollicitations sur poutrelles étages courants type 3 et 4 à l'E.L.S

### 3. Plancher RDC (commerciale) :

(a) E.L.U :

Travée	FG	GH		
$g(kN/m)$	3,90	3,90		
$q(kN/m)$	1,63	1,63		
$p_u(kN/m)$	7,70	7,70		
$l(m)$	3,60	3,80		
$M_0(kN.m)$	12,48	13,90		
Appui	F	G	H	
$M_a(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-8,34</b>	<b>0,00</b>	
$\alpha$	0,294	0,294		
$M_{t1}(kN.m)$	8,931	10,427		
$M_{t2}(kN.m)$	8,037	7,565		
$M_{tmax}(kN.m)$	<b>8,931</b>	<b>10,427</b>		
$a/b$	2,1	1,5	1,6	2,2
$V(kN)$	<b>-8,5</b>	<b>22,9</b>	<b>-23,1</b>	<b>9,6</b>

TABLE 3.20 – Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 4 à l'E.L.U



Travée	D'F		FG		GH		
$g(kN/m)$	3,90		3,90		3,90		
$q(kN/m)$	1,63		1,63		1,63		
$p_u(\text{chargé}) (kN/m)\$$	7,70		7,70		7,70		
$p_u(\text{déchargé})(kN/m)$	5,27		5,27		5,27		
$l(m)$	4,80		3,60		3,80		
$l'(m)$	4,80		2,88		3,80		
$M_{isostatique}(\text{chargé}) (kN.m)$	22,18		12,48		13,90		
$M_{isostatique}(\text{déchargé})(kN.m)$	15,16		8,53		9,50		
Appui	D'		F		G		H
$M_a(\text{cas1 : CCC})(kN.m)$	0,00		-15,87		-10,68		0,00
$M_a(\text{cas2 : DCD})(kN.m)$	0,00		-11,74		-9,66		0,00
$M_a(\text{cas3 : CDC})(kN.m)$	0,00		-14,98		-8,33		0,00
$x(m)$	1,971		1,987		2,265		
$x(m)$	1,936		1,875		2,383		
$x(m)$	1,995		2,151		2,185		
$x_{max}(m)$	1,995		2,151		2,383		
$M_{t,u,max}(kN.m)$	<b>15,33</b>		<b>-2,29</b>		<b>9,90</b>		
$V(kN)$	<b>-15,2</b>	<b>21,8</b>	<b>-15,3</b>	<b>12,4</b>	<b>-17,4</b>	<b>11,8</b>	

TABLE 3.22 – Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 5 à l'E.L.U

Travée	AB	BC	CD'			
$g(kN/m)$	3,90	3,90	3,90			
$q(kN/m)$	1,63	1,63	1,63			
$p_u$ (chargée)( $kN/m$ )	7,70	7,70	7,70			
$p_u$ (déchargée)( $kN/m$ )	5,27	5,27	5,27			
$l(m)$	2,80	3,00	4,15			
$l'(m)$	2,80	2,40	4,15			
$M_{isostatique}$ (chargée)( $kN.m$ )	7,55	8,67	16,58			
$M_{isostatique}$ (déchargée)( $kN.m$ )	5,16	5,92	11,33			
Appui	A	B	C	D'		
$M_a(cas1 : CCC)(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-6,23</b>	<b>-11,80</b>	<b>0,00</b>		
$M_a(cas2 : DCD)(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-5,02</b>	<b>-11,20</b>	<b>0,00</b>		
$M_a(cas3 : CDC)(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-5,47</b>	<b>-8,67</b>	<b>0,00</b>		
$x(m)$	1,111	1,259	2,444			
$x(m)$	1,059	1,233	2,587			
$x(m)$	1,146	1,297	2,346			
$x_{max}(m)$	1,146	1,297	2,587			
$M_{t,u,max}(kN.m)$	<b>5,06</b>	<b>-1,88</b>	<b>12,31</b>			
$V(kN)$	<b>-8,6</b>	<b>13,0</b>	<b>-9,7</b>	<b>13,4</b>	<b>-18,8</b>	<b>13,1</b>

TABLE 3.23 – Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 6 à l'E.L.U

(b) E.L.S :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
$g(kN/m)$	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	
$q(kN/m)$	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	
$p_{ser}(kN/m)$	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	
$l(m)$	2,80	3,00	3,20	3,00	3,20	3,60	3,80	
$M_0(kN.m)$	5,41	6,22	7,07	6,22	7,07	8,95	9,97	
Appui	A	B	B	B	B	B	C	D
$M_a(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-3,11</b>	<b>-2,83</b>	<b>-2,83</b>	<b>-2,83</b>	<b>-3,58</b>	<b>-4,99</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,294	0,294	0,294	0,294	0,294	0,294	0,294	
$M_{t1}(kN.m)$	4,13	3,56	4,60	3,70	4,22	5,11	7,98	
$M_{t2}(kN.m)$	3,49	3,38	3,85	3,38	3,85	4,87	6,42	
$M_{tmax}(kN.m)$	<b>4,13</b>	<b>3,56</b>	<b>4,60</b>	<b>3,70</b>	<b>4,22</b>	<b>5,11</b>	<b>7,98</b>	

TABLE 3.24 – Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 1 à l'E.L.S

Travée	D'F	FG	GH	
$g(kN/m)$	3,90	3,90	3,90	
$q(kN/m)$	1,63	1,63	1,63	
$p_{ser}(chargée)(kN/m)$	5,53	5,53	5,53	
$p_{ser}(déchargée)(kN/m)$	3,90	3,90	3,90	
$l(m)$	4,80	3,60	3,80	
$l'(m)$	4,80	2,88	3,80	
$M_{isostatique}(chargée)(kN.m)$	15,91	8,95	9,97	
$M_{isostatique}(déchargée)(kN.m)$	11,23	6,32	7,04	
Appui	D'	F	G	H
$M_a(cas1 : CCC)(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-11,38</b>	<b>-7,66</b>	<b>0,00</b>
$M_a(cas2 : DCD)(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-8,63</b>	<b>-6,98</b>	<b>0,00</b>
$M_a(cas3 : CDC)(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-10,79</b>	<b>-6,09</b>	<b>0,00</b>
$x(m)$	1,971	1,987	2,265	
$x(m)$	1,939	1,883	2,371	
$x(m)$	1,993	2,134	2,190	
$x_{max}(m)$	1,993	2,134	2,371	
$M_{t,ser,max}(kN.m)$	<b>10,98</b>	<b>-1,55</b>	<b>7,07</b>	

TABLE 3.25 – Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 5 à l'E.L.S

Travée	FG	GH	
$g(kN/m)$	3,90	3,90	
$q(kN/m)$	1,63	1,63	
$p_{ser}(kN/m)$	5,53	5,53	
$l(m)$	3,60	3,80	
$M_0(kN.m)$	8,95	9,97	
Appui	F	G	H
$M_a(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-5,98</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,294	0,294	
$M_{t1}(kN.m)$	6,406	7,479	
$M_{t2}(kN.m)$	5,765	6,424	
$M_{tmax}(kN.m)$	<b>6,406</b>	<b>7,48</b>	

TABLE 3.26 – Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 4 à l'E.L.S

<b>Travée</b>	<b>AB</b>	<b>BC</b>	<b>CD'</b>	
$g(kN/m)$	3,90	3,90	3,90	
$q(kN/m)$	1,63	1,63	1,63	
$p_{ser}(\text{chargée})(kN/m)$	5,53	5,53	5,53	
$p_{ser}(\text{déchargée})(kN/m)$	3,90	3,90	3,90	
$l(m)$	2,80	3,00	4,15	
$l'(m)$	2,80	2,40	4,15	
$M_{isostatique}(\text{chargée})(kN.m)$	5,41	6,22	11,89	
$M_{isostatique}(\text{déchargée})(kN.m)$	3,82	4,39	8,40	
<b>Appui</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D'</b>
$M_a(\text{cas1 : CCC})(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-4,47</b>	<b>-8,46</b>	<b>0,00</b>
$M_a(\text{cas2 : DCD})(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-3,66</b>	<b>-8,06</b>	<b>0,00</b>
$M_a(\text{cas3 : CDC})(kN.m)$	<b>0,00</b>	<b>-3,96</b>	<b>-6,38</b>	<b>0,00</b>
$x(m)$	1,111	1,259	2,444	
$x(m)$	1,064	1,235	2,573	
$x(m)$	1,144	1,294	2,353	
$x_{max}(m)$	1,144	1,294	2,573	
$M_{t,ser,max}(kN.m)$	<b>3,61</b>	<b>-1,26</b>	<b>8,79</b>	

TABLE 3.27 – Sollicitations sur poutrelles étages commerciale type 6 à l'E.L.S

4. Plancher terrasse accessible :

(a) E.L.U :



Travée	AB		BC		
$g$ (kN/m)	3,90		3,90		
$q$ (kN/m)	2,60		2,60		
$p_u$ (kN/m)	9,17		9,17		
$l$ (m)	2,80		3,00		
$M_0$ (kN.m)	8,98		10,31		
Appui	A		B		C
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-6,19</b>		<b>0,00</b>
$\alpha$	0,400		0,400		
$M_{t1}$ (kN.m)	6,338		7,733		
$M_{t2}$ (kN.m)	5,928		5,774		
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>6,338</b>		<b>7,733</b>		
$a/b$	1,6	1,2	1,3	1,7	
$V$ (kN)	<b>-7,7</b>	<b>21,5</b>	<b>-21,7</b>	<b>9,0</b>	

TABLE 3.29 – Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 2 à l'E.L.U

Travée	AB		BC		CD'		
$g$ (kN/m)	3,90		3,90		3,90		
$q$ (kN/m)	2,60		2,60		2,60		
$p_u$ (chargée) (kN/m)	9,17		9,17		9,17		
$p_u$ (déchargée) (kN/m)	5,27		5,27		5,27		
$l$ (m)	2,80		3,00		4,15		
$l'$ (m)	2,80		2,40		4,15		
$M_{isostatique}$ (chargée) (kN.m)	8,98		10,31		19,73		
$M_{isostatique}$ (déchargée) (kN.m)	5,16		5,92		11,33		
Appui	A		B		C		D'
$M_a$ (cas1 : CCC) (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-7,42</b>		<b>-14,04</b>		<b>0,00</b>
$M_a$ (cas2 : DCD) (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-5,48</b>		<b>-13,07</b>		<b>0,00</b>
$M_a$ (cas3 : CDC) (kN.m)	<b>0,00</b>		<b>-6,20</b>		<b>-9,03</b>		<b>0,00</b>
$x$ (m)	1,111		1,259		2,444		
$x$ (m)	1,028		1,224		2,673		
$x$ (m)	1,158		1,320		2,313		
$x_{max}$ (m)	1,158		1,320		2,673		
$M_{t,u,max}$ (kN.m)	<b>6,15</b>		<b>-2,98</b>		<b>14,88</b>		
$V$ (kN)	<b>-10,2</b>	<b>15,5</b>	<b>-11,5</b>	<b>16,0</b>	<b>-22,4</b>	<b>15,6</b>	

TABLE 3.30 – Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 6 à l'E.L.U

(b) E.L.S :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	
$q$ (kN/m)	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	
$p_{ser}$ (kN/m)	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	
$l$ (m)	2,80	3,00	3,20	3,00	3,20	3,60	3,80	
$M_0$ (kN.m)	6,37	7,31	8,32	7,31	8,32	10,53	11,73	
Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-3,66</b>	<b>-3,33</b>	<b>-3,33</b>	<b>-3,33</b>	<b>-4,21</b>	<b>-5,87</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	
$M_{t1}$ (kN.m)	4,86	4,19	5,41	4,35	4,97	6,02	9,39	
$M_{t2}$ (kN.m)	4,20	4,10	4,66	4,10	4,66	5,90	7,74	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>4,86</b>	<b>4,19</b>	<b>5,41</b>	<b>4,35</b>	<b>4,97</b>	<b>6,02</b>	<b>9,39</b>	

TABLE 3.31 – Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 1 à l'E.L.S

Travée	AB	BC	
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	
$q$ (kN/m)	2,60	2,60	
$p_{ser}$ (kN/m)	6,50	6,50	
$l$ (m)	2,80	3,00	
$M_0$ (kN.m)	6,37	7,31	
Appui	A	B	C
$M_a$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-4,39</b>	<b>0,00</b>
$\alpha$	0,400	0,400	
$M_{t1}$ (kN.m)	4,49	5,48	
$M_{t2}$ (kN.m)	4,20	4,10	
$M_{tmax}$ (kN.m)	<b>4,49</b>	<b>5,48</b>	

TABLE 3.32 – Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 2 à l'E.L.S

<b>Travée</b>	<b>AB</b>	<b>BC</b>	<b>CD'</b>	
$g$ (kN/m)	3,90	3,90	3,90	
$q$ (kN/m)	2,60	2,60	2,60	
$p_{ser}$ (chargée) (kN/m)	6,50	6,50	6,50	
$p_{ser}$ (déchargée) (kN/m)	3,90	3,90	3,90	
$l$ (m)	2,80	3,00	4,15	
$l'$ (m)	2,80	2,40	4,15	
$M_{isostatique}$ (chargée) (kN.m)	6,37	7,31	13,99	
$M_{isostatique}$ (déchargée) (kN.m)	3,82	4,39	8,40	
<b>Appui</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D'</b>
$M_a(cas1 : CCC)$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-5,26</b>	<b>-9,96</b>	<b>0,00</b>
$M_a(cas2 : DCD)$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-3,97</b>	<b>-9,31</b>	<b>0,00</b>
$M_a(cas3 : CDC)$ (kN.m)	<b>0,00</b>	<b>-4,45</b>	<b>-6,62</b>	<b>0,00</b>
$x$ (m)	1,111	1,259	2,444	
$x$ (m)	1,036	1,226	2,650	
$x$ (m)	1,156	1,314	2,320	
$x_{max}$ (m)	1,156	1,314	2,650	
$M_{t,ser,max}$ (kN.m)	<b>4,34</b>	<b>-1,99</b>	<b>10,52</b>	

TABLE 3.33 – Sollicitations sur poutrelles Plancher terrasse accessible type 6 à l'E.L.S

**Les sollicitations maximales :**

**Poutrelle type 5-Plancher S/sol (usage commercial) :**

**1. E.L.U**

- Le moment sur appuis maximale est :  $M_{a,max} = 15.87$  (kN.m)
- Le moment en travées maximale est :  $M_{t,max} = 15.33$  (kN.m)
- L'effort tranchant maximale est :  $V_{max} = 21.8$  (kN.m)

**2. E.L.S**

- Le moment sur appuis maximale est :  $M_{a,max} = 11.38$  (kN.m)
- Le moment en travées maximale est :  $M_{t,max} = 10.98$  (kN.m)

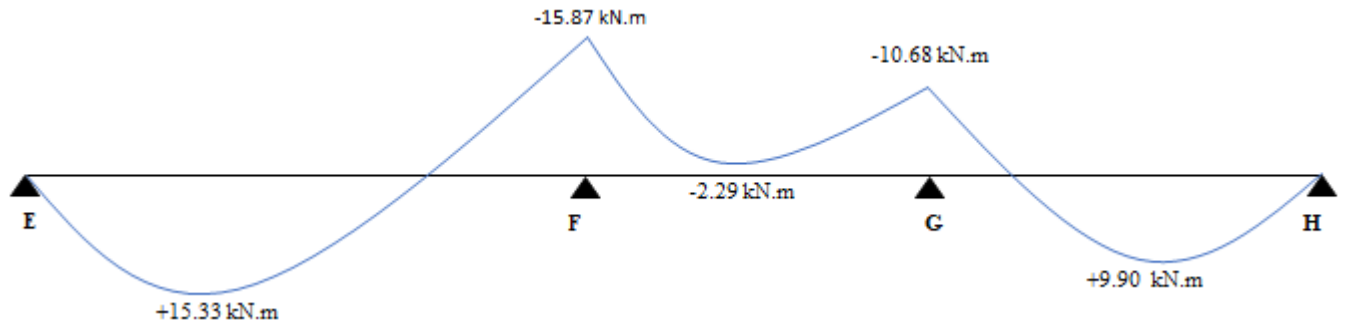


FIGURE 3.28 – diagramme des moments dans les poutrelles à l'ELU

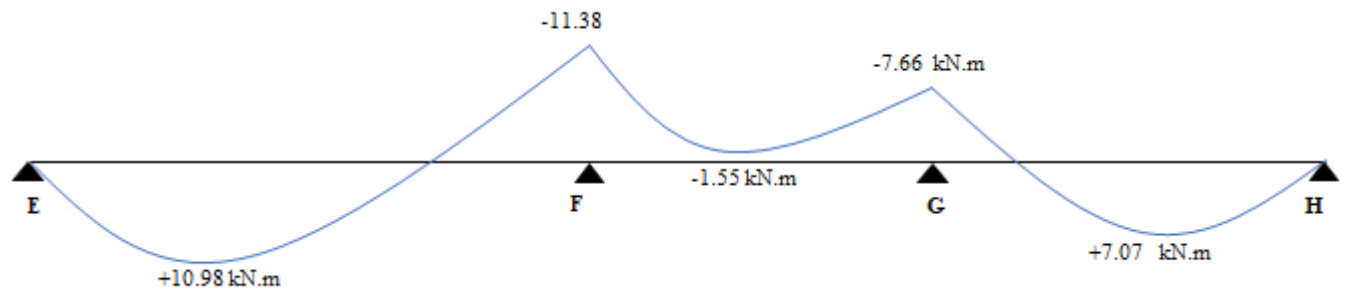


FIGURE 3.29 – diagramme des moments dans les poutrelles à l'ELS

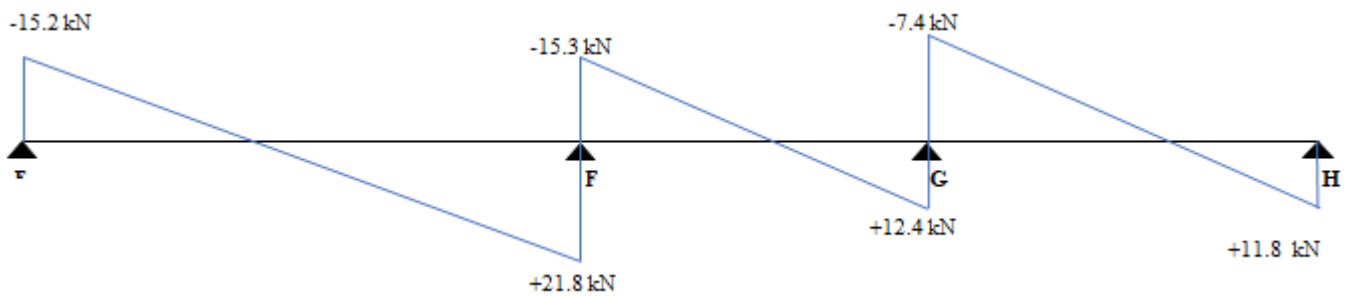


FIGURE 3.30 – diagramme des efforts tranchant dans les poutrelles

### Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour une section en T é en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; h_t = 24\text{cm}.$$

(a) **En travées :**

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{0,04}{0,9 \times 0,24} = 0,185$$

$$0,166 \leq \alpha_0 = 0,185 \leq 0,259 \implies \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07 = 0,121$$

$$M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,052 \text{ MN.m}$$

$$M_{u,max}^t = 0,01533 < M_t = 0,052 \text{ MN.m}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de

compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M_{u1} = (b - b_0)h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,059$$

$$M_{u2} = 0,8\alpha \times d^2 \times b_0 \times f_{bc}(1 - 0,4\alpha_0) = 0,004$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 0,063$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,33 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,22^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,391 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,043 \times 0,65 \times 0,22 \times 14,2}{348} = 0,000202 \text{ m}^2 = 2,02 \text{ cm}^2$$

**Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 0,000170 \text{ m}^2 = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s,min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On adopte 2HA12  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

(b) **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,87 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,22^2 \times 14,2} = 0,192$$

$$\mu = 0,192 < \mu_l = 0,391 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,216$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,216 \times 0,12 \times 0,22 \times 14,2}{348} = 0,000232 \text{ m}^2 = 2,32 \text{ cm}^2$$

**Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 0,000032 \text{ m}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s,min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On adopte 1HA12 + 1HA14  $A_s = 2,67 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{21,8 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,22} = 0,109 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

**Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } \tau_u = \frac{T_u \frac{(b-b_0)}{2}}{0,9b \times d \times h_0} = 0,80 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right\} = \min\left\{\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 12\right\} = 6,86 \text{ mm}$$

On adopte  $\phi_8$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = 6\text{cm} \rightarrow \text{Zone nodale .}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 12\text{cm} \rightarrow \text{Zone courante .}$$

**Vérification à l'ELS :**

comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier *FeE400*, il reste donc à vérifier :  $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$

On peut ne pas effectuer cette vérification si :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,42$

$$\alpha = (0,043 \text{ en travée et } 0,216 \text{ sur appui}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,448 \text{ (C.V)}$$

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,24}{4,80} = 0,0500 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{0,24}{4,80} = 0,0500 \geq \frac{15,33}{10 \times 22,18} = 0,06912 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,26}{65 \times 22} = 0,0016 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$l = 4,80 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire  $f \leq \bar{f}$   $f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_o \times d} = \frac{2,26}{12 \times 22} = 0,00856$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00856(2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 4,8031$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00856(2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 1,9212$$

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

$y$  : est la solution de l'équation du 2<sup>eme</sup> degré suivante :

$$b \times y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$y = 4,3 \text{ cm}; \quad I = 12343,1801 \text{ cm}^4$$

**Calcul des contraintes fictives :**

$g_e = 6,0 \text{ kN/m}$ ;  $g_e$  : poids propre

$j_e = 4,6 \text{ kN/m}$ ;  $j_e$  : poids propre équivalent au moment de la mise en œuvre de revêtement

$q_e = 2,5 \text{ kN/m}$ ;  $q_e$  : charges d'exploitation

$p_e = g_e + q_e = 6,0 + 2,5 = 8,5 \text{ kn/m}$ ;  $P_e$  : Poids total

$$M_p = 0,8 \times \frac{p_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{8,5 \times 4,80^2}{8} = 19,584 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 0,8 \times \frac{g_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{6,0 \times 4,80^2}{8} = 13,824 \text{ kN.m}$$

$$M_j = 0,8 \times \frac{j_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{4,6 \times 4,80^2}{8} = 11,056 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s(p) = n \times \frac{(d-y)M_p}{I} = 15 \times \frac{(22-4,3) \times 19,584 \times 10^3}{12343,1801} = 421,248 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(g) = n \times \frac{(d-y)M_g}{I} = 15 \times \frac{(22-4,3) \times 13,824 \times 10^3}{112343,1801} = 297,352 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(j) = n \times \frac{(d-y)M_j}{I} = 15 \times \frac{(22-4,3) \times 11,056 \times 10^3}{12343,1801} = 237,816 \text{ MPa}$$

**Calcul des moments fictifs :**

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 78270 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0,7008 \rightarrow I_{fi}(g) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 19719,8245 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0,7008 \rightarrow I_{fv}(g) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = 36693,5925 \text{ cm}^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(p) + f_{t28}} = 0,7776 \rightarrow I_{fi}(p) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 18183,5248 \text{ cm}^4$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(j) + f_{t28}} = 0,6412 \rightarrow I_{fi}(j) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 21103,5108 \text{ cm}^4$$

**Calcul de la flèche :**

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(g)} = \frac{13,824 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 19719,8245} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{fv}(g)} = \frac{13,824 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 36693,5925} = 0,80 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(p)} = \frac{19,584 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 18183,5248} = 0,77 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(j)} = \frac{11,056 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 21103,5108} = 0,38 \text{ cm}$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,69 \text{ cm}$$

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis :  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  si  $0 \leq L \leq 5m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f = 0,69 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Schéma de ferrailage :

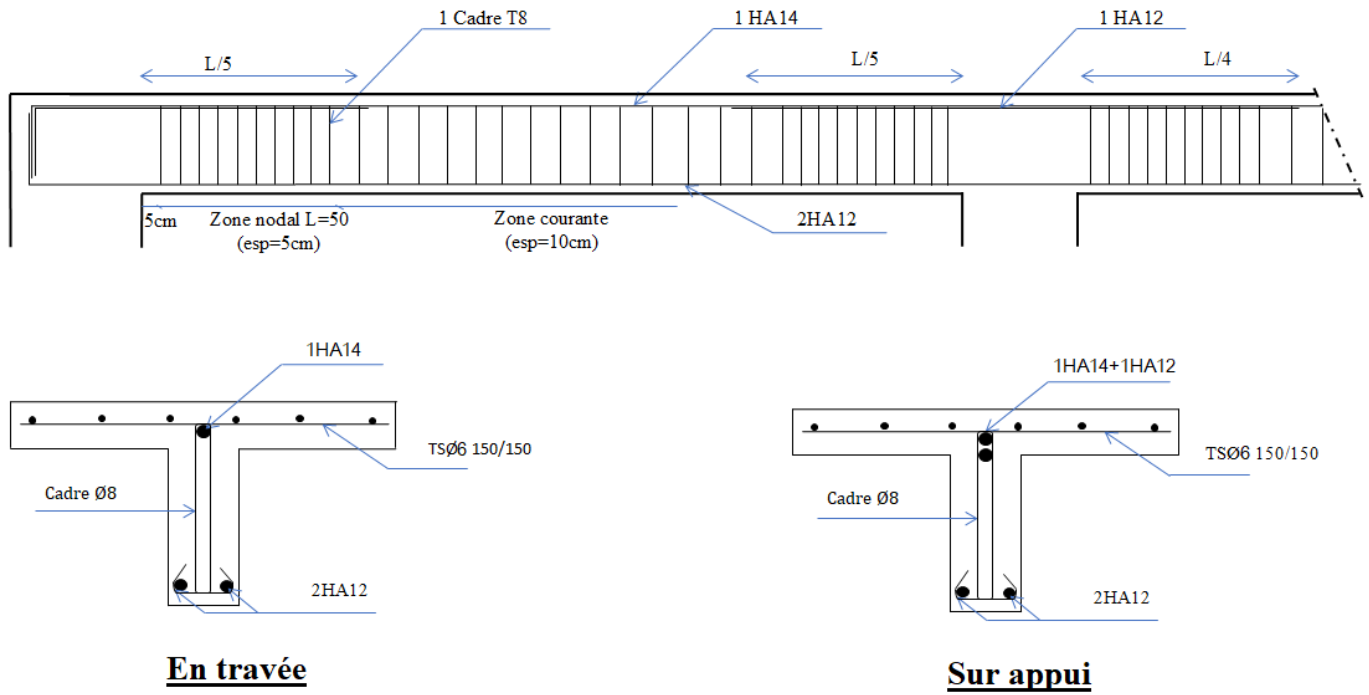


FIGURE 3.31 – Schéma de ferrailage des poutrelles

### 3.4.2 Les dalles pleines :

Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus grand et le plus sollicité et on adoptera le même pour tout les dalles.

Le panneau le plus sollicité est la dalle de l'axe principale :

$$L_x = 3,75 - 0,30 = 3,45m, L_y = 5,10 - 0,30 = 4,80m.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{4,80} = 0,72 > 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**Les sollicitations :**

$$G = 5,15 \text{ kN/m}^2; Q = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

1. **A L'ELU** ( $\nu = 0$ )

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,9525 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \end{cases}$$

(a) **Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 10,144 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 4,691 \text{ kN.m} \end{cases}$$

(b) **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 8,622 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 3,987 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -5,072 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2. **A L'ELS** ( $\nu = 0,2$ )

$$q_{ser} = G + Q = 9,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,6063 \end{cases}$$

(a) **Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 7,830 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 4,748 \text{ kN.m} \end{cases}$$

(b) **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 6,656 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 4,035 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -3,915 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Condition de non fragilité : (CBA93)**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12cm$  ;  $et\rho > 0,4$ , la section minimale d'armatures est :

$$A_{xmin} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times \frac{h}{2} = 1,37cm^2/ml$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 1,20cm^2/ml$$

Sachant que pour des aciers  $HAF eE400\rho_0 = 0,0008$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0,15)m^2$

**Section d'armature minimale : (RPA99/2003)**

$$A_{s.min} = 0,5 \% \times S = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,5 cm^2$$

**L'espacement des armatures :**

Armatures // à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \rightarrow$  On opte pour  $S_t = 20cm$

Armatures // à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \rightarrow$  On opte pour  $S_t = 20cm$

alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Localisation		$M$ $kN.m$	$A_{calculé}$ $cm^2$	$A_{minCBA}$ $cm^2$	$A_{minRPA}$ $cm^2$	$A_{adopté}$ $cm^2$	Nbr des bares/ml
travée	XX	8,622	1,94	1,37	7,50	9,24	6HA14
	YY	3,987	0,89	1,20	7,50	9,24	6HA14
Appui		5,072	0,98	1,37	7,50	9,24	6HA14

TABLE 3.34 – Section des armatures pour les dalles pleines

**Les vérifications à l'état limite ultime :**

**Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 17,636 kN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 6,548 kN$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 0,136Mpa \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 2,5Mpa \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**Les vérifications à l'état limite de service :**

**1. Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

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

**2. Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\mu f_{tj}}\right)\right) \text{ avec : } \mu = 1.6$$

les résultats vérifications sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Localisation		$M_{ser}$ <i>kN.m</i>	$y$ <i>cm</i>	$I$ <i>cm<sup>4</sup></i>	$\sigma_{bc}$ <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_{bc}$ <i>Mpa</i>	Vérif $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_s$ <i>Mpa</i>	Verif $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
travée	xx	6,656	3,61	13791,50	1,74	15	Vérifie	67,99	201,63	Vérifie
	yy	4,035	3,61	13791,50	1,06	15	Vérifie	41,22	201,63	Vérifie
Appui		3,915	3,61	13791,50	1,02	15	Vérifie	39,99	201,63	Vérifie

TABLE 3.35 – Vérifications des contraintes dans les dalles pleines à l'ELS

**3. Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{4,80} = 0,03125 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{0,15}{4,80} = 0,03125 \geq \frac{15,33}{10 \times 22,18} = 0,06912 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,24}{100 \times 13} = 0,0071 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$l = 4,80 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire  $f \leq \bar{f}$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_o \times d} = \frac{9,24}{100 \times 13} = 0,0071$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0071(2 + 3 \times \frac{100}{100})} = 2,9577$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00856(2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 1,1831$$

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

$y$  : est la solution de l'équation du 2<sup>eme</sup> degré suivante :

$$b \times y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$y = 3,6 \text{ cm}; \quad I = 13791,50 \text{ cm}^4$$

**Calcul des contraintes fictives :**

$g_e = 5,15 \text{ kN/m}$ ;  $g_e$  : poids propre

$j_e = 3,75 \text{ kN/m}$ ;  $j_e$  : poids propre équivalent au moment de la mise en œuvre de revêtement

$q_e = 4,0 \text{ kN/m}$ ;  $q_e$  : charges d'exploitation

$p_e = g_e + q_e = 5,15 + 4,0 = 9,15 \text{ kn/m}$ ;  $P_e$  : Poids total

$$\begin{aligned}
 M_p &= 0,8 \times \frac{p_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{9,15 \times 4,80^2}{8} = 21,082 \text{ kN.m} \\
 M_g &= 0,8 \times \frac{g_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{5,15 \times 4,80^2}{8} = 11,866 \text{ kN.m} \\
 M_j &= 0,8 \times \frac{j_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{3,75 \times 4,80^2}{8} = 8,640 \text{ kN.m} \\
 \sigma_s(p) &= n \times \frac{(d-y)M_p}{I} = 15 \times \frac{(13-3,6) \times 21,082 \times 10^3}{13791,50} = 215,536 \text{ MPa} \\
 \sigma_s(g) &= n \times \frac{(d-y)M_g}{I} = 15 \times \frac{(13-3,6) \times 11,866 \times 10^3}{13791,50} = 121,314 \text{ MPa} \\
 \sigma_s(j) &= n \times \frac{(d-y)M_j}{I} = 15 \times \frac{(13-3,6) \times 8,640 \times 10^3}{13791,50} = 88,333 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

**Calcul des moments fictifs :**

$$\begin{aligned}
 I_0 &= \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 30233,106 \text{ cm}^4 \\
 \mu_g &= 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0,3373 \rightarrow I_{fi}(g) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 16647,9177 \text{ cm}^4 \\
 \mu_g &= 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0,3373 \rightarrow I_{fv}(g) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = 23770,5498 \text{ cm}^4 \\
 \mu_p &= 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(p) + f_{t28}} = 0,5530 \rightarrow I_{fi}(p) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 12618,1190 \text{ cm}^4 \\
 \mu_j &= 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(j) + f_{t28}} = 0,2026 \rightarrow I_{fi}(j) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 20795,2678 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

**Calcul de la flèche :**

$$\begin{aligned}
 f &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\
 f_{gi} &= \frac{M_g \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(g)} = \frac{11,866 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 16647,9177} = 0,51 \text{ cm} \\
 f_{gv} &= \frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{fv}(g)} = \frac{11,866 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 23770,5498} = 1,06 \text{ cm} \\
 f_{pi} &= \frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(p)} = \frac{21,082 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 12618,1190} = 1,20 \text{ cm} \\
 f_{ji} &= \frac{M_j \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(j)} = \frac{8,640 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 20795,2678} = 0,30 \text{ cm} \\
 f &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,45 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis :  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  si  $0 \leq L \leq 5m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f = 1,45 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche n'est pas vérifiée.

On doit fait redimensionnement pour la dalle tel que :  $e = 20 \text{ cm}$ ,

La section d'armature nécessaire est  $A_s \geq 0,5 \% \times S = 0,005 \times 100 \times 20 = 10 \text{ cm}^2$

On adopte 7HA14  $A_s = 10,78 \text{ cm}^2$

**4. vérification de la flèche pour la nouvelle dimensionnement :**

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A}{b_o \times d} = \frac{10,78}{100 \times 18} = 0,00539 \\
 \lambda_i &= \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0083(2 + 3 \times \frac{100}{100})} = 3,8961 \\
 \lambda_v &= \frac{0,02f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0083(2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 1,5584
 \end{aligned}$$

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

$y$  : est la solution de l'équation du 2<sup>eme</sup> degré suivante :

$$b \times y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$y = 4,65 \text{ cm}; \quad I = 32177,0925 \text{ cm}^4$$

**Calcul des contraintes fictives :**

$g_e = 6,40 \text{ kN/m}$ ;  $g_e$  : poids propre

$j_e = 5,00 \text{ kN/m}$ ;  $j_e$  : poids propre équivalent au moment de la mise en œuvre de revêtement

$q_e = 4,0 \text{ kN/m}$ ;  $q_e$  : charges d'exploitation

$p_e = g_e + q_e = 6,40 + 4,00 = 10,40 \text{ kn/m}$ ;  $P_e$  : Poids total

$$M_p = 0,8 \times \frac{p_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{10,40 \times 4,80^2}{8} = 23,962 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 0,8 \times \frac{g_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{6,40 \times 4,80^2}{8} = 14,746 \text{ kN.m}$$

$$M_j = 0,8 \times \frac{j_e \times l^2}{8} = 0,8 \times \frac{5,00 \times 4,80^2}{8} = 11,520 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s(p) = n \times \frac{(d-y)M_p}{I} = 15 \times \frac{(18 - 4,65) \times 23,962 \times 10^3}{32177,0925} = 149,124 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(g) = n \times \frac{(d-y)M_g}{I} = 15 \times \frac{(18 - 4,65) \times 14,746 \times 10^3}{32177,0925} = 91,770 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(j) = n \times \frac{(d-y)M_j}{I} = 15 \times \frac{(18 - 4,65) \times 11,520 \times 10^3}{32177,0925} = 71,693 \text{ MPa}$$

**Calcul des moments fictifs :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 71294,9249 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0,0989 \rightarrow I_{fi}(g) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 56610,8730 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(g) + f_{t28}} = 0,0989 \rightarrow I_{fv}(g) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = 67951,3621 \text{ cm}^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(p) + f_{t28}} = 0,3086 \rightarrow I_{fi}(p) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 35609,6440 \text{ cm}^4$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s(j) + f_{t28}} = -0,0080 \rightarrow I_{fi}(j) = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = 80947,4523 \text{ cm}^4$$

**Calcul de la flèche :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(g)} = \frac{14,746 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 56610,8730} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{fv}(g)} = \frac{14,746 \times 4,80^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 67951,3621} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(p)} = \frac{23,962 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 35609,6440} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10E_i \times I_{fi}(j)} = \frac{11,520 \times 4,8^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 80947,4523} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,65 \text{ cm}$$

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis :  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  si  $0 \leq L \leq 5m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f = 0,65 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Schéma de Ferrailage :

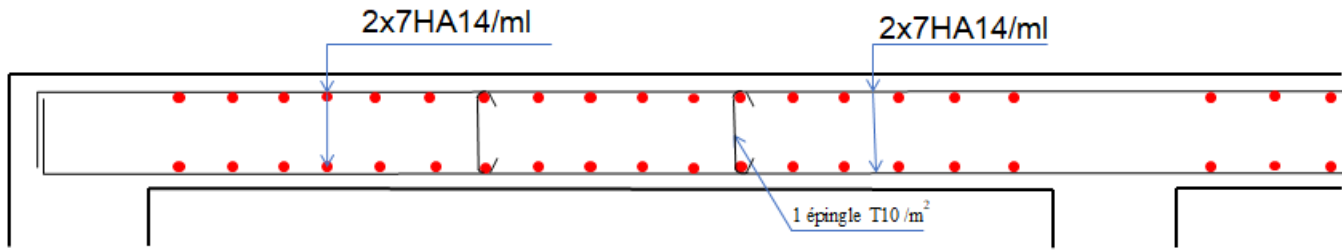


FIGURE 3.32 – Schéma de ferrailage du dalles pleines

### 3.5 Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encadrée dans les poutres, il est calculé comme un console et ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente  $G$  (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre  $P$  (poids propre des murs), et une charge d'exploitation  $Q$ .

#### 3.5.1 Évaluation des charges :

- Poids propre :  $G = 5.15 \times 1m = 5.15 \text{ KN/ml}$ .
- Force concentrée due aux poids de mur extérieur :  $P = W_p = 3.05 \times 3.08 = 9.39 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 3.5 \times 1m = 3.5 \text{ kN/ml}$ .
- $L = 1.65 \text{ m}$

#### 3.5.2 Calcul des sollicitations :

Les combinaisons des charges :

1. **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q; \quad P_u = 1.35P.$$

2. **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q; \quad P_{ser} = P$$

Les sollicitations :

- Le moment ultime à l'encastrement  $M_u$  pour une bande de  $1m$  est de :  

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{(1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) \times 1.65^2}{2} + 1.35 \times 9.39 \times 1.65 = 37.52 \text{ kN.m}$$
- Le Moment Service à l'encastrement  $M_{ser}$  est de :  

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = \frac{(5.15 + 3.5) \times 1.65^2}{2} + 9.39 \times 1.65 = 27.27 \text{ kN.m}$$
- L'effort tranchant à l'encastrement  $T_u$  est de :  

$$T_u = q_u \times l + p_u = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) \times 1.65 + 1.35 \times 9.39 = 39.22 \text{ kN}$$

Ferrailage des balcons :

Le ferrailage se fait pour une bande de un mètre du console de section rectangulaire en flexion simple avec les sollicitations maximales au niveau de l'encastrement.

Les caractéristiques géométriques du balcon sont :

$$b = 100\text{cm}; \quad h = 15\text{cm}; \quad d = 13.5\text{cm}; \quad l = 165\text{cm}.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37.52 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.145$$

$$\mu = 0.145 < \mu_l = 0.391 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.197$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.197 \times 100 \times 13.5 \times 14.2}{348} = 8.67 \text{ cm}^2$$

**Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s,min}$  ..... C.V

On adopte 6HA14  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa} \} \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{39.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.29 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s)}{7.5 A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 9.24}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times (13.5 \times 9.24)}{7.5 \times 9.24^2}} - 1 \right] = 4.89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 4.89^3}{3} + 15 [9.24 (13.5 - 4.89)^2] = 14172.38 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{27.27 \times 10^3}{14172.38} = 1.92 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = K \times y = 1.92 \times 4.89 = 9.41 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  ..... C.V

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 1.92 \times (13.5 - 4.89) = 247.97 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 247.97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ Mpa}$  ..... C.N.V

donc on va redimensionner la section des aciers.

**Calcul de la nouvelle  $A_s$  :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30 M_{ser}}{b \cdot d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 27.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 201.66} = 0.2226$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1.2226$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0.7397 \implies \phi = 42.29^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0.394$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0.394}{1 - 0.394} \times \frac{201.66}{15} = 8.74 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.394 \times 100 \times 13.5 \times 8.74}{2 \times 201.66} = 11.52 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14  $\rightarrow A_s = 12.32 \text{ cm}^2$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10  $\rightarrow A_r = 3.93 \text{ cm}^2$

3.5.3 Schéma de ferrailage :

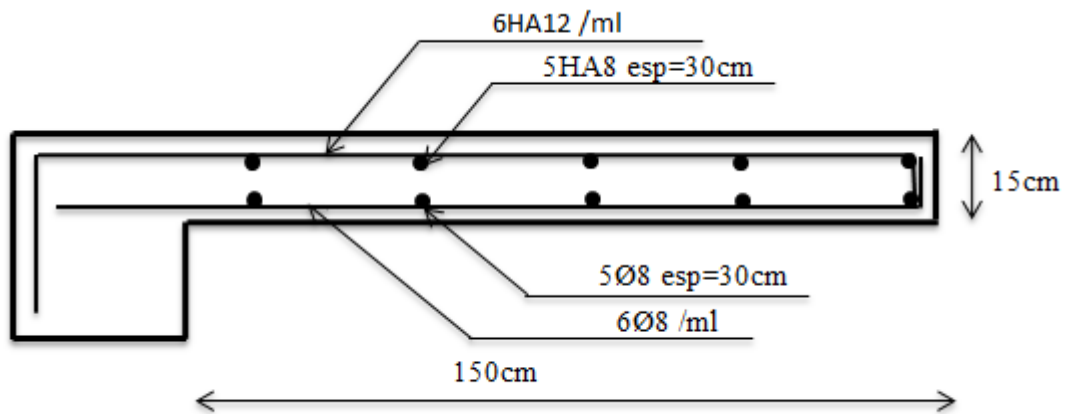


FIGURE 3.33 – Schéma de ferrailage du balcon

# Chapitre 4

## Étude dynamique

### 4.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### 4.2 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

#### 4.2.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### 4.2.2 Méthode dynamique

qui regroupe : Méthode d'analyse modale spectrale. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

#### 4.2.3 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure

par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure. Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 \times V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8 \times V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec, : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W : \text{l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

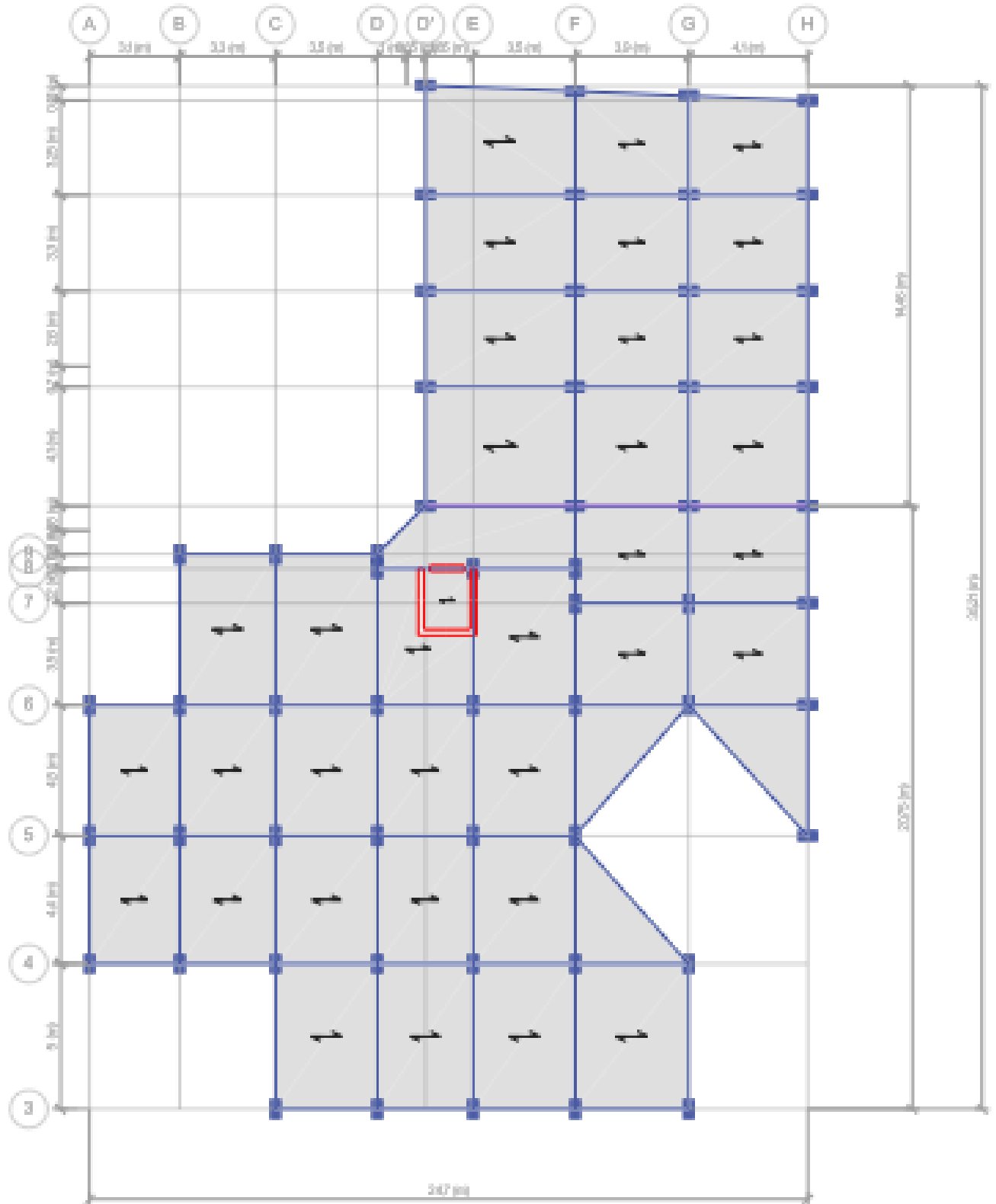
$W$  : Poids total de la structure.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$Q$  : Facteur de qualité.

D'après le **CBA 93 Article B 5.1** on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distant au maximum de **30 m** dans les Wilayas côtières ;

A ce fait on doit faire un joint qui sépare le bâtiment en deux blocs .



### 4.3 Étude du 1<sup>er</sup> bloc

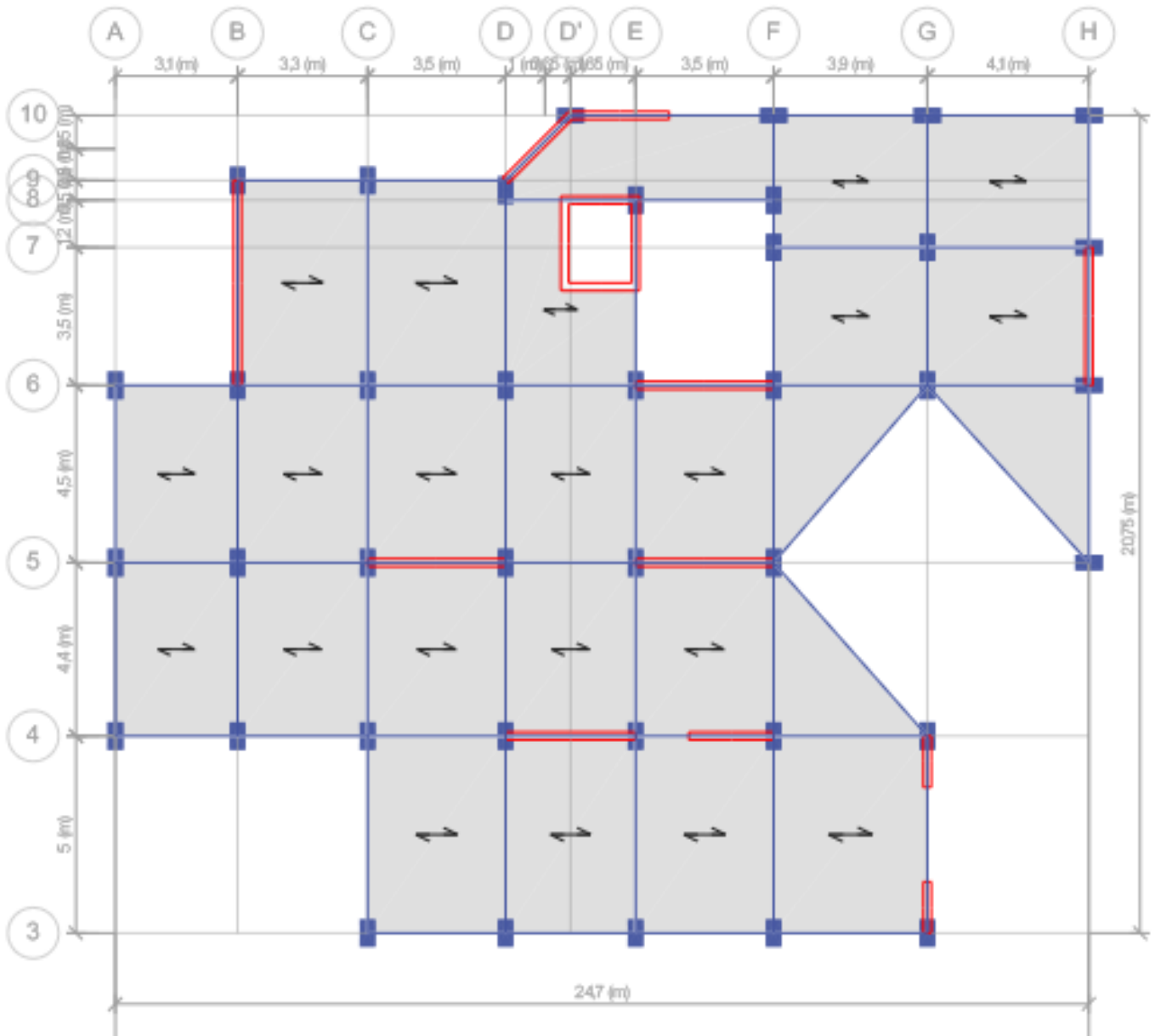


FIGURE 4.2 – vie en plan du modèle bloc 1

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

#### Coefficient d'accélération de zone (A)

- ⎧ Bâtiment implanté à Azzaba Wilaya de Skikda (Alger) → Zone IIa
- ⎧ Bâtiment R+8+S/S à usage d'habitation → Group d'usage 2

D'après le tableau 4.1 du RPA 99V2003 le Coefficient d'accélération de zone  $A = 0.15$

**Coefficient de comportement globale de la structure  $R$**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

**Facteur de qualité  $Q$**

$Q = 1 + \sum P_q$  .....RPA99/2003 (Formule 4.4)  
 $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau 4.1 ( à noter que c'est la même dans les deux sens).

N°	Critère q	Obs	Px	Obs	Py
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0.05	Non Vérifié	0.05
2	Redondance en plan	Non Vérifié	0.05	Non Vérifié	0.05
3	Régularité en plan	Non Vérifié	0.05	Non Vérifié	0.05
4	Régularité en élévation	Non Vérifié	0.05	Non Vérifié	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00
6	Contrôles d'exécution	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00

TABLE 4.1 – Valeurs des pénalités -bloc 1

Donc : 
$$\begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

**Facteur d'amplification dynamique moyen ( $D$ )**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**Coefficient d'amortissement  $\xi$**

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :  $\implies \xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5 \%$

**Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$$

**Période fondamental de la structure (T)**

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

avec :

 $h_N$  :Hauteur total du bâtiment $D$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

Notre système contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé,

D'après le tableau 4.1 du RPA 99V2003  $C_T = 0.05$ 

$$h_N = 32.44m; \quad D_x = 24.70m; \quad D_y = 20.75m$$

$$T = 0.05 \times 32.44^{3/4} = 0.68 \text{ s}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 32.44}{\sqrt{24.70}} = 0.59 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 32.44}{\sqrt{20.75}} = 0.64 \text{ s}$$

Donc :

$$T_x = \min \{0.68; 0.59\} = 0.59 \text{ s}$$

$$T_y = \min \{0.68; 0.64\} = 0.64 \text{ s}$$

**Période caractéristiques ( $T_1$  ;  $T_2$ )**Notre structure est implanté dans un site de catégorie  $S_3$  (site meuble)D'après le tableau 4.7 :  $T_1 = 0.15s$  ;  $T_2 = 0.50s$ 

$$T_2 \leq T_x = 0.59 \leq 3.0 \text{ s} \implies D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \left( \frac{0.50}{0.59} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.83$$

$$T_2 \leq T_y = 0.64 \leq 3.0 \text{ s} \implies D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \left( \frac{0.50}{0.64} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.73$$

### 4.3.1 Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes.

Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \frac{T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25A \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25A \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{0.2} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 1.25A \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{0.2} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{0.5} & T > 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots (\text{RPA 99V2003, page 45})$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure 4.3 représenté sous forme de courbe :

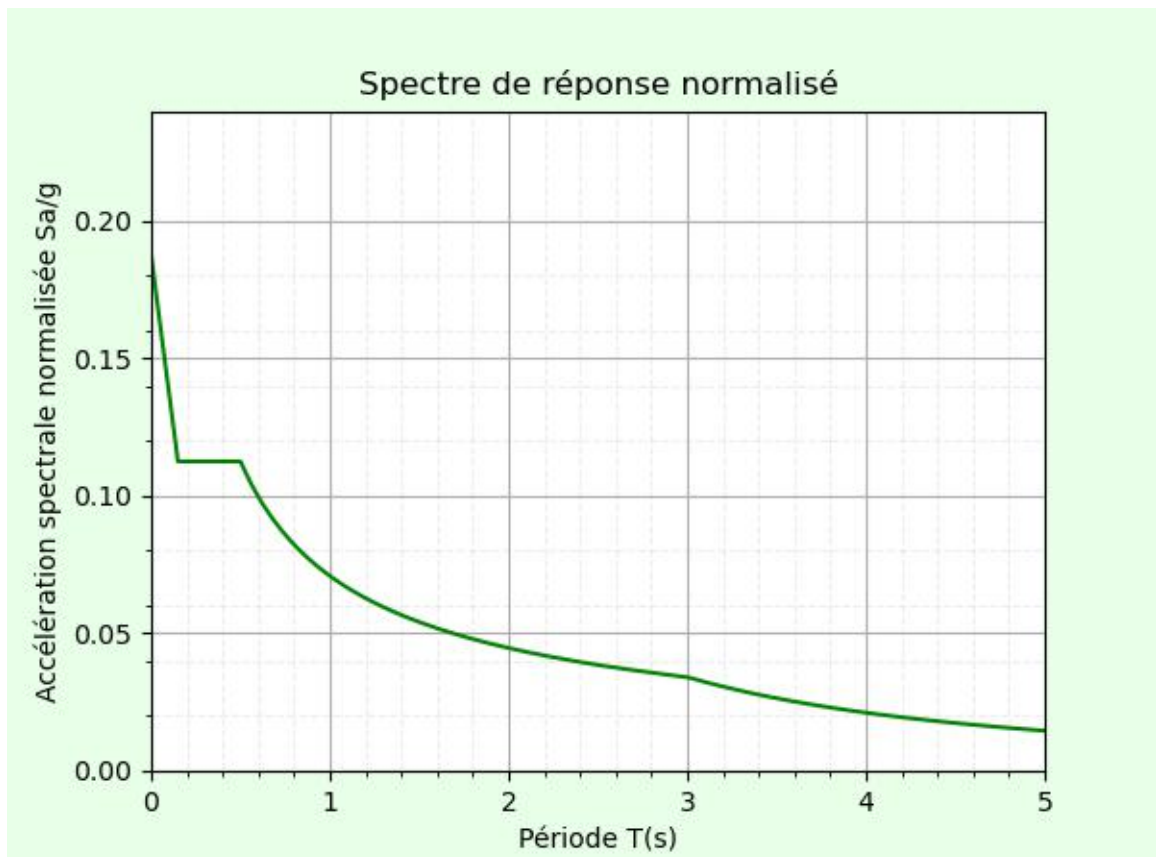


FIGURE 4.3 – Spectre de réponse pour bloc 1

### 4.3.2 résultats de l'analyse sismique

#### 1. Vérification de l'excentricité

Étage	$e_x$	$e_y$	$l_x$	$l_y$	Vérification	Vérification
	m	m	m	m	$e_x < 15 \% l_y$	$e_y < 15 \% l_x$
Étage 8	0,3331	0,3687	20,7500	24,7000	CV	CV
Étage 7	0,3850	0,1273	20,7500	24,7000	CV	CV
Étage 6	0,5324	0,1776	20,7500	24,7000	CV	CV
Étage 5	0,7079	0,2238	20,7500	24,7000	CV	CV
Étage 4	0,9103	0,2628	20,7500	24,7000	CV	CV
Étage 3	1,1175	0,3122	20,7500	24,7000	CV	CV
Étage 2	1,2943	0,3642	20,7500	24,7000	CV	CV
Étage 1	1,3399	0,4148	20,7500	24,7000	CV	CV
RDC	1,2795	0,7258	20,7500	24,7000	CV	CV
T-acc	1,5947	2,1225	20,7500	24,7000	CV	CV
S/S	0,4734	1,4687	20,7500	24,7000	CV	CV

TABLE 4.2 – Vérification de l'excentricité du 1<sup>er</sup> bloc

#### 2. Vérification de convergence test

Auto mesh rectangle	EX		EY	
	ux (mm)	uy (mm)	ux (mm)	uy (mm)
1,0	19,736	7,212	6,549	24,156
0,9	19,736	7,212	6,549	24,156
0,8	19,736	7,212	6,549	24,156
0,7	19,736	7,212	6,549	24,156
0,6	19,736	7,212	6,549	24,156
0,5	19,736	7,212	6,549	24,156

TABLE 4.3 – Convergence test du 1<sup>er</sup> bloc

#### 3. Caractéristiques dynamique du bloc 1 L'analyse dynamique de la structure a conduite à :

- Une période fondamentale  $T=0.81$  S suivent l'axe x-x ;
- Une période fondamentale  $T=0.76$  S suivent l'axe y-y ;
- Une participation massique dépassant la seille des 90%à partir du 11<sup>eme</sup> mode ;

Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,81	0,0033	0,6382	0,0033	0,6382	0,0178	0,0178
2	0,76	0,6478	0,0024	0,6511	0,6406	0,0104	0,0282
3	0,70	0,0083	0,0178	0,6594	0,6584	0,6189	0,6471
4	0,23	0,0016	0,1402	0,6609	0,7986	0,0219	0,669
5	0,20	0,1550	0,0000	0,8159	0,7986	0,0165	0,6855
6	0,18	0,0149	0,0311	0,8308	0,8297	0,1374	0,8229
7	0,11	0,0003	0,0538	0,8312	0,8835	0,0144	0,8372
8	0,09	0,0544	0,0017	0,8856	0,8853	0,0164	0,8536
9	0,08	0,0140	0,0143	0,8995	0,8996	0,0439	0,8975
10	0,07	0,0000	0,0273	0,8996	0,9269	0,0098	0,9073
11	0,05	0,0266	0,0018	0,9261	0,9287	0,0111	0,9184

TABLE 4.4 – Participation massique du 1<sup>er</sup> bloc

— Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y

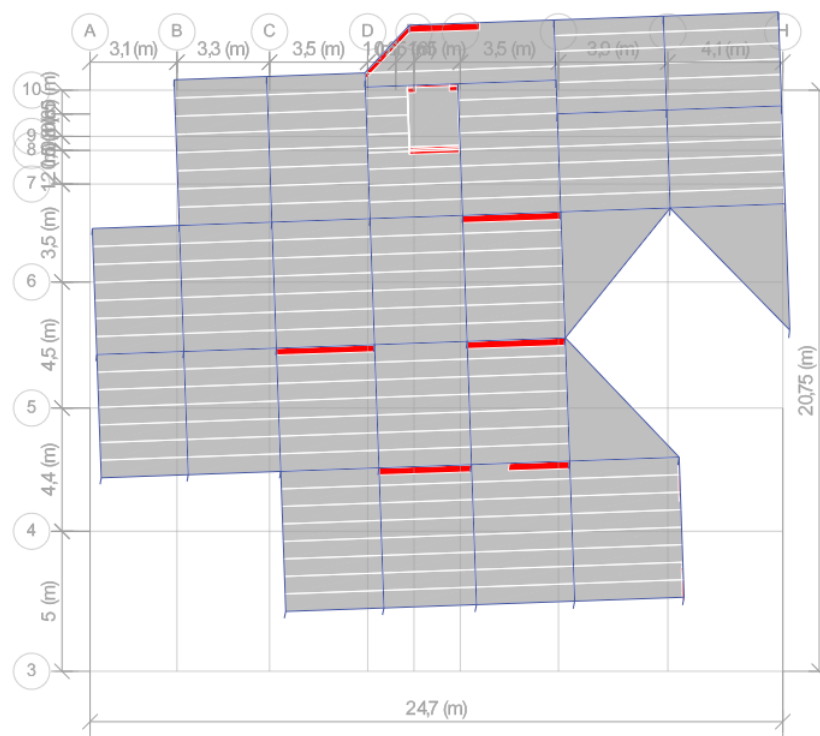


FIGURE 4.4 – 1<sup>er</sup> mode- bloc 1

— Le 2<sup>eme</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x

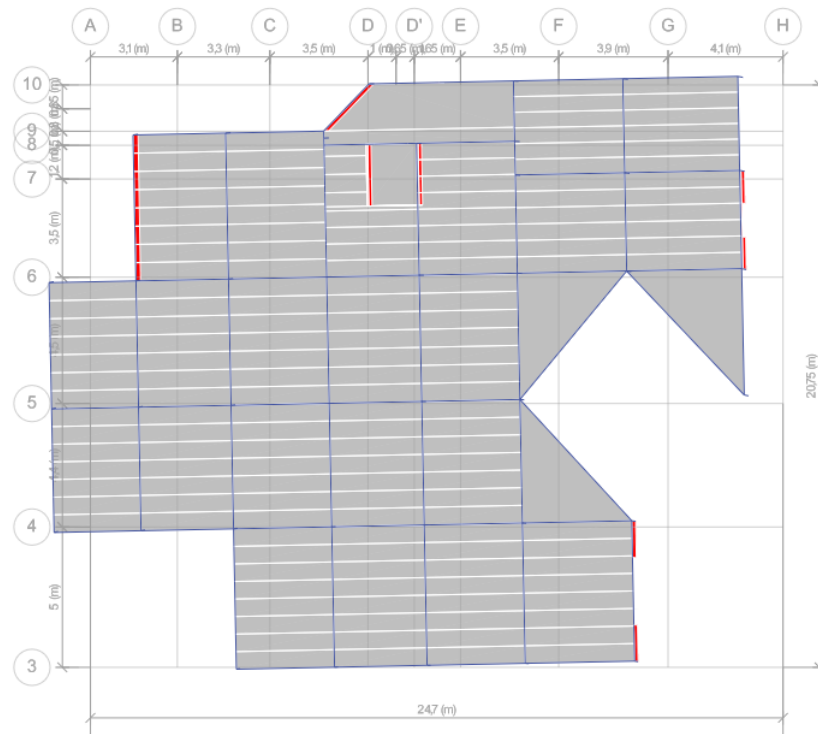


FIGURE 4.5 – 2<sup>eme</sup> mode - bloc 1

— Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation au tour de à z-z

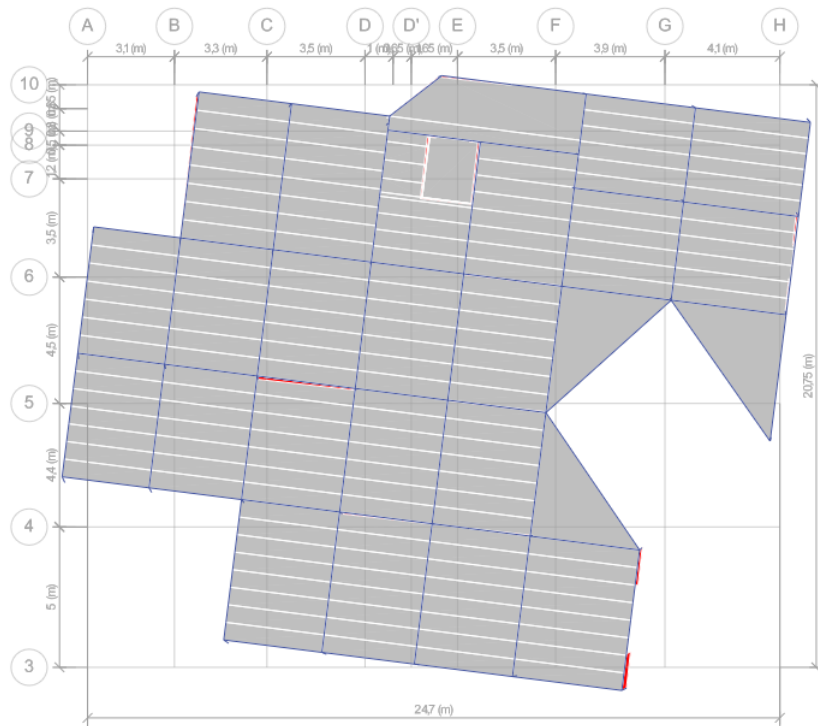


FIGURE 4.6 – 3<sup>eme</sup> mode - bloc 1

#### 4. Vérification des périodes :

$$T_x = 0.59s < T_{xf} = 0.76s < 1.3 \times T_x = 0.77s$$

$$T_y = 0.64s < T_{yf} = 0.81s < 1.3 \times T_y = 0.83s$$

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30 % suivant les deux sens.

#### 5. Vérification des conditions de facteur de comportement R :

##### — Justification de l'interaction "Voiles-portiques" sous charges verticales :

Les **RPA99/2003 (Art 3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20%des sollicitations ;

-Les portiques doivent reprendre au moins 80%des sollicitations ;

##### — Justification de l'interaction "Voiles-portiques" sous charges horizontales :

Les **RPA99/2003 (Art 3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 75%des sollicitations ;

-Les portiques doivent reprendre au moins 25%des sollicitations ;

Le tableaux 4.3 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales

Story	$P_{total}$ (kN)	$P_{voiles}$ (kN)	$\frac{P_{voiles}}{P_{total}}$ (%)	$P_{portiques}$ (kN)	$\frac{P_{portiques}}{P_{total}}$ (%)
Étage 8	5309,258	2654,985	50,01	2654,272	49,99
Étage 7	10451,265	5099,944	48,80	5351,321	51,20
Étage 6	15593,272	7523,111	48,25	8070,162	51,75
Étage 5	20735,280	9900,653	47,75	10834,627	52,25
Étage 4	25950,593	11717,970	45,15	14232,623	54,85
Étage 3	31165,905	13940,318	44,73	17225,587	55,27
Étage 2	36381,218	16147,097	44,38	20234,121	55,62
Étage 1	41661,926	16863,659	40,48	24798,357	59,52
RDC	46140,877	16615,580	36,01	29525,297	63,99
t-acc	48934,993	17286,478	35,33	31648,516	64,67
SS	54812,647	19093,071	34,83	35719,576	65,17

TABLE 4.5 – Charges verticales reprises par les portiques et voiles -bloc 1.

On remarque que Les voiles de contreventement sont reprendre plus de 20%des sollicitations due aux charges verticales ;

donc le système de contreventement du notre structure est constitué des voiles porteurs et le facteur de comportement  $R = 3.5$

#### 6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 des **RPA99/2003**, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V_{st}$  .

D’appris le fichier des résultats obtenue par le logicielle ETABS on a :  $W = 54415,791 \text{ kN}$

$$V_{X_{st}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.83 \times 1.2}{3.5} \times 54415,791 = 5121,303 \text{ kN}$$

$$V_{Y_{st}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.73 \times 1.2}{3.5} \times 54415,791 = 4841,451 \text{ kN}$$

$$V_{X_{dyn}} = 3033,168 \text{ kN} > 0.8 \times V_{X_{st}} = 4097,043 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On doit augmenté tous les paramétrés de réponse dans le rapport  $\frac{0.8 \times V_{X_{st}}}{V_{X_{dyn}}} = 1,36$

$$V_{Y_{dyn}} = 2806,861 \text{ kN} > 0.8 \times V_{Y_{st}} = 3873,161 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On doit augmenté tous les paramétrés de réponse dans le rapport  $\frac{0.8 \times V_{Y_{st}}}{V_{Y_{dyn}}} = 1,38$

**7. Vérification de l’effort normal réduit :**

L’effort normal réduit doit être vérifié, afin d’éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme La formule utilisée est la suivante :

$$v = N_d / (B \times f_{c28}) \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Article 7.4.3.1)}$$

avec :  $N_d$  : Effort normale maximale à L.E.A

$B$  : Section du poteau

Étage	$N_d$ KN	Sec	B $cm^2$	$v$	Vérif $v \leq 0,30$	Sec adopté	B $cm^2$	$v$	Vérif $v \leq 0,30$
Étage 8	142,037	30*30	0,09	0,06	CV	30*30	0,09	0,06	CV
Étage 7	293,044	30*30	0,09	0,13	CV	30*30	0,09	0,13	CV
Étage 6	452,575	30*30	0,09	0,20	CV	30*30	0,09	0,20	CV
Étage 5	616,320	30*30	0,09	0,27	CV	40*40	0,16	0,15	CV
Étage 4	781,993	30*30	0,09	0,35	CNV	40*40	0,16	0,20	CV
Étage 3	974,896	30*40	0,12	0,32	CNV	40*40	0,16	0,24	CV
Étage 2	1162,652	30*40	0,12	0,39	CNV	40*40	0,16	0,29	CV
Étage 1	1358,267	30*50	0,15	0,36	CNV	50*50	0,25	0,22	CV
RDC	1530,410	30*50	0,15	0,41	CNV	50*50	0,25	0,24	CV
t-acc	1607,941	30*50	0,15	0,43	CNV	50*50	0,25	0,26	CV
S/S	1757,374	30*50	0,15	0,47	CNV	50*50	0,25	0,28	CV

TABLE 4.6 – effort normal réduit sur les poteaux -bloc 1.

**8. Vérification aux Sollicitations tangentes (RPA99/2003Article 7.4.3.2)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcule dan le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Ou  $\rho_d$  est égale 0.075 si l’élanement géométrique , dans la direction concéder est supérieur ou égal 5 , et à 0.04 dans le cas contraire

## SENS XX

Étage	poteau (m <sup>2</sup> )	Lf	b (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_{bu}$	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
Étage 8	30*30	2,26	0,3	7,533	0,075	1,875	0,387	CV
Étage 7	30*30	2,26	0,3	7,533	0,075	1,875	0,359	CV
Étage 6	30*30	2,26	0,3	7,533	0,075	1,875	0,323	CV
Étage 5	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,413	CV
Étage 4	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,358	CV
Étage 3	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,355	CV
Étage 2	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,306	CV
Étage 1	50*50	2,26	0,5	4,52	0,04	1	0,298	CV
RDC	50*50	2,835	0,5	5,67	0,075	1,875	1,148	CV
T/acc	50*50	2,26	0,5	4,52	0,04	1	0,270	CV
SS	50*50	1,785	0,5	3,57	0,04	1	0,162	CV

## SENS YY

Étage	poteau (m <sup>2</sup> )	Lf	b (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_{bu}$	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
Étage 8	30*30	2,26	0,3	7,533	0,075	1,875	0,387	CV
Étage 7	30*30	2,26	0,3	7,533	0,075	1,875	0,394	CV
Étage 6	30*30	2,26	0,3	7,533	0,075	1,875	0,367	CV
Étage 5	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,486	CV
Étage 4	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,432	CV
Étage 3	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,440	CV
Étage 2	40*40	2,26	0,4	5,65	0,075	1,875	0,372	CV
Étage 1	50*50	2,26	0,5	4,52	0,04	1	0,322	CV
RDC	50*50	2,835	0,5	5,67	0,075	1,875	1,031	CV
T/acc	50*50	2,26	0,5	4,52	0,04	1	0,179	CV
SS	50*50	1,785	0,5	3,57	0,04	1	0,181	CV

9. Vérification vis à vis de la résistance (RPA99/03 Article : 5.3

On doit être vérifié la satisfaction du condition de résistance suivante :

$$S_d \leq R_d$$

Étage	Section	$B_r(m^2)$	$L_f(m)$	$\lambda$	$N_d(kN)$	$S_d(kN)$	$S_d \leq N_d$
Étage 8	0,30*0,30	0,0784	2,26	26,1078	1423,363	142,037	CV
Étage 7	0,30*0,30	0,0784	2,261	26,1078	1423,363	293,044	CV
Étage 6	0,30*0,30	0,0784	2,261	26,1078	1423,363	452,575	CV
Étage 5	0,40*0,40	0,1444	2,261	26,1078	2621,602	616,320	CV
Étage 4	0,40*0,40	0,1444	2,261	26,1078	2621,602	781,993	CV
Étage 3	0,40*0,40	0,1444	2,261	16,9575	2782,703	974,896	CV
Étage 2	0,40*0,40	0,1444	2,261	16,9575	2782,703	1162,652	CV
Étage 1	0,50*0,50	0,2304	2,261	28,2625	4112,168	1358,267	CV
RDC	0,50*0,50	0,2304	2,856	25,5448	4200,890	1530,410	CV
T/acc	0,50*0,50	0,2304	2,261	20,2230	4357,489	1607,941	CV
SS	0,50*0,50	0,2304	1,785	15,9655	4462,720	1757,374	CV

10. Les section des poteaux retenues

Étage	poteau (m <sup>2</sup> )
S/S , RDC ,T/acc et 1 <sup>er</sup> étages	50x50
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étages	40x40
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étages	30x30

11. Vérification de l'effet  $P - \Delta$  :

Selon les RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

avec :

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau ( $k$ ) par rapport au niveau ( $k - 1$ )

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau ( $k$ ).

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau ( $k$ ).

$h_k$  : Hauteur de l'étage ( $k$ ).

Story	$h_e$ (m)	$V_k$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta_{eK}$ (mm)	<b>R</b>	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$\theta_K$	<b>Obs</b> $\theta_K \leq 0,10$
Étage 8	3,230	971,418	5085,249	28,621	3,5	100,174	11,356	0,018	CV
Étage 7	3,230	1670,566	10233,159	25,377	3,5	88,818	11,877	0,023	CV
Étage 6	3,230	2226,450	15381,069	21,983	3,5	76,941	12,293	0,026	CV
Étage 5	3,230	2695,432	20528,979	18,471	3,5	64,648	12,341	0,029	CV
Étage 4	3,230	3095,294	25710,846	14,945	3,5	52,308	12,226	0,031	CV
Étage 3	3,230	3427,369	30938,756	11,452	3,5	40,082	11,677	0,033	CV
Étage 2	3,230	3696,818	36166,667	8,116	3,5	28,405	10,569	0,032	CV
Étage 1	3,230	3904,941	41422,538	5,096	3,5	17,836	8,763	0,029	CV
RDC	4,050	4033,386	46289,644	2,592	3,5	9,073	7,318	0,021	CV
T/acc	3,230	4088,042	48450,458	2,082	3,5	7,289	5,534	0,020	CV
SS	2,550	4141,106	54415,791	0,501	3,5	1,755	1,755	0,009	CV

TABLE 4.7 – l'effet  $P/\Delta$  selon XX -bloc 1

Étage	$h_e$ (m)	$V_k$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta_{eK}$ (mm)	<b>R</b>	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$\theta_K$	<b>Obs</b> $\theta_K \leq 0,10$
Étage 8	3,230	941,306	5085,249	34,376	3,5	120,317	12,542	0,021	CV
Étage 7	3,230	1607,157	10233,159	30,793	3,5	107,774	13,606	0,027	CV
Étage 6	3,230	2142,260	15381,069	26,905	3,5	94,169	14,463	0,032	CV
Étage 5	3,230	2595,642	20528,979	22,773	3,5	79,706	14,663	0,036	CV
Étage 4	3,230	2980,730	25710,846	18,584	3,5	65,043	14,816	0,040	CV
Étage 3	3,230	3301,334	30938,756	14,351	3,5	50,228	14,477	0,042	CV
Étage 2	3,230	3558,347	36166,667	10,215	3,5	35,751	13,291	0,042	CV
Étage 1	3,230	3756,215	41422,538	6,417	3,5	22,459	10,873	0,037	CV
RDC	4,050	3877,163	46289,644	3,310	3,5	11,586	9,229	0,027	CV
T/acc	3,230	3928,454	48450,458	2,685	3,5	9,398	7,041	0,027	CV
SS	2,550	3980,132	54415,791	0,674	3,5	2,358	2,358	0,013	CV

TABLE 4.8 – l'effet  $P/\Delta$  selon YY -bloc 1

Le coefficient  $\theta$  est inférieur à 0.10 à tous les niveaux et dans les deux sens ;  
donc : l'effet  $P - \Delta$  est donc négligé.

## 12. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon les **RPA99/V2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement ( $R = 3.5$ ).

Étage	$h_e$ (m)	$\delta_{eK}$ (mm)	R	$\delta_K$ (mm)	$\delta_{K-1}$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$1,0\%h_k$ (mm)	Vérification $\Delta_K \leq 1,0\%h_k$
Étage 8	3,230	28,621	3,5	100,174	88,818	11,356	32,300	CV
Étage 7	3,230	25,377	3,5	88,818	76,941	11,877	32,300	CV
Étage 6	3,230	21,983	3,5	76,941	64,648	12,293	32,300	CV
Étage 5	3,230	18,471	3,5	64,648	52,308	12,341	32,300	CV
Étage 4	3,230	14,945	3,5	52,308	40,082	12,226	32,300	CV
Étage 3	3,230	11,452	3,5	40,082	28,405	11,677	32,300	CV
Étage 2	3,230	8,116	3,5	28,405	17,836	10,569	32,300	CV
Étage 1	3,230	5,096	3,5	17,836	9,073	8,763	32,300	CV
RDC	4,050	2,592	3,5	9,073	7,289	1,784	40,500	CV
T/acc	3,230	2,082	3,5	7,289	1,755	5,534	32,300	CV
SS	2,550	0,501	3,5	1,755	0,000	1,755	25,500	CV

TABLE 4.9 – Vérification des déplacements (sens x-x) bloc 1

Étage	$h_e$ (m)	$\delta_{eK}$ (mm)	R	$\delta_K$ (mm)	$\delta_{K-1}$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$1,0\%h_k$ (mm)	Vérification $\Delta_K \leq 1,0\%h_k$
Étage 8	3,230	34,376	3,5	120,317	107,774	12,542	32,300	CV
Étage 7	3,230	30,793	3,5	107,774	94,169	13,606	32,300	CV
Étage 6	3,230	26,905	3,5	94,169	79,706	14,463	32,300	CV
Étage 5	3,230	22,773	3,5	79,706	65,043	14,663	32,300	CV
Étage 4	3,230	18,584	3,5	65,043	50,228	14,816	32,300	CV
Étage 3	3,230	14,351	3,5	50,228	35,751	14,477	32,300	CV
Étage 2	3,230	10,215	3,5	35,751	22,459	13,291	32,300	CV
Étage 1	3,230	6,417	3,5	22,459	11,586	10,873	32,300	CV
RDC	4,050	3,310	3,5	11,586	9,398	2,188	40,500	CV
T/acc	3,230	2,685	3,5	9,398	2,358	7,041	32,300	CV
SS	2,550	0,674	3,5	2,358	0,000	2,358	25,500	CV

TABLE 4.10 – Vérification des déplacements (sens y-y) bloc 1

13. Vérification vis à vis de la ductilité

Les dispositions constructives réglementaires conférant la ductilité nécessaire à l'ouvrage sont **respectées**

14. Vérification Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée si le coefficient de sécurité  $K_g$  est supérieur à 1,5 et sera calculé par la formule

$$K_g(x.x) = \frac{C \times B + W}{E_x} = \frac{54415,791}{4141,106} = 13,15 \geq 1,5 \dots\dots\dots CV$$

$$K_g(y.y) = \frac{C \times B + W}{E_y} = \frac{54415,791}{3980,132} = 13,67 \geq 1,5 \dots\dots\dots CV$$

15. Justification vis-à-vis le renversement :(RPA99/Version2003 Art 4.4.1)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Il faut vérifier que :  $K_r = \frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$

$$M_{rx} = \sum_{i=1}^n M_{rx_i} = \sum_{i=1}^n F_{y_i} \times h_i ; M_{ry} = \sum_{i=1}^n M_{ry_i} = \sum_{i=1}^n F_{x_i} \times h_i$$

$$M_{sx} = \sum_{i=1}^n M_{s_i} = \sum_{i=1}^n W_i \times Y_{g_i} ; M_{sy} = \sum_{i=1}^n M_{s_i} = \sum_{i=1}^n W_i \times X_{g_i}$$

Étage	$F_y$ (KN)	$h_e$ (m)	W (KN)	$Y_g$ (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$K_r$	Vérification $K_r \geq 1,5$
Étage 8	759,101	32,44	5228,779	9,457	77026,954	549453,942	7,13	Vérifiée
Étage 7	563,993	29,21	5061,435	9,869				
Étage 6	451,160	25,98	5061,435	9,869				
Étage 5	372,359	22,75	5061,435	9,869				
Étage 4	312,504	19,52	5256,483	9,872				
Étage 3	264,112	16,29	5256,483	9,876				
Étage 2	209,802	13,06	5256,483	9,876				
Étage 1	160,493	9,83	5495,302	9,882				
RDC	98,199	6,60	4469,461	10,005				
T/acc	43,440	5,78	2843,068	11,325				
SS	45,428	2,55	6089,960	10,380				

TABLE 4.11 – Vérification de renversement (DIRECTION X ) bloc 1

Étage	$F_x$ (KN)	$h_e$ (m)	$W$ (KN)	$X_g$ (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$K_r$	Vérification $K_r \geq 1,5$
Étage 8	936,600	32,44	5228,779	12,168	96139,426	673178,346	7,00	Vérifiée
Étage 7	705,036	29,21	5061,435	12,251				
Étage 6	566,210	25,98	5061,435	12,251				
Étage 5	466,396	22,75	5061,435	12,251				
Étage 4	395,197	19,52	5256,483	12,246				
Étage 3	332,086	16,29	5256,483	12,243				
Étage 2	264,656	13,06	5256,483	12,243				
Étage 1	203,167	9,83	5495,302	12,238				
RDC	122,264	6,60	4469,461	12,249				
T/acc	54,639	5,78	2843,068	11,881				
SS	55,354	2,55	6089,960	12,262				

TABLE 4.12 – Vérification de renversement (DIRECTION Y ) bloc 1

#### 4.4 Étude du 2<sup>ème</sup> bloc

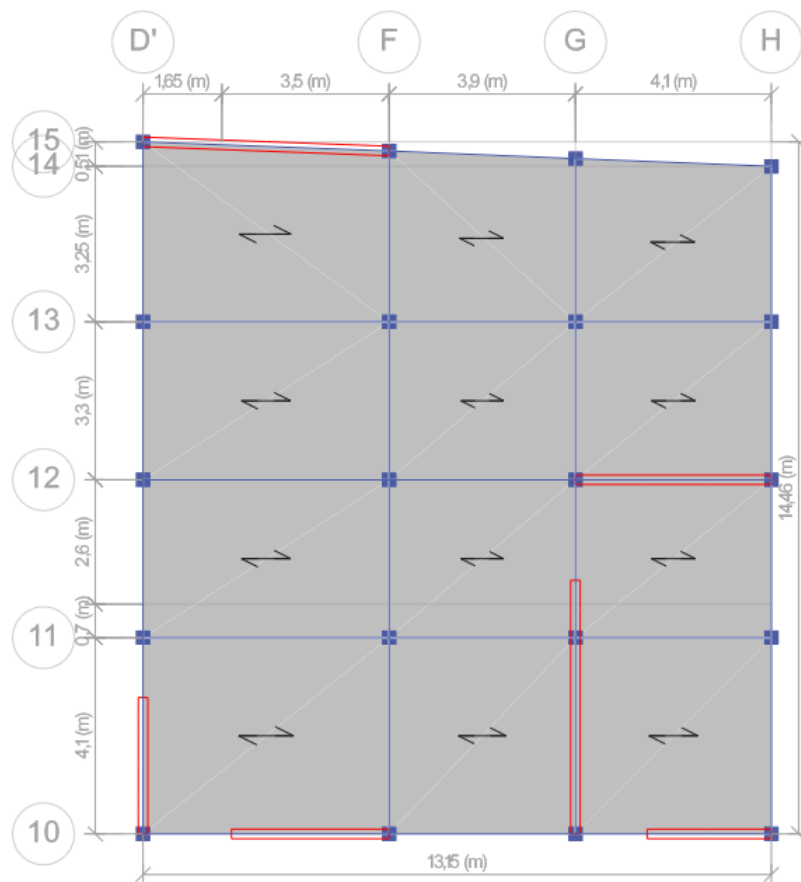


FIGURE 4.7 – vie en plan du modèle bloc 2

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

**Coefficient d'accélération de zone (A)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Bâtiment implanté à Azzaba Wilaya de Skikda (Alger)} \rightarrow \text{Zone IIa} \\ \text{Bâtiment } R + 8 + S/S \text{ à usage d'habitation} \rightarrow \text{Group d'usage 2} \end{array} \right.$$

D'après le tableau 4.1 du RPA 99V2003 le Coefficient d'accélération de zone  $A = 0.15$

**Coefficient de comportement globale de la structure R**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

**Facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum P_q \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau 4.1 ( à noter que c'est la même dans les deux sens).

N°	Critère q	Obs	Px	Obs	Py
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00
2	Redondance en plan	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00
3	Régularité en plan	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00
4	Régularité en élévation	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00
6	Contrôles d'exécution	Vérifié	0.00	Vérifié	0.00

TABLE 4.13 – Valeurs des pénalités pour bloc 1

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1 \\ Q_y = 1 \end{array} \right.$$

**Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**Coefficient d'amortissement  $\xi$**

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :  $\implies \xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5 \%$

**Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$$

**Période fondamentale de la structure (T)**

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

avec :

$h_N$  :Hauteur total du bâtiment

$D$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

Notre système contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé,

D'après le tableau 4.1 du RPA 99V2003  $C_T = 0.05$

$$h_N = 32.44m; \quad D_x = 13.15m; \quad D_y = 14.46m$$

$$T = 0.05 \times 32.44^{3/4} = 0.68 \text{ s}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 32.44}{\sqrt{13.15}} = 0.81 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 32.44}{\sqrt{14.46}} = 0.77 \text{ s}$$

Donc :

$$T_x = \min \{0.68; 0.81\} = 0.68 \text{ s}$$

$$T_y = \min \{0.68; 0.77\} = 0.68 \text{ s}$$

**Période caractéristiques ( $T_1 ; T_2$ )**

Notre structure est implanté dans un site de catégorie  $S_3$  (site meuble)

D'après le tableau 4.7 :  $T_1 = 0.15s$  ;  $T_2 = 0.50s$

$$T_2 \leq T_x = 0.68 \leq 3.0 \text{ s} \implies D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.50}{0.68}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.66$$

$$T_2 \leq T_y = 0.68 \leq 3.0 \text{ s} \implies D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.50}{0.68}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.66$$

### 4.4.1 Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent. Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \frac{T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25A \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25A \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{0.2} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 1.25A \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{0.2} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{0.5} & T > 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots (\text{RPA 99V2003, page 45})$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure 4.8 représenté sous forme de courbe :

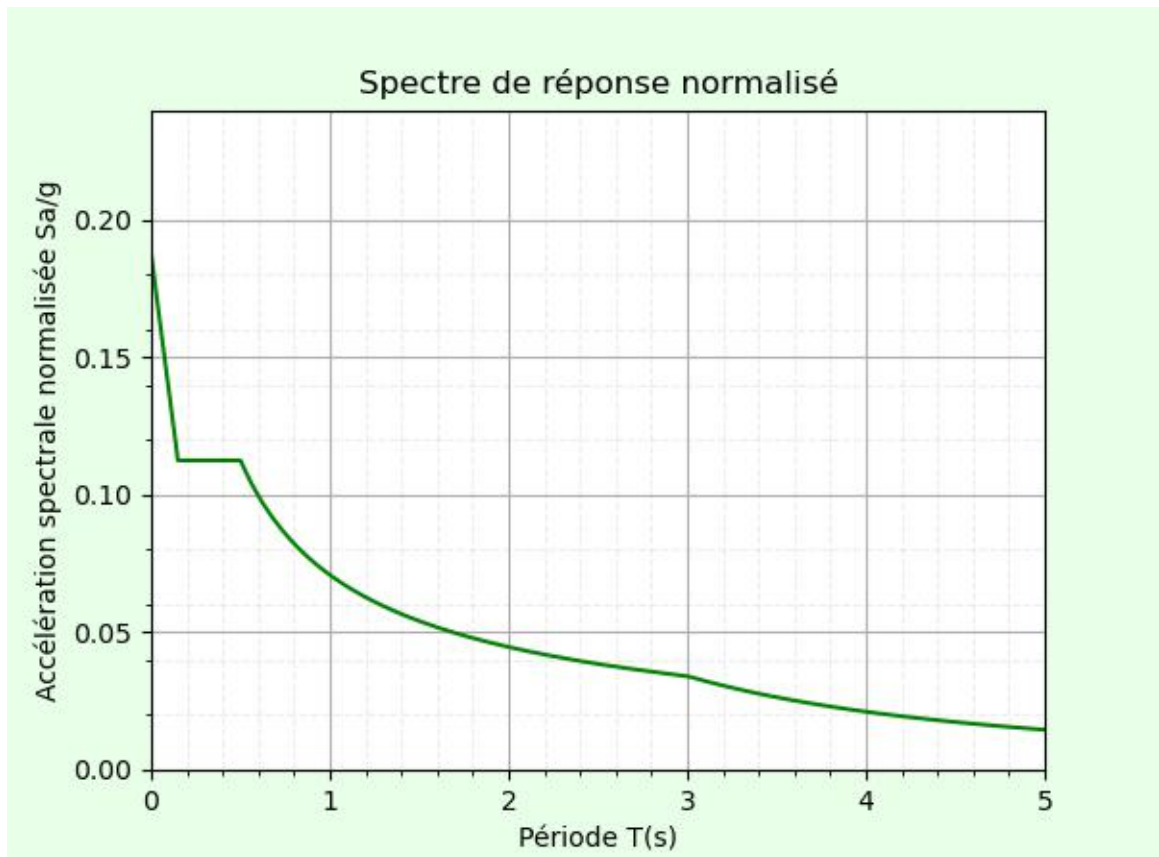


FIGURE 4.8 – Spectre de réponse pour bloc 2

#### 4.4.2 résultats de l'analyse sismique

##### 1. Vérification de l'excentricité

Étage	$e_x$	$e_y$	$l_x$	$l_y$	Vérification	Vérification
	m	m	m	m	$e_x < 15 \% l_y$	$e_y < 15 \% l_x$
Étage 8	0,4364	0,5018	14,4600	13,1500	CV	CV
Étage 7	0,4000	0,7536	14,4600	13,1500	CV	CV
Étage 6	0,3342	0,5409	14,4600	13,1500	CV	CV
Étage 5	0,2592	0,2905	14,4600	13,1500	CV	CV
Étage 4	0,1683	0,0239	14,4600	13,1500	CV	CV
Étage 3	0,0631	0,2389	14,4600	13,1500	CV	CV
Étage 2	0,0545	0,4799	14,4600	13,1500	CV	CV
Étage 1	0,1728	0,6600	14,4600	13,1500	CV	CV
RDC	0,1944	0,6148	14,4600	13,1500	CV	CV
S/S	0,2025	0,4628	14,4600	13,1500	CV	CV

TABLE 4.14 – Vérification de l'excentricité du 2<sup>ème</sup> bloc

##### 2. Vérification de convergence test

Auto mesh rectangle	EX		EY	
	ux	uy	ux	uy
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1,0	19,736	7,212	6,549	24,156
0,9	19,736	7,212	6,549	24,156
0,8	19,736	7,212	6,549	24,156
0,7	19,736	7,212	6,549	24,156
0,6	19,736	7,212	6,549	24,156
0,5	19,736	7,212	6,549	24,156

TABLE 4.15 – Convergence test du 2<sup>ème</sup> partie

##### 3. Caractéristiques dynamique du 2<sup>ème</sup> bloc

L'analyse dynamique de la structure a conduite à :

- Une période fondamentale  $T=0.71$  S suivent l'axe x-x ;
- Une période fondamentale  $T=0.71$  S suivent l'axe y-y ;
- Une participation massique dépassant la seille des 90%à partir du 9<sup>ème</sup> mode ;

Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,71	0,0348	0,6528	0,0348	0,6528	0,0093	0,0093
2	0,71	0,6218	0,0287	0,6566	0,6815	0,0189	0,0282
3	0,62	0,0162	0,0170	0,6729	0,6985	0,6628	0,6910
4	0,20	0,0002	0,1630	0,6730	0,8615	0,0001	0,6911
5	0,18	0,0964	0,0000	0,7695	0,8616	0,0624	0,7535
6	0,16	0,0850	0,0007	0,8545	0,8623	0,1067	0,8602
7	0,09	0,0000	0,0560	0,8545	0,9183	0,0007	0,8609
8	0,08	0,0265	0,0009	0,8810	0,9192	0,0302	0,8911
9	0,07	0,0354	0,0005	0,9164	0,9197	0,0283	0,9194
10	0,06	0,0000	0,0246	0,9164	0,9443	0,0006	0,9200

TABLE 4.16 – Participation massique du 2<sup>eme</sup> bloc

— Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y

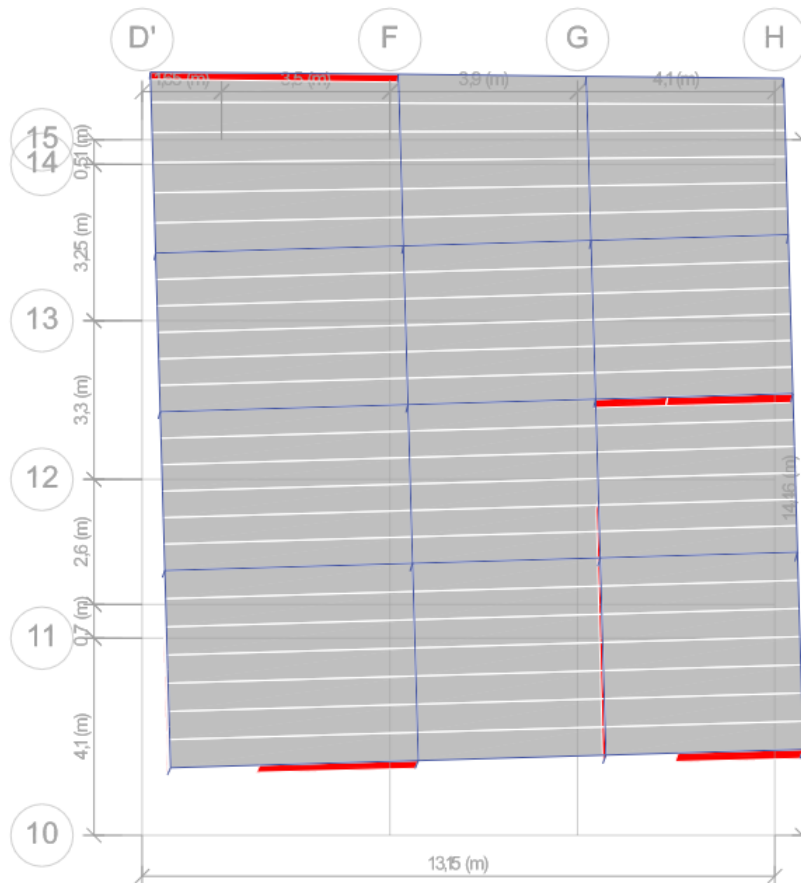


FIGURE 4.9 – 1<sup>er</sup> mode -bloc 2

— Le 2<sup>eme</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x

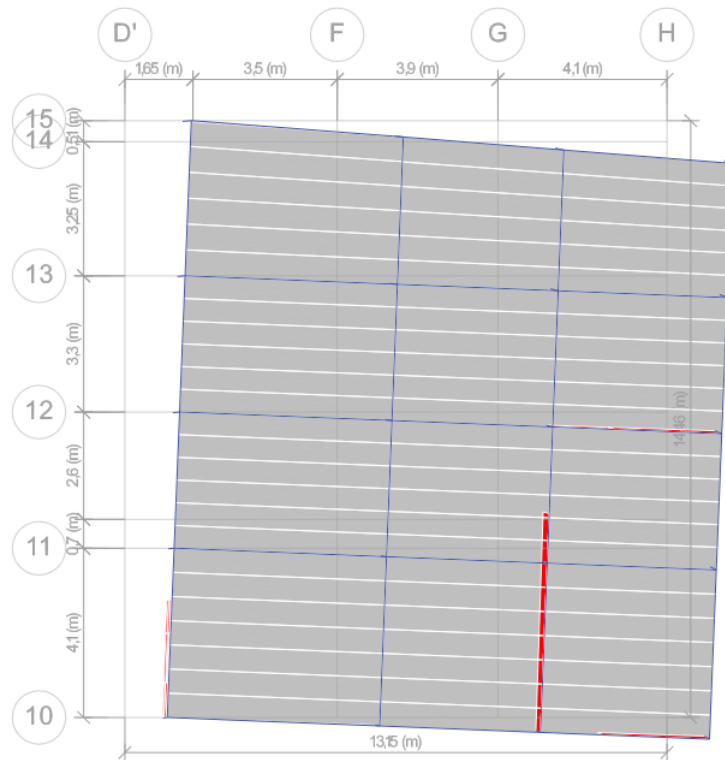


FIGURE 4.10 – 2<sup>eme</sup> mode -bloc 2

— Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation au tour de à z-z

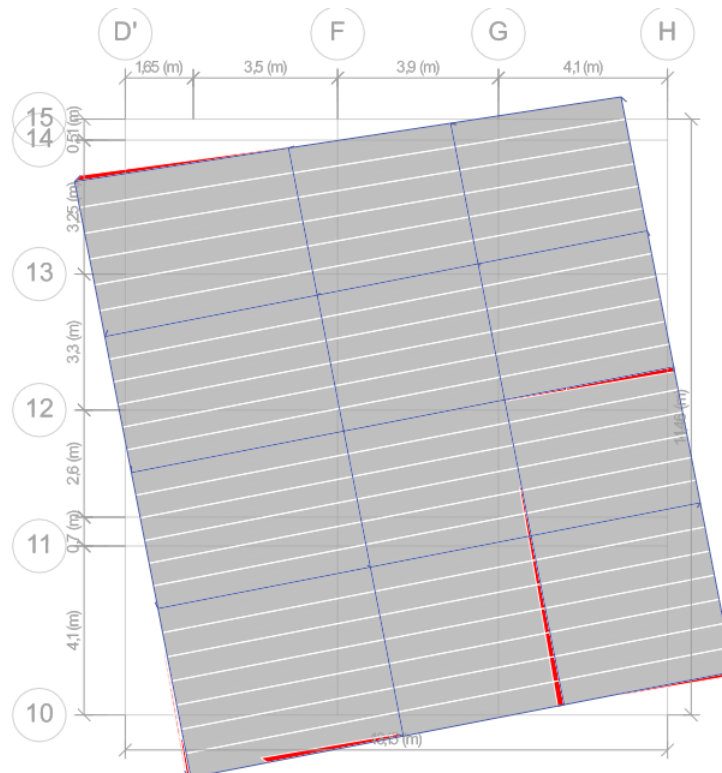


FIGURE 4.11 – 3<sup>eme</sup> mode -bloc 2

4. Vérification des périodes :

$$T_x = 0.68s < T_{xf} = 0.71s < 1.3 \times T_x = 0.832s$$

$$T_y = 0.68s < T_{yf} = 0.71s < 1.3 \times T_y = 0.832s$$

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30 % suivant les deux sens.

5. Vérification des conditions de facteur de comportement R :

— Justification de l'interaction "Voiles-portiques" sous charges verticales :

Les RPA99/2003 (Art 3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20%des sollicitations ;

-Les portiques doivent reprendre au moins 80%des sollicitations ;

— Justification de l'interaction "Voiles-portiques" sous charges horizontales :

Les RPA99/2003 (Art 3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 75%des sollicitations ;

-Les portiques doivent reprendre au moins 25%des sollicitations ;

Le tableaux 4.17 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales .

Étage	$P_{total}$ (kN)	$P_{voiles}$ (kN)	$\frac{P_{voiles}}{P_{total}}$ (%)	$P_{portiques}$ (kN)	$\frac{P_{portiques}}{P_{total}}$ (%)
Étage 8	2670,610	1257,531	47,09	1413,078	52,91
Étage 7	5299,415	2636,294	49,75	2663,121	50,25
Étage 6	7924,162	3955,090	49,91	3969,072	50,09
Étage 5	10548,908	5215,305	49,44	5333,603	50,56
Étage 4	13279,419	5840,560	43,98	7437,859	56,01
Étage 3	16009,929	6950,229	43,41	9059,700	56,59
Étage 2	18740,440	8000,284	42,69	10740,156	57,31
Étage 1	21609,015	8117,810	37,57	13491,205	62,43
RDC	24735,757	9457,848	38,24	15277,909	61,76
SS	27109,488	8915,200	32,89	18194,288	67,11

TABLE 4.17 – Charges verticales reprises par les portiques et voiles -bloc 2.

On remarque que Les voiles de contreventement sont reprendre plus de 20%des sollicitations due aux charges verticales ;

donc le système de contreventement du notre structure est constitué des voiles porteurs et le facteur de comportement  $R = 3.5$

6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 des RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V_{st}$  .

D’appris le fichier des résultats obtenue par le logicielle ETABS on a :  $W = 26810,588 \text{ kN}$

$$V_{X_{st}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1}{3.5} \times 26810,588 = 2102,716 \text{ kN}$$

$$V_{Y_{st}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1}{3.5} \times 26810,588 = 1907,382 \text{ kN}$$

$$V_{X_{dyn}} = 1624,798 \text{ kN} > 0.8 \times V_{X_{st}} = 1682,173 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On doit augmenté tous les paramétrés de réponse dans le rapport  $\frac{0.8 \times V_{X_{st}}}{V_{X_{dyn}}} = 1,036$

$$V_{Y_{dyn}} = 1717,871 \text{ kN} > 0.8 \times V_{Y_{st}} = 1525,905 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**7. Vérification de l’effort normal réduit :**

L’effort normal réduit doit être vérifié, afin d’éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme La formule utilisée est la suivante :

$$v = N_d / (B \times f_{c28}) \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Article 7.4.3.1)}$$

avec :  $N_d$  : Effort normale maximale à L.E.A

$B$  : Section du poteau

Étage	$N_d$ KN	Sec	B $cm^2$	$v$	Vérif $v \leq 0,30$	Sec adopté	B $cm^2$	$v$	Vérif $v \leq 0,30$
Étage 8	150,161	30*30	0,09	0,07	CV	30*30	0,09	0,07	CV
Étage 7	295,910	30*30	0,09	0,13	CV	30*30	0,09	0,13	CV
Étage 6	444,637	30*30	0,09	0,20	CV	30*30	0,09	0,20	CV
Étage 5	590,344	30*30	0,09	0,26	CV	40*40	0,16	0,15	CV
Étage 4	731,550	30*30	0,09	0,33	CNV	40*40	0,16	0,18	CV
Étage 3	877,860	30*40	0,12	0,29	CV	40*40	0,16	0,22	CV
Étage	1028,633	30*40	0,12	0,34	CNV	40*40	0,16	0,26	CV
Étage 1	1191,345	30*50	0,15	0,32	CNV	50*50	0,25	0,19	CV
RDC	1344,689	30*50	0,15	0,36	CNV	50*50	0,25	0,22	CV
S/S	1524,149	30*50	0,15	0,41	CNV	50*50	0,25	0,24	CV

TABLE 4.18 – effort normal réduit sur les poteaux 2<sup>e</sup>mebloc .

**8. Vérification de l’effet  $P - \Delta$  :**

Selon les **RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

avec :

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau ( $k$ ) par rapport au niveau ( $k - 1$ )

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau ( $k$ ).

$V_k$  : Effort tranchant d’étage au niveau ( $k$ ).

$h_k$  : Hauteur de l’étage ( $k$ ).

Étage	$h_e$ (m)	$V_k$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta_{eK}$ (mm)	<b>R</b>	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$\theta_K$	<b>Obs</b> $\theta_K \leq 0,10$
Étage 8	3,230	357,956	2670,610	18,751	3,5	65,629	8,887	0,021	CV
Étage 7	3,230	653,808	5299,415	16,212	3,5	56,742	8,955	0,022	CV
Étage 6	3,230	894,336	7924,162	13,653	3,5	47,787	8,873	0,024	CV
Étage 5	3,230	1094,789	10548,908	11,118	3,5	38,915	8,547	0,025	CV
Étage 4	3,230	1260,270	13279,419	8,676	3,5	30,368	7,943	0,026	CV
Étage 3	3,230	1392,655	16009,929	6,407	3,5	22,424	7,164	0,025	CV
Étage 2	3,230	1491,560	18740,440	4,360	3,5	15,261	6,040	0,023	CV
Étage 1	3,230	1563,414	21609,015	2,635	3,5	9,221	4,680	0,020	CV
RDC	4,050	1614,341	24735,757	1,297	3,5	4,541	3,675	0,014	CV
SS	2,550	1626,426	27109,488	0,247	3,5	0,866	0,866	0,006	CV

TABLE 4.19 – l'effet  $P/\Delta$  selon XX -bloc 2

Étage	$h_e$ (m)	$V_k$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\delta_{eK}$ (mm)	<b>R</b>	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$\theta_K$	<b>Obs</b> $\theta_K \leq 0,10$
Étage 8	3,230	378,701	2670,610	18,833	3,5	65,915	7,317	0,016	CV
Étage 7	3,230	671,837	5299,415	16,742	3,5	58,599	7,755	0,019	CV
Étage 6	3,230	903,128	7924,162	14,527	3,5	50,844	8,150	0,022	CV
Étage 5	3,230	1094,598	10548,908	12,198	3,5	42,694	8,329	0,025	CV
Étage 4	3,230	1256,668	13279,419	9,819	3,5	34,365	8,048	0,026	CV
Étage 3	3,230	1394,729	16009,929	7,519	3,5	26,318	7,658	0,027	CV
Étage 2	3,230	1507,274	18740,440	5,331	3,5	18,660	6,900	0,027	CV
Étage 1	3,230	1595,509	21609,015	3,360	3,5	11,760	5,619	0,024	CV
RDC	4,050	1664,315	24735,757	1,755	3,5	6,141	4,922	0,018	CV
SS	2,550	1681,299	27109,488	0,348	3,5	1,220	1,220	0,008	CV

TABLE 4.20 – l'effet  $P/\Delta$  selon YY -bloc 2

Le coefficient  $\theta$  est inférieur à 0.10 à tous les niveaux et dans les deux sens ;  
donc : l'effet  $P - \Delta$  est donc négligé.

#### 9. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon les **RPA99/V2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement ( $R = 3.5$ ).

Étage	$h_e$ (m)	$\delta_{eK}$ (mm)	R	$\delta_K$ (mm)	$\delta_{K-1}$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$1,0\%h_k$ (mm)	Vérification $\Delta_K \leq 1,0\%h_k$
Étage 8	3,230	18,751	3,5	65,629	56,742	8,887	32,300	CV
Étage 7	3,230	16,212	3,5	56,742	47,787	8,955	32,300	CV
Étage 6	3,230	13,653	3,5	47,787	38,915	8,873	32,300	CV
Étage 5	3,230	11,118	3,5	38,915	30,368	8,547	32,300	CV
Étage 4	3,230	8,676	3,5	30,368	22,424	7,943	32,300	CV
Étage 3	3,230	6,407	3,5	22,424	15,261	7,164	32,300	CV
Étage 2	3,230	4,360	3,5	15,261	9,221	6,040	32,300	CV
Étage 1	3,230	2,635	3,5	9,221	4,541	4,680	32,300	CV
RDC	4,050	1,297	3,5	4,541	0,866	3,675	40,500	CV
SS	2,550	0,247	3,5	0,866	0,000	0,866	25,500	CV

TABLE 4.21 – Vérification des déplacements (sens x-x) -bloc 2

Étage	$h_e$ (m)	$\delta_{eK}$ (mm)	R	$\delta_K$ (mm)	$\delta_{K-1}$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$1,0\%h_k$ (mm)	Vérification $\Delta_K \leq 1,0\%h_k$
Étage 8	3,230	18,833	3,5	65,915	58,599	7,317	32,300	CV
Étage 7	3,230	16,742	3,5	58,599	50,844	7,755	32,300	CV
Étage 6	3,230	14,527	3,5	50,844	42,694	8,150	32,300	CV
Étage 5	3,230	12,198	3,5	42,694	34,365	8,329	32,300	CV
Étage 4	3,230	9,819	3,5	34,365	26,318	8,048	32,300	CV
Étage 3	3,230	7,519	3,5	26,318	18,660	7,658	32,300	CV
Étage 2	3,230	5,331	3,5	18,660	11,760	6,900	32,300	CV
Étage 1	3,230	3,360	3,5	11,760	6,141	5,619	32,300	CV
RDC	4,050	1,755	3,5	6,141	1,220	4,922	40,500	CV
SS	2,550	0,348	3,5	1,220	0,000	1,220	25,500	CV

TABLE 4.22 – Vérification des déplacements (sens y-y) -bloc 2

#### 10. Justification vis-à-vis le renversement :(RPA99/Version2003 Art 4.4.1)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Il faut vérifier que :  $K_r = \frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$

$$M_{rx} = \sum_{i=1}^n M_{rxi} = \sum_{i=1}^n F_{yi} \times h_i ; M_{ry} = \sum_{i=1}^n M_{ryi} = \sum_{i=1}^n F_{xi} \times h_i$$

$$M_{sx} = \sum_{i=1}^n M_{si} = \sum_{i=1}^n W_i \times Y_{gi} ; M_{sy} = \sum_{i=1}^n M_{si} = \sum_{i=1}^n W_i \times X_{gi}$$

Étage	$F_x$ (KN)	$h_e$ (m)	<b>W</b> (KN)	$X_g$ (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$K_r$	Vérification $K_r \geq 1,5$
Étage 8	357,956	32,44	2670,610	6,274	38814,858	170269,277	4,387	Vérifiée
Étage 7	295,852	29,21	2628,805	6,265				
Étage 6	240,528	25,98	2624,747	6,264				
Étage 5	200,453	22,75	2624,747	6,271				
Étage 4	165,481	19,52	2730,511	6,271				
Étage 3	132,386	16,29	2730,511	6,272				
Étage 2	98,905	13,06	2730,511	6,273				
Étage 1	71,854	9,83	2868,575	6,273				
RDC	50,927	6,60	3126,743	6,228				
SS	12,084	2,55	2373,730	6,446				

TABLE 4.23 – Vérification de renversement (DIRECTION Y ) -bloc 2

Étage	$F_y$ (KN)	$h_e$ (m)	<b>W</b> (KN)	$Y_g$ (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$K_r$	Vérification $K_r \geq 1,5$
Étage 8	378,701	32,44	2670,610	6,839	39459,680	186974,059	4,738	Vérifiée
Étage 7	293,136	29,21	2628,805	7,212				
Étage 6	231,291	25,98	2624,747	6,810				
Étage 5	191,469	22,75	2624,747	6,812				
Étage 4	162,070	19,52	2730,511	6,812				
Étage 3	138,061	16,29	2730,511	6,821				
Étage 2	112,545	13,06	2730,511	6,829				
Étage 1	88,236	9,83	2868,575	6,829				
RDC	68,806	6,60	3126,743	6,806				
SS	16,984	2,55	2373,730	7,272				

TABLE 4.24 – Vérification de renversement (DIRECTION X ) -bloc 2

### 11. Justification de la largeur de joint sismique

deux blocs voisin doivent être séparés par un joint sismique dont un largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm$$

$$d_{min} = 15 + (114,2 + 59,3) = 188,5mm$$

On opte pour un joint sismique de largeur  $d = 200mm$

# Chapitre 5

## Calcul des éléments structuraux

### 5.1 Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

### 5.2 Les poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple. On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

#### 5.2.1 Recommandation du RPA 99/V2003 :

1. **Coffrage ( Article.7.5.1) :** Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots (RPA 99 Art.7.5.1)$$

2. **Ferraillage (Article 7.5.2) :**

#### Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5 \% b \times h$  en toute la section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4 % En zone courante.
  - 6 % En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  En zone *a*.  
avec  $\phi_{max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle ( là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés)
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu’ au moins un coté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**Les armatures transversales :**

- La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L’espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :  
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  $S \leq \min\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\}$
- En dehors de la zone nodale :  $S \leq \frac{h}{2}$  avec : h : La hauteur de la poutre.
- La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées,c’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement.

**5.2.2 Recommandation de CBA93 (condition de non fragilité) :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} \geq 0,001 \times b \times h \dots\dots\dots (CBA93 Article B.6.4)$$

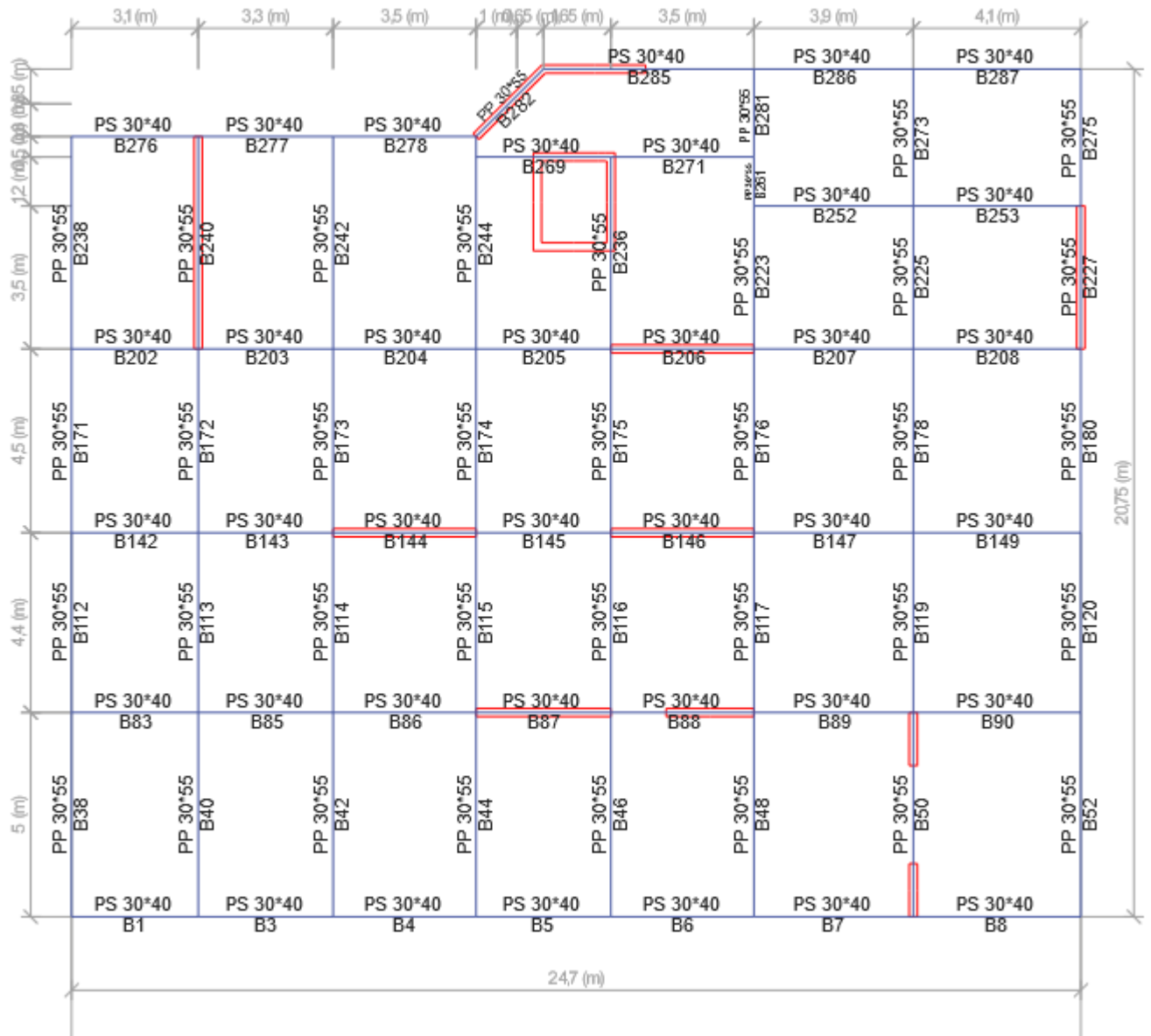


FIGURE 5.1 – Plan de repérages des poutres

### 5.2.3 Les poutres principales :

Les sollicitation maximum :

Moment en travée :

E.L.U :

$$M_u = 97,778kN.m; \quad M_{ser} = 71,512kN.m \dots\dots\dots (Story8/B242)$$

Moment sur Appuis :

E.L.U :

$$M_u = -151,272kN.m; \quad M_{ser} = -110,406kN.m \dots\dots\dots (Story8/B173)$$

E.L.ACC :

$$M_{ACC}(min) = -219,663kN.m; \quad M_{ACC}(max) = 97,696kN.m; \quad M_{ser} = -74,896kN.m \dots\dots\dots (Story4/B244)$$

Effort tranchant :

$$V = 262,346kN.m \dots\dots\dots (Story4/B244)$$

Armatures longitudinales :

En travée :

E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{97,778 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,53^2 \times 14,2} = 0,0817$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,107 < 0,259 \implies pivot A \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,107 \times 0,30 \times 0,53 \frac{14,2}{348} = 5,54 \times 10^{-4} m^2 = 5,54 cm^2$$

Section d'armature minimale :

$$A_{s,min} = 0,5 \% \times S = 0,005 \times 30 \times 55 = 8,25 cm^2$$

On adopte 3HA16 + 3HA12  $\rightarrow A_s = 9,42 cm^2$

Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s)}{7.5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 9,42}{30} \left[ \sqrt{1 + \frac{30(53 \times 9,42)}{7.5 \times 9,42^2}} - 1 \right] = 18,13 cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 22,169 \times 10^{-4} m^4; \quad K = \frac{71,512 \times 10^{-3}}{22,169 \times 10^{-4}} = 32,26 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 32,26 \times 0,1813 = 5,85 Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 Mpa \dots\dots\dots C.V$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 32,26 \times (0,53 - 0,1813) = 168,72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 168,72 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Sur appuis :**

**E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{-151,272 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,53^2 \times 14,2} = 0,126$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,170 < 0,259 \implies \text{pivot}A \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,170 \times 0,30 \times 0,53 \frac{14,2}{348} = 8,80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,80 \text{ cm}^2$$

**E.L.ACC :**

**Nappe supérieur :**  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{219,663 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,53^2 \times 18,48} = 0.141$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,191 < 0,259 \implies \text{pivot}A \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,191 \times 0,30 \times 0,53 \frac{18,48}{400} = 11,22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,22 \text{ cm}^2$$

**Nappe inférieur :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{92,696 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,53^2 \times 18,48} = 0.0595$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,077 < 0,259 \implies \text{pivot}A \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,077 \times 0,30 \times 0,53 \frac{18,48}{400} = 4,51 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,51 \text{ cm}^2$$

**Section d'armature minimale :**

$$A_{s,min} = 0,5 \% \times S = 0,005 \times 30 \times 55 = 8,25 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA16  $\rightarrow A_s = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour la nappe supérieure  
 On adopte 3HA16 + 3HA12  $\rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$  pour la nappe inférieure

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s)}{7,5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 12,06}{30} \left[ \sqrt{1 + \frac{30(53 \times 12,06)}{7,5 \times 12,06^2}} - 1 \right] = 19,96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 27,70 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad K = \frac{110,406 \times 10^{-3}}{27,70 \times 10^{-4}} = 39,86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 39,86 \times 0,1996 = 7,96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 41,63 \times (0,53 - 0,1996) = 197,54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 197,54 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 201.66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification des contraintes tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{262,346}{0,3 \times 0,53} = 1649,975 \text{ kN/m}^2 = 1,65 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 1,65 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = 15,71 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On adopte de } 4\phi_8$$

**Densité des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0,3 \% \times S \times b$$

$S$  :espacement maximale entre les cadres ;      $b$  :largeur de la poutre

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,3 \% \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**espacement maximale entre les cadres :**

- **Z.N** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = 13,75 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- **Z.C** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 27,5 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

**Schéma de ferrailage du poutres principales :**

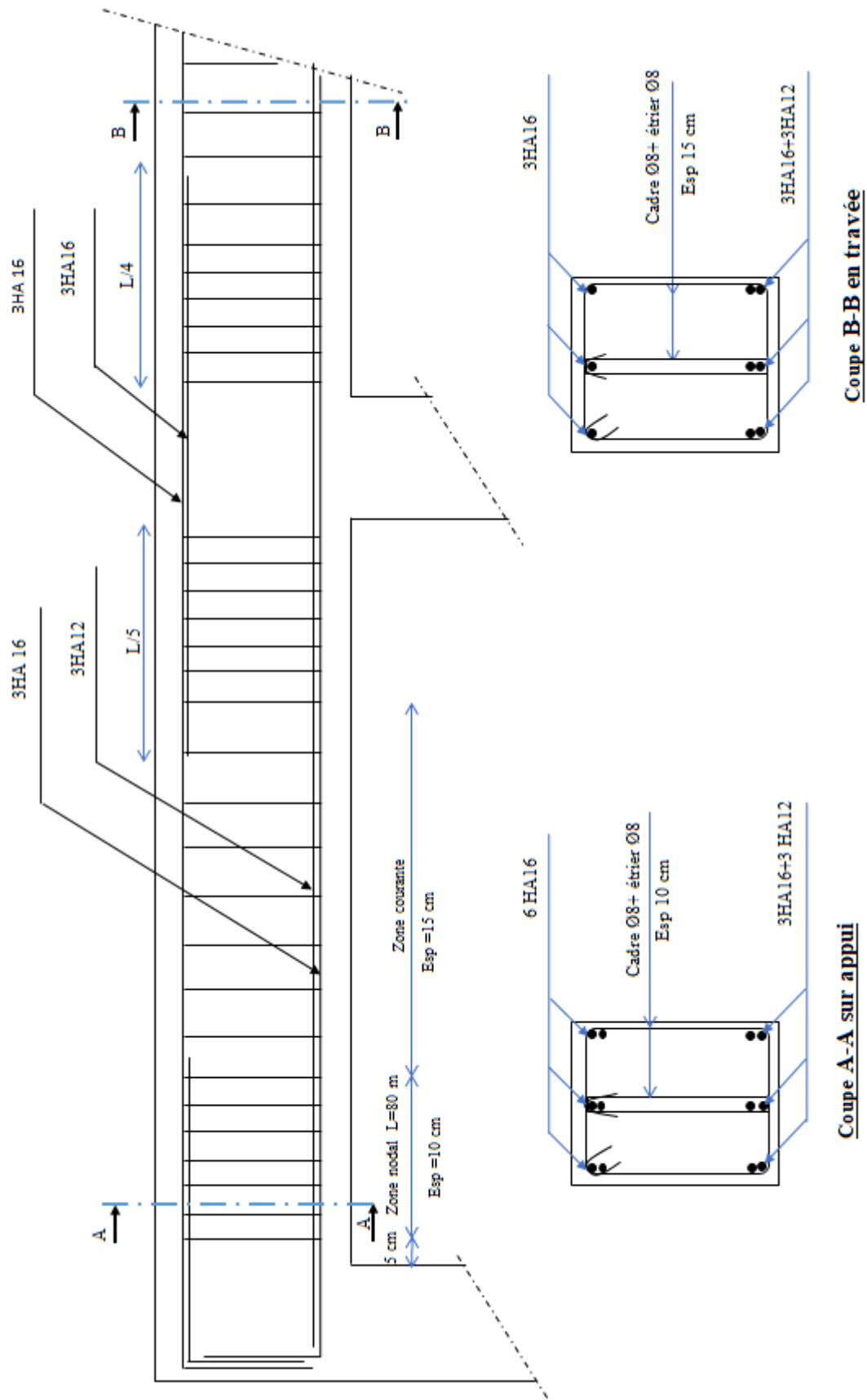


FIGURE 5.2 – Schéma de ferrailage du poutres principales

### 5.2.4 Les poutres secondaires :

Les sollicitation maximum :

Moment en travée :

E.L.U :

$$M_u = 47,023 \text{ kN.m}; \quad M_{ser} = 33,205 \text{ kN.m} \dots\dots\dots (\text{Story7/B86})$$

Moment sur Appuis :

E.L.U :

$$M_u = -72,635 \text{ kN.m}; \quad M_{ser} = -52,907 \text{ kN.m} \dots\dots\dots (\text{Story7/B208})$$

E.L.ACC :

$$M_{ACC}(min) = -128,842 \text{ kN.m}; \quad M_{ACC}(max) = 73,321 \text{ kN.m}; \quad M_{ser} = -38,033 \text{ kN.m} (\text{Story4/B278})$$

Effort tranchant :

$$V = 92,686 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{Story4/B277})$$

Armatures longitudinales :

En travée :

E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47,023 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38^2 \times 14,2} = 0,0764$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,100 < 0,259 \implies pivot A \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,100 \times 0,30 \times 0,38 \frac{14,2}{348} = 3,71 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,71 \text{ cm}^2$$

Section d'armature minimale :

$$A_{s,min} = 0,5 \% \times S = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12  $\rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s)}{7,5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 6,79}{30} \left[ \sqrt{1 + \frac{30(38 \times 6,79)}{7,5 \times 6,79^2}} - 1 \right] = 13,02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 8,56 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad K = \frac{33,205 \times 10^{-3}}{8,56 \times 10^{-4}} = 38,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 38,79 \times 0,1302 = 5,05 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 38,79 \times (0,38 - 0,1302) = 145,35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 145,35 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Sur appuis :**

**E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72,635 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38^2 \times 14,2} = 0,1181$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,158 < 0,259 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,158 \times 0,30 \times 0,38 \frac{14,2}{348} = 5,88 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,88 \text{ cm}^2$$

**E.L.ACC :**

**Nappe supérieure :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{-128,84 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38^2 \times 18,48} = 0,1609$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,221 < 0,259 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,221 \times 0,30 \times 0,38 \frac{18,48}{400} = 9,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,30 \text{ cm}^2$$

**Nappe inférieure :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73,321 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38^2 \times 18,48} = 0,0916$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,120 < 0,259 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,120 \times 0,30 \times 0,38 \frac{18,48}{400} = 5,07 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,07 \text{ cm}^2$$

**Section d'armature minimale :**

$$A_{s,min} = 0,5 \% \times S = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 + 3HA16  $\rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour la nappe supérieure

On adopte 6HA12  $\rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour la nappe inférieure

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s)}{7.5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 9,42}{30} \left[ \sqrt{1 + \frac{30(38 \times 9,42)}{7,5 \times 9,42^2}} - 1 \right] = 14,88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 10,85 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad K = \frac{52,907 \times 10^{-3}}{10,85 \times 10^{-4}} = 48,82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 48,82 \times 0,1488 = 7,26 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 48,82 \times (0,38 - 0,1488) = 169,31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 169,31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

**Vérification des contraintes tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{109.309}{0.3 \times 0.52} = 700.699 \text{ kN/m}^2 = 0.70 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.70 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = 15.71 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On adopte de } 4\phi_8$$

**Densité des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.3 \% \times S \times b$$

$S$  : espacement maximale entre les cadres

$b$  : largeur de la poutre

**espacement maximale entre les cadres :**

— **Z.N** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = 13.75 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

— **Z.C** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 27.5 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.3 \% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Schéma de ferrailage du poutres secondaires :**

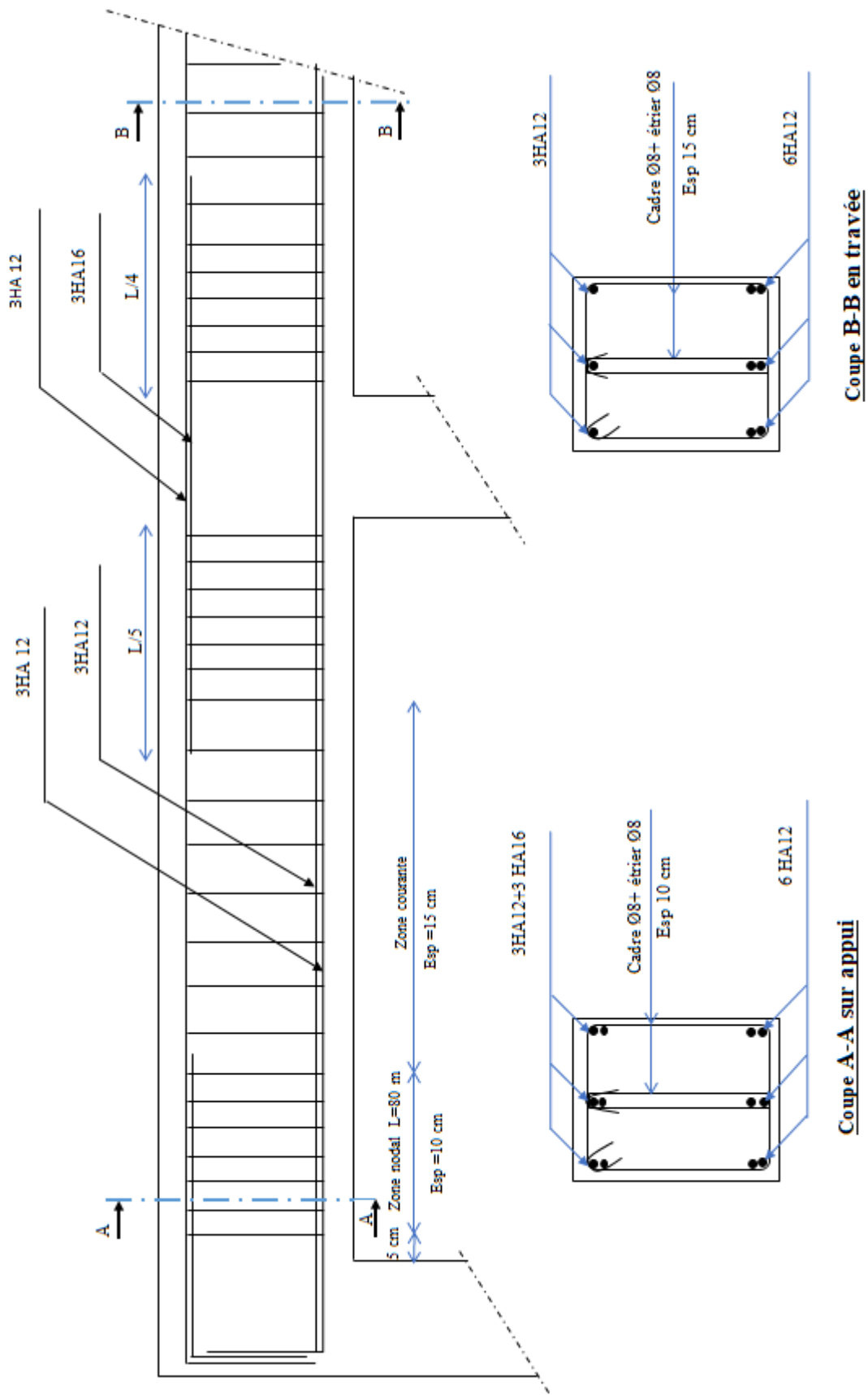


FIGURE 5.3 – Schéma de ferrailage du poutres secondaires

### 5.3 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

#### 5.3.1 Les recommandations du RPA 99/2003 :

##### 1. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de : 0.8%(Zone IIa)
- Le pourcentage maximal est de : 3 % en zones courantes.  
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

##### 2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ;

il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

— Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$  en zone IIa

— Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_l$  en zone IIa

Où  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

— La quantité d'armatures transversales minimales :  $\frac{A}{t \times b_1}$  est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3 \%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8 \%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ Avec :}$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants

$\phi_{min} \geq 12\text{cm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau

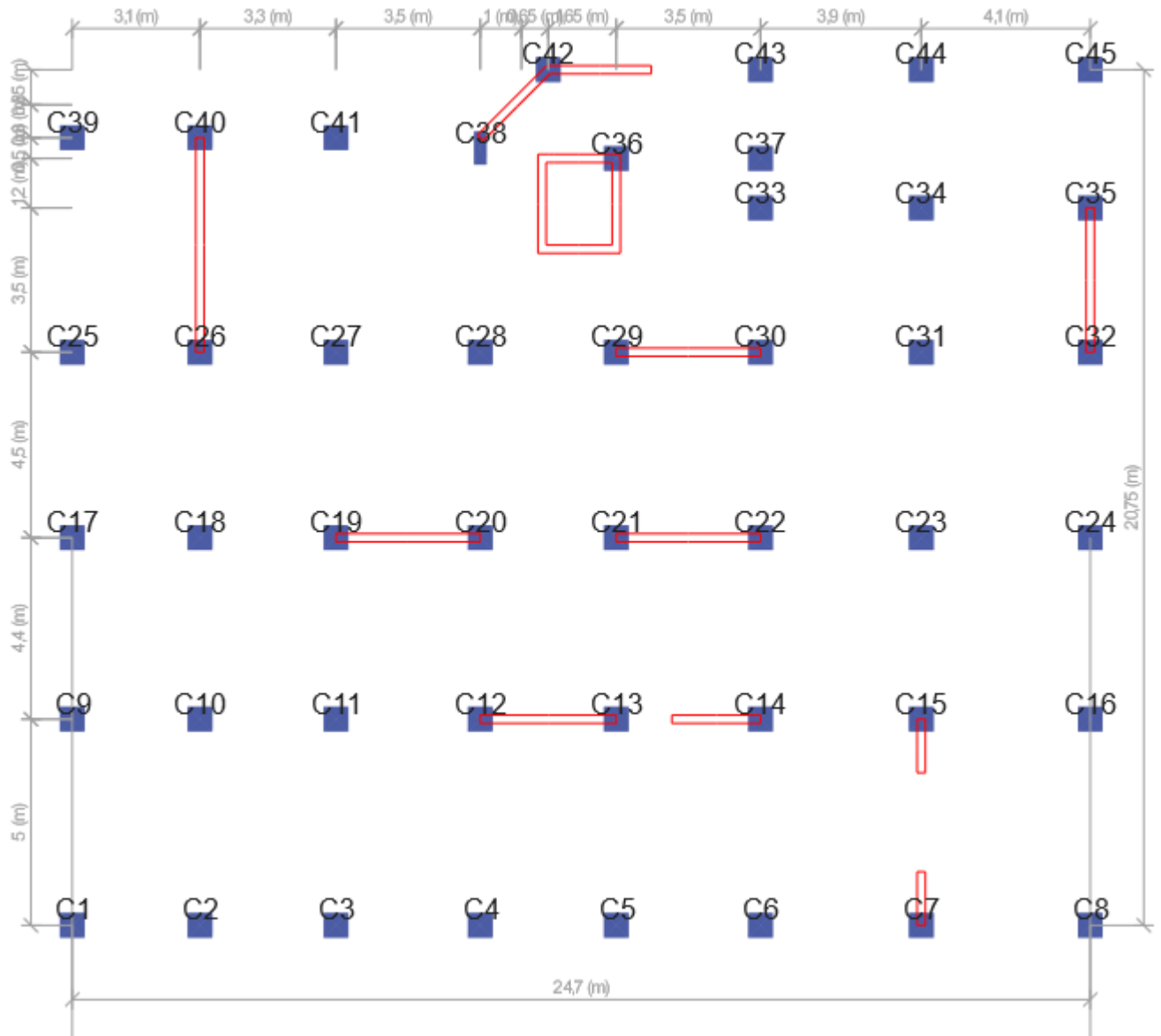


FIGURE 5.4 – Plan de repérage des poteaux

### 5.3.2 Ferrailage :

#### 1. Niveau sous/sol ; Terrasse accessible et RDC (Section 50\*50) :

##### Les sollicitations :

##### E.L.U :

Cas 1 :	$N_{max} = 2099,519 \text{ kN};$	$M_{cor} = 9,167 \text{ kN.m};$	$M_{ser} = 6,144 \text{ kN.m}$ $M_G = 0,322 \text{ kN.m}$
Cas 2 :	$N_{min} = 102,511 \text{ kN};$	$M_{cor} = 48,567 \text{ kN.m};$	$M_{ser} = 35,026 \text{ kN.m}$ $M_G = 26,473 \text{ kN.m}$
Cas 3 :	$M_{max} = 72,391 \text{ (kN.m)};$	$N_{cor} = 185,041 \text{ (kN)};$	$M_{ser} = 52,137 \text{ (kN.m)}$ $M_G = 38,767 \text{ kN.m}$

##### E.L.A :

Cas 1 :	$N_{max} = 1756,019 \text{ kN};$	$M_{cor} = 37,149 \text{ kN.m};$	$M_{ser} = 6,144 \text{ kN.m}$ $M_G = 0,322 \text{ kN.m}$
Cas 2 :	$N_{min} = 5,925 \text{ kN};$	$M_{cor} = 41,158 \text{ kN.m};$	$M_{ser} = 6,917 \text{ kN.m}$ $M_G = 2,166 \text{ kN.m}$
Cas 3 :	$M_{max} = 125,602 \text{ kN.m};$	$N_{cor} = 1060,598 \text{ kN};$	$M_{ser} = 23,491 \text{ kN.m}$ $M_G = 5,469 \text{ kN.m}$

Effort tranchant

$V = 287,009 \text{ kN}$

##### Armatures longitudinales :

##### E.L.U :

Cas 1 :  $N_{max} = 2099,519 \text{ kN};$   $M_{cor} = 9,167 \text{ kN.m};$   $M_{ser} = 6,144 \text{ kN.m}$   
 $M_G = 0,322 \text{ kN.m}$

$$e_{total} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9,167}{2099,519} = 0,44 \times 10^{-2} \text{ m} = 0,44 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{255}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) \text{ avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_{ser}}; \phi = 2$$

$$e_2 = 0,40 \text{ cm}$$

$$e_{total} = 2,84 \text{ cm}$$

$$M_{u.fictif} = e_{total} \times N_u = 59,626 \text{ kN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{2099,519 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,2} = 0,59 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,136$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,136 \times 0,50 = 0,0670 \text{ m}$$

$$e = 0,0284m < e_{NC} = 0,0670m \rightarrow \text{Section } E.C$$

$$A_{s,min} = 4cm^2 \times \text{périmètre}(m) = 4 \times 0,50 \times 4 = 8,00 \text{ cm}^2$$

$$0.2\% < \frac{A}{B} = \frac{8,00}{50 \times 50} = 0.32 \times 10^{-2} < 5\% \dots\dots\dots C.V$$

**Cas 2 :**  $N_{min} = 102,511 \text{ kN}; \quad M_{cor} = 48,567 \text{ kN.m}; \quad M_{ser} = 35,026 \text{ kN.m}$

$$M_G = 26,473 \text{ kN.m}$$

$$e_{total} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{48,567}{102,511} = 0,4738 \text{ m} = 47,38 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm; \frac{255}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) \text{ avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_{ser}}; \phi = 2$$

$$e_2 = 1,08 \text{ cm}$$

$$e_{total} = 50,46 \text{ cm}$$

$$M_{u.fictif} = e_{total} \times N_u = 51,727 \text{ kN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{M_{u.fictif}}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{102,511 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,2} = 0,0289 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots C.V$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,166$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,166 \times 0,50 = 0,0829 \text{ cm}$$

$$e = 0,5046m > e_{NC} = 0,0829m \rightarrow \text{Section } P.C$$

$$M_{u.fictif} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 51,727 + 102,511 \times (0,48 - 0,25) = 75,305 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u.fictif}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{75,305 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,48^2 \times 14,2} = 0,046$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0589$$

$$A_{s.fictif} = 0,8\alpha \times \frac{b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.reel} = A_{s.fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1,67 \text{ cm}^2$$

**Cas 3 :**  $M_{max} = 72,391 \text{ (kN.m)}; \quad N_{cor} = 185,041 \text{ (kN)}; \quad M_{ser} = 52,137 \text{ (kN.m)}$

$$M_G = 38,767 \text{ kN.m}$$

$$e_{total} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{72,391}{185,041} = 0,3912 \text{ m} = 39,12 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm; \frac{320}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) \text{ avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_{ser}}; \phi = 2$$

$$e_2 = 1,07 \text{ cm}$$

$$e_{total} = 42,19 \text{ cm}$$

$$M_{u.fictif} = e_{total} \times N_u = 78,069 \text{ kN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{M_{u.fictif}}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{185,041 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,2} = 0,0521 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots C.V$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,50 = 0,0826 \text{ m}$$

$$e = 0,5182m > e_{NC} = 0,0826m \rightarrow \text{Section } P.C$$

$$M_{u.fictif} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 78,069 + 185,041 \times (0,48 - 0,25) = 120,628 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u.fictif}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{120,628 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,48^2 \times 14,2} = 0,0737$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,096$$

$$A_{s.fictif} = 0,8\alpha \times \frac{b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = 7,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.reel} = A_{s.fictif} - \frac{N_u \sigma_s}{\sigma_s} = 2,19 \text{ cm}^2$$

**E.L.A :**

**Cas 1 :**  $N_{max} = 1756,019 \text{ kN}; \quad M_{cor} = 37,149 \text{ kN.m}; \quad M_{ser} = 6,144 \text{ kN.m}$

$M_G = 0,322 \text{ kN.m}$

$$e_{total} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{37,149}{1756,019} = 0,0211 \text{ m} = 2,11 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{320}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) \text{ avec : } \alpha = \frac{M_G}{5M_{ser}}; \phi = 2$$

$$e_2 = 0,40 \text{ cm}$$

$$e_{total} = 4,52 \text{ cm}$$

$$M_{u.fictif} = e_{total} \times N_u = 79,372 \text{ kN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{M_{u.fictif}}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{79,372 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 18,48} = 0,858 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,158$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,158 \times 0,50 = 0,0790 \text{ m}$$

$$e = 0,0452\text{m} < e_{NC} = 0,0790\text{m} \rightarrow \text{Section E.C}$$

$$A_{s.min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre(m)} = 4 \times 0,50 \times 4 = 8,00 \text{ cm}^2$$

$$0,2\% < \frac{A}{B} = \frac{8,00}{50 \times 50} = 0,32 \times 10^{-2} < 5\% \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Cas 2 :**  $N_{min} = 5,925 \text{ kN}; \quad M_{cor} = 41,158 \text{ kN.m}; \quad M_{ser} = 6,917 \text{ kN.m}$

$M_G = 2,166 \text{ kN.m}$

$$e_{total} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{41,158}{5,925} = 6,9465 \text{ m} = 694,65 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{320}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) \text{ avec : } \alpha = \frac{M_G}{1,5M_{ser}}; \phi = 2$$

$$e_2 = 0,81 \text{ cm}$$

$$e_{total} = 652,46 \text{ cm}$$

$$M_{u.fictif} = e_{total} \times N_u = 38,658 \text{ kN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{M_{u.fictif}}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{38,658 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 18,48} = 0,00128 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,1666$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,1666 \times 0,50 = 0,0833 \text{ m}$$

$$e = 6,5246\text{m} > e_{NC} = 0,0833\text{m} \rightarrow \text{Section P.C}$$

$$M_{u.fictif} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 38,658 + 5,925 \times (0,48 - 0,25) = 40,021 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u.fictif}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40,021 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,48^2 \times 18,48} = 0,0188$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0237$$

$$A_{s.fictif} = 0,8\alpha \times \frac{b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = 2,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.reel} = A_{s.fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1,96 \text{ cm}^2$$

**Cas 3 :**  $M_{max} = 125,602 \text{ kN.m}; \quad N_{cor} = 1060,598 \text{ kN}; \quad M_{ser} = 23,491 \text{ kN.m}$

$$M_G = 5,469 \text{ kN.m}$$

$$e_{total} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{125,602}{1060,598} = 0,1184 \text{ m} = 11,84 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{320}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) \text{ avec : } \alpha = \frac{M_G}{1.5M_{ser}}; \phi = 2$$

$$e_2 = 0,76 \text{ cm}$$

$$e_{total} = 14,60 \text{ cm}$$

$$M_{u.fictif} = e_{total} \times N_u = 154,847 \text{ kN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1060,598 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 18,48} = 0,2296 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,159$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,159 \times 0,50 = 0,0795 \text{ m}$$

$$e = 0,1460\text{m} > e_{NC} = 0,0795\text{m} \rightarrow \text{Section P.C}$$

$$M_{u.fictif} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 154,847 + 1060,598 \times (0,48 - 0,25) = 398,785 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u.fictif}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{398,785 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,48^2 \times 18,48} = 0,187$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,261$$

$$A_{s.fictif} = 0,8\alpha \times \frac{b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.reel} = A_{s.fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = -22,65 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 2,90 \text{ cm}^2$$

**Récapitulation :**

E.L.U	E.L.ACC
Cas 1 : $A_{s.min} = 8,00 \text{ cm}^2$	Cas 1 : $A_{s.min} = 8,00 \text{ cm}^2$
Cas 2 : $A_{s.reel} = 1,67 \text{ cm}^2$	Cas 2 : $A_{s.reel} = 1,96 \text{ cm}^2$
Cas 3 : $A_{s.reel} = 2,19 \text{ cm}^2$	Cas 3 : $A_{s.reel} = 2,90 \text{ cm}^2$
$A_{s.reel.max} = 2,90 \text{ cm}^2$	

La section minimale d'armature à ajouté et égale  $0.8\% \times B = 20,00 \text{ cm}^2$

On adopte 4HA16 dans chaque coté du poteau

Le nombre totale des barres devine 12HA16 = 24,12 cm<sup>2</sup>

$$A_s = 24,12 \text{ cm}^2 > A_{s.min} = 20,00 \text{ cm}^2$$

**Densité des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V}{h \times F_e} ; \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda \geq 5 ; \quad \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda < 5 ; \lambda = \frac{l_f}{a, b}$$

$$t = \begin{cases} t \leq \min \{10\phi_l; 15cm\} \dots Z.N & \left\{ \begin{array}{l} t \leq 15 \dots Z.N \\ t \leq 24cm \dots Z.C \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} t = 10cm \dots Z.N \\ t = 15cm \dots Z.C \end{array} \right.
$$Z.N = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b; h; 60cm \right\} = 60cm$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,23}{0,50} = 4,522 < 5 \implies \rho_a = 3,75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V}{h \times F_e} \implies A_t = \frac{15 \times 3,75 \times 92,697 \times 10^{-3}}{50 \times 400} = 0,000261 \text{ m}^2 = 2,61 \text{ cm}^2$$$$

**La quantité d'armature transversale minimale :**

$$A_t^{min} = 0.3 \%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8 \%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

$$3 < \lambda = 4,522 < 5 \implies \frac{A_t}{t \times b} = 0,4195 \% \implies A_t = 3,15 \text{ cm}^2$$

On prend 2T10+4T8 ( $A_s = 3,58 \text{ m}^2$ )

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t = 10cm$  minimum.

Recouvrement :  $40\phi_l = 80 \text{ cm} \rightarrow$  On prend  $80 \text{ cm}$

les résultats de calcul des armatures longitudinales et transversales obtenus pour les différents poteaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (CBA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbr des barres
S-Sol T-acc RDC 1 <sup>ère</sup>	50*50	2,90	20,00	2,90	24,12	12 HA16
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	40*40	1,84	12,80	1,84	14,20	4 HA16 + 4 HA14
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	30*30	1,01	7,20	1,01	9,05	8 HA12

TABLE 5.1 – Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	$\phi_l$ (cm)	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	V (kN)	h (cm)	$S_t$ (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t.min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t.adapté}$ (cm <sup>2</sup> )	Nbr des bars
S-Sol T-acc RDC 1 <sup>ère</sup>	1,60	2,26	4,522	92,679	50	15	2,61	3,15	3,58	2T10 + 4T8
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	1,40	2,26	5,653	38,940	40	15	1,37	1,80	2,01	4T8
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	1,20	2,26	7,537	24,457	30	15	1,15	1,35	2,01	4T8

TABLE 5.2 – Les Armatures transversale dans les poteaux

**Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T = 92,697 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ (fissuration est peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{92,697 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,48} = 0,39 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \implies \dots\dots\dots \text{CV}$$

les Vérification des contrainte tangentielle pour les différent poteaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	d (cm)	V (kN)	$\tau$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
S-Sol T-acc RDC 1 <sup>ère</sup>	50*50	50	48	292,679	0,39	3,33	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	40*40	40	38	38,940	0,26	3,33	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	30*30	30	8	24,457	0,26	3,33	Vérifiée

TABLE 5.3 – Vérification des poteaux au contrainte tangentielle

**Vérification au flambement :**

les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé. Critère de la stabilité de forme :

D'après le CBA93 on doit vérifier que

$$N_{max} \leq N_{lim} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (C.B.A.93.B.8.4.1page156).$$

Avec :

$A_s$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en  $mm^2$ ).

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en  $cm^2$ ).

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier (en  $MPa$ ).

$N_u$  : Effort normal (en  $N$ ).

$$\gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50 ; \quad \alpha = 0,60 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \rightarrow \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} ; \quad i : \text{Rayon de giration}$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} = 76,2552 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0,159 \text{ m} ; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = 15,03$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{15,03}{35} \right)^2} = 0,82$$

$$N_{lim} = 0,82 \times \left[ \frac{0,2809 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24,12 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 = 5251,42 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 2186,107 \text{ kN} < N_{lim} = 5251,42 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée ;}$$

les Vérification au flambement pour les différent poteaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section ( $cm^2$ )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\alpha$	$A$ ( $cm^2$ )	$N$ (kN)	$N_{lim}$ (kN)	Vérification $N < N_{lim}$
S-Sol T-acc RDC 1 <sup>ère</sup>	50*50	2,26	15,03	0,820	24,12	2186,107	5251,42	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	40*40	2,26	18,59	0,805	14,20	1314,766	3205,38	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	30*30	2,26	24,36	0,775	9,05	556,646	1711,59	Vérifiée

TABLE 5.4 – Vérification des poteaux au flambement

Schéma de Ferrailage :

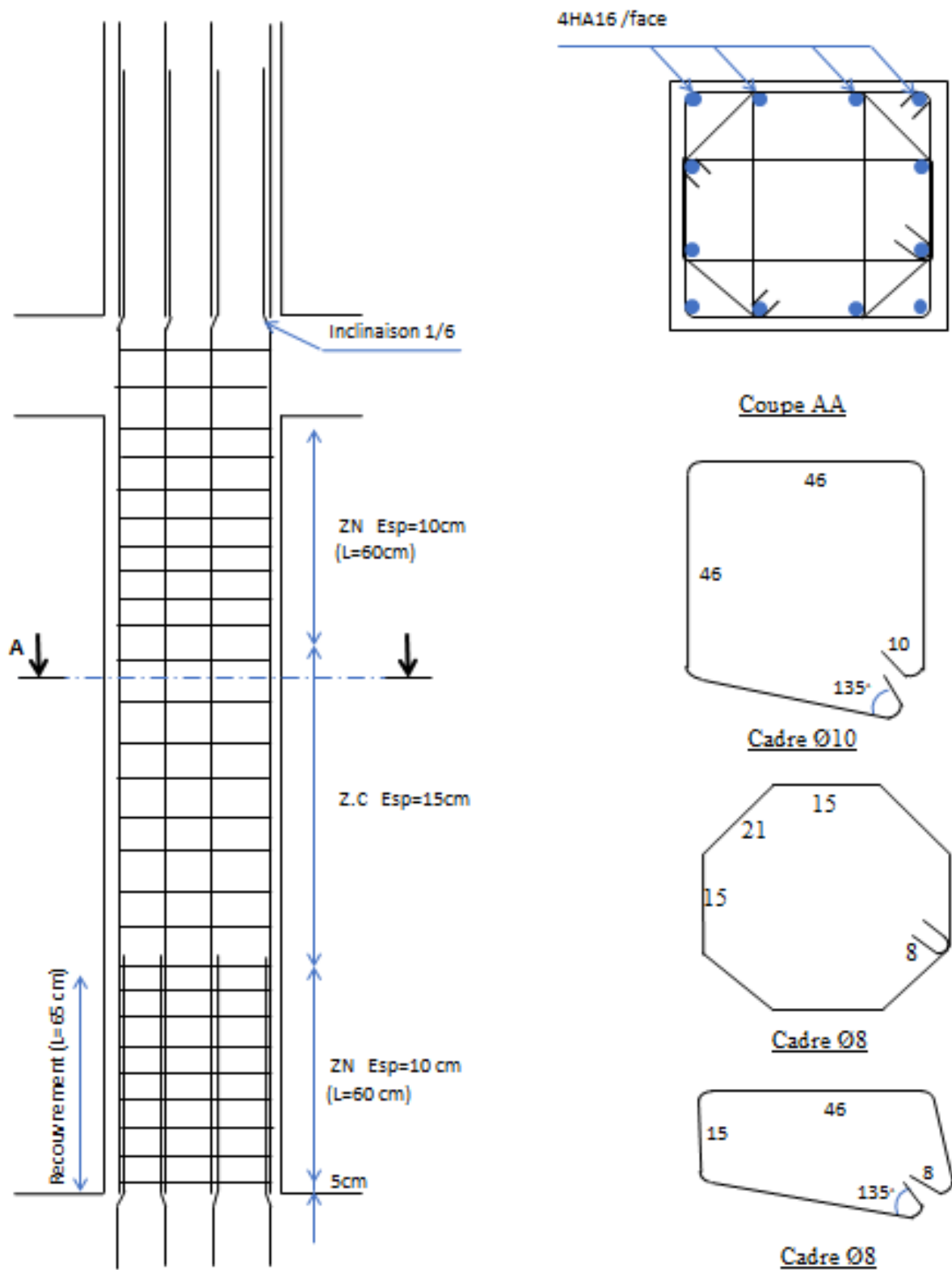


FIGURE 5.5 – Schéma de Ferrailage du Poteau 50\*50

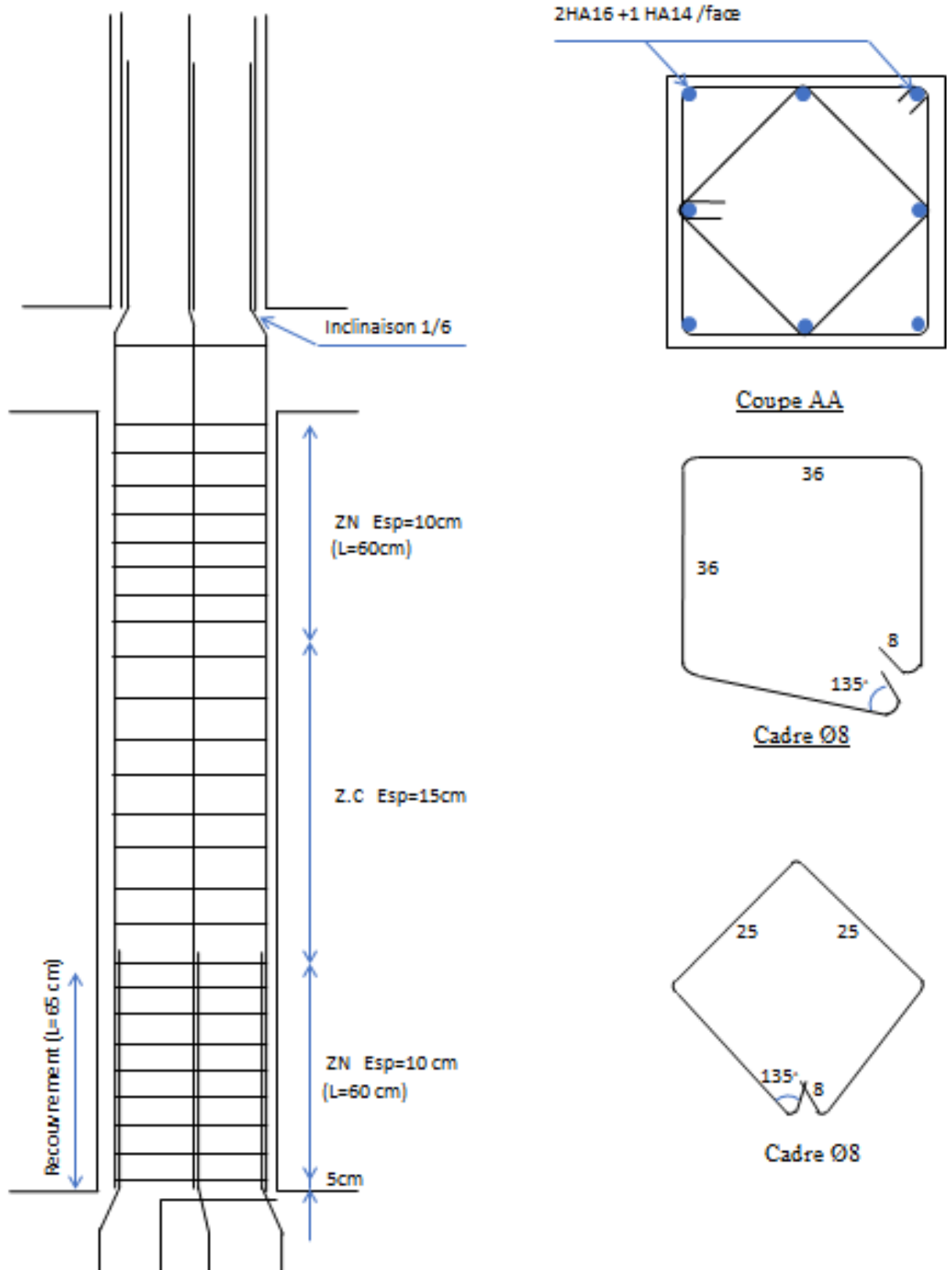


FIGURE 5.6 – Schéma de Ferrailage du Poteau 40\*40

## 5.4 Les voiles :

### 5.4.1 Introduction :

Les RPA/99/version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone *Ila* (moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

### 5.4.2 Les recommandations du RPA99

#### 1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de  $0,2 \% \times l_t \times e$

Avec :

$l_t$  : longueur de la zone tendue ,  $e$  : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $S_t$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### 2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à  $135$  de longueur  $10\phi$  .

#### 3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 m^2$  au moins.

4. **Armatures de couture** Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{v}{f_e} \text{ Avec : } v = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement .

#### 5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

##### (a) Le pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{min} = 0.15$  % dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10$  % zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min \{1.5e; 30cm\}$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\phi < e/10$ .

(b) **Longueur de recouvrement**

$L_r = 40$  en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

6. **Méthodes de calcul des voiles** : Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

(a) **Méthode simplifiée** : Le dimensionnement des voiles suivant cette méthode est effectué à partir du diagramme de contraintes engendrées par les charges appliquées aux voiles. Le principe est fondé sur la répartition linéaire des contraintes dues aux charges verticales et aux moments, le diagramme des contraintes est divisé en bandes pour lesquelles la contrainte moyenne (pour la partie comprimée) et la contrainte maximale (pour la partie tendue) sont prises pour le calcul du ferrailage.

Les calculs sont effectués en double voie : en adoptant le principe que le voile est non armé en premier lieu, puis comme armé en second lieu.

(b) **Méthode par flexion composée** : Suivant cette méthode, et entant que le voile travail dans son plan, le dimensionnement du voile est fondé sur le principe de considéré le voile comme une section béton armé soumise à la flexion avec compression, en admettant la répartition parabolique-linéaire des contraintes de compression dans la section .

7. **Choix du méthode de calcul** : Les calculs suivant la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section, avec des quantités proportionnelles aux valeurs des contraintes sur leur diagramme linéaire. Néanmoins dans les calculs par la méthode de flexion composée, les armatures seront plus denses aux extrémités du voile là où les sollicitations de flexion sont plus défavorables. De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des plancher, et pour les voiles avec ouvertures. Cependant la méthode par flexion composée est la mieux adapté pour les voiles plein de contreventement, sollicités par des moments considérables générés par les combinaisons sismiques.

Par conséquent, et selon l'article 4 des règles RPA, pour le calcul du ferrailage des voiles on va utiliser la seconde méthode, c'est-à-dire par flexion composée avec effort tranchant, qui révèle plus compatible avec la nature du système de contreventement adopté (voiles-dans les deux sens).

**Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T). (Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont des signe négatif)
- Entièrement comprimée (S. E.C). (Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont des signe positif)
- Partiellement comprimée (S. P. C). (Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont des signe contraire)

**Étapes de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisantes la traction avec la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I}y \quad \text{Avec :}$$

$N$  : effort normal appliqué

$M$  : Moment fléchissant appliqué.

$I$  : l'inertie de voile

$y$  : bras de levier du voile

### 8. Vérification au flambement (effort normal ultime)

$$N_{max} \leq N_{lim} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (C.B.A.93.B.8.4.1page156).$$

$N_u$  : L'effort normal appliqué sur le voile

$N_{u.lim}$  : la valeur de l'effort résistant à l'ELU de résistance;

$A_s$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul;  $B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie;

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ .

#### Niveau S/S

$N_u$  : Avec l'aide de logiciel ETABS :  $N_{u.max} = 1153,780 \text{ KN.}$ (wall 4)

Aire de la section de béton :  $B = b \times h = 215 \times 20 = 4300\text{cm}^2 = 0,43\text{m}^2$

$B_r = (b-2\text{cm}) \times (h-2\text{cm}) = (215-2\text{cm}) \times (20-2\text{cm}) = 3834\text{cm}^2 = 0,3834\text{m}^2$

Longueur de flambement :  $L_f = 0,7h_0 = 0,7 \times (2,55 - 0,40) = 1,505\text{m}$

Moment d'inertie minimale de la section :  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 2,15^3}{12} = 0,1656\text{m}^4$

Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,2604}{0,45}} = 0,657\text{m}$

L'élanement :  $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{1,505}{0,657} = 2,29$

$\lambda = 2,29 < 50$  Donc :  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,849$

$A_s = A_{min}(RPA) = 0,15\%B(\text{zoneIIa})$

$A_s = 0,15\% \times 0,3834 = 5,75 \times 10^{-4}\text{m}^2$

Donc :

$$N_{lim} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,849 \times \left[ \frac{0,849 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 0,000575 \times \frac{400}{1,15} \right] = 6,1977 \text{ MN}$$

$N_{u.max} = 1153,780 \text{ KN} < N_{lim} = 6197,7 \text{ kN} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

#### Niveau RDC

$N_u$  : Avec l'aide de logiciel ETABS :  $N_{u.max} = 998,831 \text{ KN.}$  (wall 6)

Aire de la section de béton :  $B = b \times h = 215 \times 20 = 4300\text{cm}^2 = 0,43\text{m}^2$

$B_r = (b-2\text{cm}) \times (h-2\text{cm}) = (215-2\text{cm}) \times (20-2\text{cm}) = 3834\text{cm}^2 = 0,3834\text{m}^2$

Longueur de flambement :  $L_f = 0,7h_0 = 0,7 \times (4,05 - 0,40) = 2,555\text{m}$

Moment d'inertie minimale de la section :  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 2,15^3}{12} = 0,1656\text{m}^4$

Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,2604}{0,45}} = 0,657\text{m}$

L'élanement :  $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{1,505}{0,657} = 3,89$

$$\lambda = 3,89 < 50 \text{ Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,848$$

$$A_s = A_{min}(RPA) = 0,15\% B(\text{zoneIIa})$$

$$A_s = 0,15\% \times 0,3834 = 5,75 \times 10^{-4} m^2$$

Donc :

$$N_{lim} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,848 \times \left[ \frac{0,3834 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 0,000575 \times \frac{400}{1,15} \right] = 6,1897 \text{ MN}$$

$$N_{u,max} = 998,831 \text{ KN} < N_{lim} = 6189,7 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 5.4.3 Ferrailage des voiles

#### Voiles type 1 (entre deux poteaux)

##### Les sollicitations

Cas 1 :	$N_{max} = 1995,904 \text{ kN}$ ;	$M_{cor} = 0,596 \text{ kN.m}$	W18 - S/S ( $G + Q + EY$ )
Cas 2 :	$N_{min} = 0,240 \text{ kN}$ ;	$M_{cor} = 4,266 \text{ kN.m}$	W5 -Story7 ( $0.8G + EX$ )
Cas 3 :	$M_{max} = 42,038 \text{ kN.m}$ ;	$N_{cor} = 82,024 \text{ kN}$	W6 - Story8 ( $G + Q + EY$ )
	Effort tranchant	$V = 266,335 \text{ kN}$	

##### Les contraintes

Cas 1 :	$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = 2,366 \text{ Mpa}$ ;	$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y = 1,472 \text{ Mpa}$
Cas 2 :	$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = 3,199 \text{ Mpa}$ ;	$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y = -3,199 \text{ Mpa}$
Cas 3 :	$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = 31,646 \text{ Mpa}$ ;	$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y = -31,412 \text{ Mpa}$

On constate que la troisième cas est plus défavorable ;

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  sont des signe contraire ;

Donc : la section est partiellement comprimée, En utilisant la formule de ‘NAVIER-BERNOULLI’ on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

##### Longueur tendue :

$$L_t = L \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2,15 \times \frac{31,412}{31,412 + 31,646} = 1,74 \text{ m}$$

##### Longueur de la zone comprimée :

$$L' = L - L_t = 2,15 - 1,74 = 1,76 \text{ m}$$

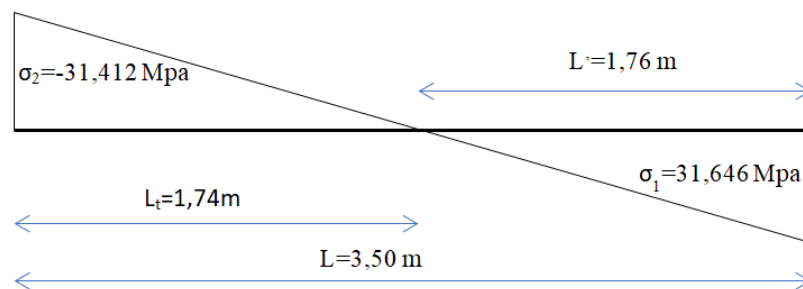


FIGURE 5.7 – Digramme des contraintes des voiles

Calcul de  $\sigma'_2$

$$d \leq \min \left\{ \frac{L}{2}; \frac{2}{3}L' \right\} = \min \left\{ \frac{3,50}{2}; \frac{2}{3} \times 1,76 \right\} = 1,17 \text{ m}$$

$$\sigma'_2 = \tan \alpha \times (L_t - d)$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = 18,053$$

$$\sigma'_2 = 18,053 \times (1,74 - 1,17) = 10,29 \text{ Mpa}$$

$$I' = \frac{e \times d^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,17^3}{12} = 0,0267 \text{ m}^4$$

$$y' = \frac{d}{2} = 0,585 \text{ m}$$

$$B' = e \times d = 0,2 \times 1,17 = 0,234 \text{ m}^2$$

Alors :

$$N' = \frac{B'}{2} \times (\sigma_2 + \sigma'_2) = \frac{0,234}{2} \times (-31,412 + 10,29) = -2,471274 \text{ MN}$$

$$M' = \frac{I'}{2 \times y'} \times (\sigma_2 + \sigma'_2) = \frac{0,0267}{2 \times 0,585} \times (-31,412 + 10,29) = -0,482015 \text{ MN.m}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = 0,195 \text{ m}$$

On pose  $c = c' = 0,02 \text{ m}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c' = \frac{1,17}{2} - 0,195 - 0,02 = 0,37 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{L}{2} + e_0 - c' = \frac{3,50}{2} + 0,195 - 0,02 = 1,925 \text{ m}$$

Calcul des sections d'armatures :

la détermination des armatures se fera comme ci-dessous :

$$A_s = \frac{N' \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{2,471274 \times 1,925}{(0,37 + 1,925) \times 400} = 51,88 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 51,88 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{N' \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{2,471274 \times 0,37}{(0,37 + 1,925) \times 400} = 9,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.total} = A_s + A'_s = 61,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_s = \frac{61,85}{3,5} = 17,67 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

d'après le RPA 99 V 2003 (Art :7.7.4.3)

$$\text{— Globalement dans la section du voile : } A_{s.min} = 0,15\%e \times L = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{— En zone courante : } A_{s.min} = 0,10\%e \times L = \frac{0,10}{100} \times 20 \times 100 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armatures :

En zone courante :

$$A_s = \max(A_s; A_{s.min}) = \max(17,67 \text{ cm}^2/\text{ml}; 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 17,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte pour une bande de 1m ; 2 faces : } 6HA12 \times 2 = 18,48 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement déterminé par la relation suivante :  $S_t < \min(30; 15 \times e)$

$$S_t < \min(30; 1,5 \times 20) \Rightarrow S_t < \min(30; 30) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

**En zone zone d'about :**

**Longueur de la zone d'about :**

$$\text{d'après RPA99/ V2003 : } L_{\text{zoned'about}} = \frac{L}{10} = \frac{3,50}{10} = 35 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_s; A_{s,\text{min}}) = \max(17,67 \text{ cm}^2/\text{ml}; 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 17,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

On adopte pour 2 faces :  $11HA12 \times 2 = 24,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec un espacement de  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Contrainte tangentielle limite (RPA99/2003 Art 7.7.2) :**

$$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times T}{e \times L} = \frac{1,4 \times 266,335 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,50} = 0,38 \text{ Mpa}$$

$\tau = 0,38 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

**Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section des armatures d'âmes est donnée par la relation suivant (CBA93 Art A.5.1.2.3)

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau - 0,3f_{t28} \times K)}{0,9 \times f_e}$$

avec :

$K = 0 \rightarrow$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable, en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise

$K = 1 \rightarrow$  en flexion, sans reprise de bétonnage

$K = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \rightarrow$  en flexion composée avec  $N$  effort de compression

$K = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28} \rightarrow$  en flexion composée avec :

$N$  L'effort de traction

$\sigma_{cm}$  ;  $\sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et compression obtenu en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton

$K = 0$  Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times \tau}{0,9 \times f_e}$$

**L'espacement :**  $S_t < \min(30; 15 \times e)$

$$S_t < \min(30; 1,5 \times 20) \Rightarrow S_t < \min(30; 30) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \gamma_s \times \tau}{0,9 \times f_e} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur

**Armatures horizontales minimales (RPA99/2003 Art 7.7.4.3) :**

d'après le RPA 99 V 2003 (Art :7.7.4.3)

— Globalement dans la section du voile :  $A_{s,\text{min}} = 0,15\%e \times L = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

— En zone courante :  $A_{s,\text{min}} = 0,10\%e \times L = \frac{0,10}{100} \times 20 \times 100 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Les deux nappes des armatures longitudinales et horizontales doivent être réalisé avec au moins quatre épingles au mètre carré .

Schéma de ferrailage :

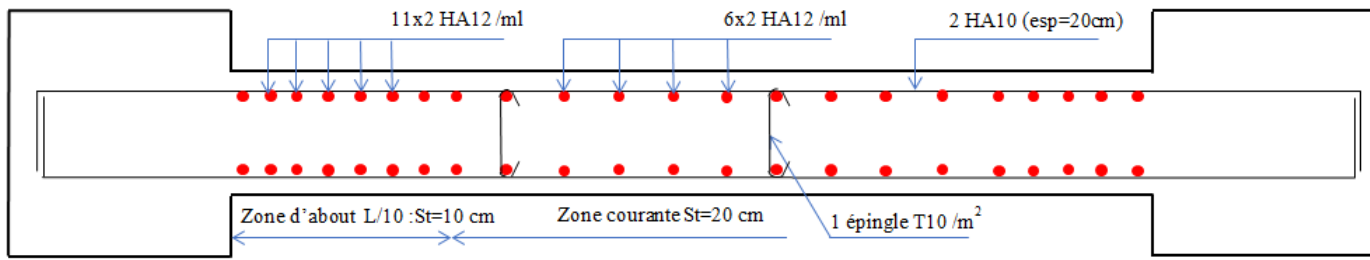


FIGURE 5.8 – Schéma de ferrailage des voiles

Deuxième partie

Infrastructure

# Chapitre 6

## Infrastructure

### 6.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 6.2 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99/2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

D'après le DTR BC.2.33.1

$$G + Q$$

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

### 6.3 Les caractéristiques mécaniques du sol :

Pour notre projet, avec un taux de travail admissible du sol d'assise à l'ELS qui est égal à  $\overline{\sigma_{sol}} = 0,18\text{Mpa}$

### 6.4 Choix du type des fondations :

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.

- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entres les différents points d'appuis.
- La profondeur du bon sol.

Pour notre projet ; on a opté pour un radier nervuré, ce choix est le plus adapté vis-à-vis les charges importantes  $R + 8 + S/S$ ; et la contrainte admissible faible, en ajoutant à ça l'aspect pratique dont la modalité d'exécution du coffrage et ferrailage est facile à réaliser.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface des fondations qui minimise la forte pression apportée par les charges totales transmises aux fondations.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### 6.4.1 Justification du choix du radier en terme de surface nécessaire

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50%de l'emprise du bâtiment).

Nous devons calcul la surface nécessaire des fondations sous les charges verticales à l'ELS Pour cela ; on tire la valeur du poids du bâtiment du logiciel ETABS 2021.

$$N_{ser} = 38730,606 \text{ kN}$$

$$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{semelle} = 258,204 \text{ m}^2$$

$$S_{Batiment} = 494,829 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{Batiment}} = \frac{258,204}{494,829} = 0,5218$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 %de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer d'un Radier nervuré comme fondation.

## 6.5 Étude de radier général :

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

### 6.5.1 Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

**Condition de coffrage :**

$h_n$  : hauteur des nervures.

$h_d$  :hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ;  $L_{max} = 5,20m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La nervure :On a } h_n \geq \frac{L_{max}}{7.5} = 69cm \\ \text{La dalle :On a } h_n \geq \frac{L_{max}}{20} = 26cm \end{array} \right. \dots\dots\dots (DTR BC 2.331)$$

**Condition de rigidité :**

$$2\pi L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).  $L_e = \sqrt[3]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

$E$  : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$I$  : inertie de la section du radier.

$K$  : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : la largeur de la semelle.

On a :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} = 0,77m$$

**Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3Mpa \right) = 1,167Mpa \tag{6.1}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} \times 1m$$

$N_d$  : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

Sur ce on a  $V_d = 203,504KN$

Donc depuis l'équation (6.1) on tire  $d \geq 0,1744m$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

$h_n = 80cm$  pour les nervures du radier.

$h_d = 30cm$  pour la dalle du radier

**6.5.2 Les vérifications :**

**1. Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le BAEL 91 (article A.5.2, 41), propose de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$h_n$  : hauteur de la nervure.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré  $50 \times 50$  avec  $N_u = 2099,519 \text{ KN}$ , le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0,50 + 0,80 = 1,30 \\ B = b + h = 0,50 + 0,80 = 1,30 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2(A + B) = 5,20m$$

$$\Rightarrow N_u = 2099,519 \text{ kN} < 31200 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**2. Vérification de la contrainte dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

Avec  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

$N$  : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base  $S_{rad}$  : Surface du radier.

Donc on a :

(a) **Sens XX :**

$$N = 38730,606 \text{ kN}$$

$$S = 494,829 \text{ m}^2$$

$$I_x = 26057,1981 \text{ m}^4, X_G = 12,43 \text{ m}, M_x = 97124,742 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{x,max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} = \frac{38730,606 \times 10^{-3}}{494,829} + \frac{97124,742 \times 10^{-3}}{26057,1981} = 0,082 \text{ Mpa} \\ \sigma_{x,min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} = \frac{38730,606 \times 10^{-3}}{494,829} - \frac{97124,742 \times 10^{-3}}{26057,1981} = 0,075 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{x,moy} = \frac{3\sigma_{x,max} + \sigma_{x,min}}{4} = 0,080 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0,18 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

(b) **Sens YY :**

$$N = 38730,606 \text{ kN}$$

$$S = 494,829 \text{ m}^2$$

$$I_y = 18389,5038 \text{ m}^4, y_G = 10,38 \text{ m}, M_y = 93469,574 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{y,max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} = \frac{38730,606 \times 10^{-3}}{494,829} + \frac{93469,574 \times 10^{-3}}{18389,5038} = 0,03 \text{ Mpa} \\ \sigma_{y,min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} = \frac{38730,606 \times 10^{-3}}{494,829} - \frac{93469,574 \times 10^{-3}}{18389,5038} = 0,073 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{y,moy} = \frac{3\sigma_{y,max} + \sigma_{y,min}}{4} = 0,081 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0,18 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

3. **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

(a) **Sens X-X**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{97124,742}{38730,606} = 2,51 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{20,75}{4} = 5,19 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

(b) **Sens X-X**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{93469,574}{38730,606} = 2,41 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{24,70}{4} = 6,18 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

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

4. **Vérification de la poussée hydrostatique**

La vérification est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique on doit vérifier :  $W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S$  Avec :

$W$  : Poids de la structure à la base du radier ( $W = 5624949,93 \text{ kg}$ ).

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ).

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10^3$ ).

$h$  : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,73 + 0,70 = 2,43$ )

$S$  : Surface du radier ( $S = 494,829 \text{ m}^2$ ).

$$W = W_{structure} + W_{radier} = 5624949,93 + 544264,06 = 6169213,99 \text{ kg}$$

$W = 6169, 21399t > 1, 5 \times 1 \times 2, 43 \times 494, 829 = 1803, 65171t$  ..... vérifie.

Donc on n'a pas un risque de soulèvement.

### 6.5.3 Ferrailage du radier :

#### 1. Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

#### Calcul des sollicitations :

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4, 10 - 0, 50 = 3, 60m, L_y = 5, 00 - 0, 50 = 4, 50m.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3, 60}{4, 50} = 0, 8 > 0, 4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### (a) A L'ELU ( $\nu = 0$ )

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}}$$

Avec :

$N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$N_u = N_{cal} + N_{rad} + N_{ner} \Rightarrow N_u = 52970, 649 + 5107, 180 + 2100, 781 = 60178, 610 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{60178, 610}{494, 829} = 121, 615 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0, 0561 \\ \mu_y = 0, 5959. \end{cases}$$

#### i. Moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 88, 421kN.m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 52, 690kN.m \end{cases}$$

#### ii. Moments corrigés

$$\begin{cases} M_{tx} = 0, 85 \times M_{0x} = 75, 158kN.m \\ M_{ty} = 0, 85 \times M_{0y} = 44, 787kN.m \\ M_{ax} = M_{ay} = -0, 5 \times M_{0x} = -44, 210kN.m \end{cases}$$

#### (b) A L'ELS ( $\nu = 0, 2$ )

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}}$$

Avec :

$N_{ser}$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$N_{ser} = N_{cal} + N_{rad} + N_{ner} \Rightarrow N_{ser} = 38730, 606 + 3783, 096 + 1556, 134 = 44069, 837 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{44069, 837}{494, 829} = 89, 061 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{4,50} = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

**i. Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 72,486kN.m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 51,545kN.m \end{cases}$$

**ii. Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 61,613kN.m \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 43,823kN.m \\ M_{ax} = M_{ax} = -0,5 \times M_{0x} = -36,243kN.m \end{cases}$$

**Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12cm$  ;  $et\rho > 0,4$ , la section minimale d'armatures est :

$$A_{xmin} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times \frac{h}{2} = 2,64cm^2/ml$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 2,40cm^2/ml$$

Sachant que pour des aciers *HAFeeE400*  $\rho_0 = 0,0008$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0,3)m^2$

**L'espacement des armatures :**

Armatures // à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \rightarrow$  On opte pour  $S_t = 20cm$

Armatures // à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \rightarrow$  On opte pour  $S_t = 20cm$

alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Localisation		$M$ $kN.m$	$A_{calculé}$ $cm^2$	$A_{min}$ $cm^2$	$A_{adopté}$ $cm^2$	Nbr des bares/ml
travée	<b>XX</b>	75,024	9,04	2,64	9,24	6HA14
	<b>YY</b>	44,639	5,29	2,40	6,79	5HA14
<b>Appui</b>		44,132	4,51	2,64	6,79	5HA14

TABLE 6.1 – Section des armatures du radier

**Les vérifications à l'état limite ultime :**

**Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 145,116 kN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 92,238 kN$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 0,580Mpa \leq \bar{\tau} = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3Mpa\right) = 1,167Mpa \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Les vérifications à l'état limite de service :

On a :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 61,613kN.m \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 43,823kN.m \\ M_{ax} = M_{ax} = -0,5 \times M_{0x} = -36,243kN.m \end{cases}$$

(a) Etat limite de compression du béton :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa \\ \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d &= 0 \\ I &= \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \end{aligned}$$

(b) Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\mu f_{tj}}\right)\right) \text{ avec : } \mu = 1.6$$

les résultats vérifications sont récapitulés dans les tableaux suivants : On remarque que la contrainte

Localisation		$M_{ser}$ <i>kN.m</i>	$y$ <i>cm</i>	$I$ <i>cm<sup>4</sup></i>	$\sigma_{bc}$ <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_{bc}$ <i>Mpa</i>	Vérif $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_s$ <i>Mpa</i>	Verif $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
travée	xx	61,613	5,2	58929,55	5,47	15	Vérifie	309,99	201,63	N.Vérifie
	yy	43,823	4,6	45707,86	4,37	15	Vérifie	293,92	201,63	N.Vérifie
Appui		36,243	4,6	45707,86	3,62	15	Vérifie	243,08	201,63	N.Vérifie

TABLE 6.2 – Vérifications des contraintes à l'ELS

dans l'acier tendue n'est pas vérifiée

donc on va redimensionner la section des aciers.

Calcul de la nouvelle  $A_s$  :

i. En travées :

Sens XX

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 61,613 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 201,66} = 0,1467$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,1467$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,814 \implies \phi = 35,47^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,332$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,332}{1 - 0,332} \times \frac{201,66}{15} = 6,68 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,332 \times 100 \times 25 \times 6,68}{2 \times 201,66} = 13,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7HA16 \rightarrow A_s = 14,07 \text{ cm}^2$$

Sens YY

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 43,823 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 201,66} = 0,1043$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,1043$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,862 \implies \phi = 30,49^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,287$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,287}{1-0,287} \times \frac{201,66}{15} = 5,41 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,287 \times 100 \times 25 \times 5,41}{2 \times 201,66} = 9,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7HA14 \rightarrow A_s = 10,78 \text{ cm}^2$$

ii. **Sur appuis :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 36,243 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 201,66} = 0,0863$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,0863$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,883 \implies \phi = 27,96^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,264$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,264}{1-0,264} \times \frac{201,66}{15} = 4,82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,264 \times 100 \times 25 \times 6,68}{2 \times 201,66} = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7HA12 \rightarrow A_s = 7,92 \text{ cm}^2$$

**Schéma de Ferrailage :**

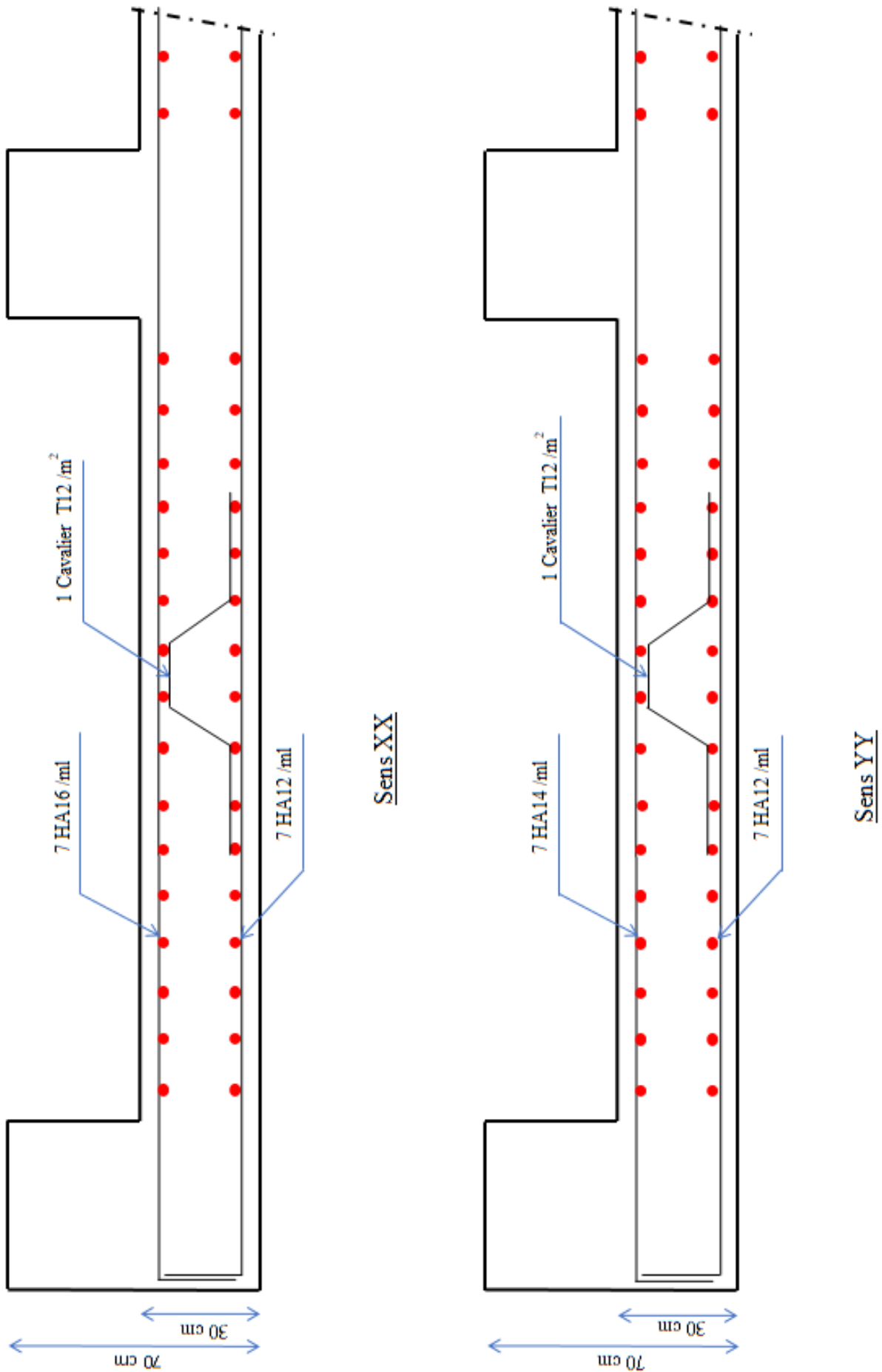


FIGURE 6.1 – Schéma de Ferrailage du radier

2. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

(a) Calcul des sollicitations :

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Sens X-X

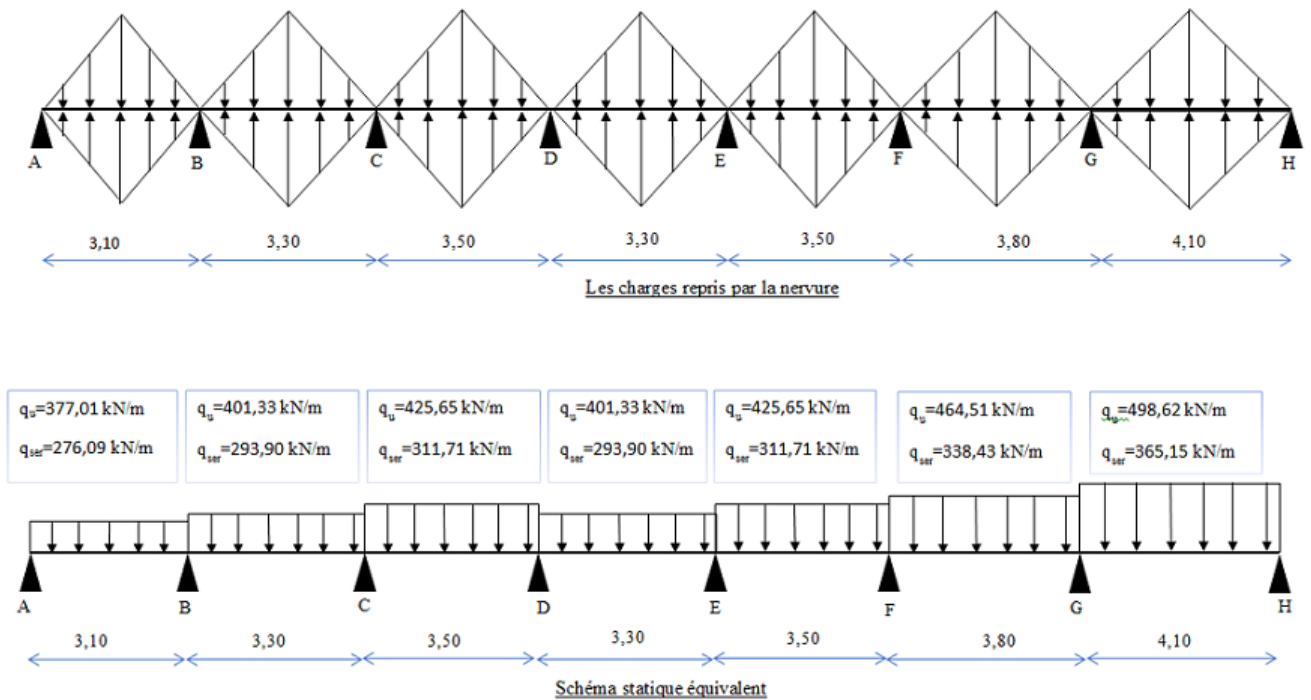


FIGURE 6.2 – Schéma statique des nervures sens x

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
$p_u$ (chargée) (kN/m)	377,01	401,33	425,65	401,33	425,65	464,51	498,62	
$p_u$ (déchargée) (kN/m)	334,13	355,69	377,25	355,69	377,25	411,68	441,92	
$l$ (m)	3,10	3,30	3,50	3,30	3,50	3,80	4,10	
$l'$ (m)	3,10	2,64	3,50	2,64	3,50	3,80	4,10	
$M_0$ (chargée) (kN.m)	452,88	546,31	651,78	546,31	651,78	838,43	1047,73	
$M_0$ (déchargée) (kN.m)	401,38	484,18	577,66	484,18	577,66	743,09	928,58	
<b>Appui</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>B</b>	<b>B</b>	<b>B</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
$M_a(CCC)$ (kN.m)	0,00	-381,55	-491,17	-491,17	-491,17	-704,89	-891,35	0,00
$M_a(DCD)$ (kN.m)	0,00	-355,37	-475,08	-451,41	-475,08	-671,44	-848,18	0,00
$M_a(CDC)$ (kN.m)	0,00	-364,34	-451,41	-475,08	-451,41	-658,17	-833,15	0,00
$x$ (m)	1,22	1,57	1,75	1,65	1,61	1,79	2,49	
$x$ (m)	1,21	1,55	1,77	1,63	1,60	1,79	2,52	
$x$ (m)	1,24	1,58	1,73	1,67	1,61	1,80	2,46	
$x_{max}$ (m)	1,24	1,58	1,77	1,67	1,61	1,80	2,52	
$M_{t,u,max}$ (kN.m)	289,03	139,31	188,35	83,13	101,09	95,05	671,65	
$V$ (kN)	-461	707	-629	695	-662	662	-885	605
								988
								-777
								605
								-885
								605
								-777
								988
								-1240
								605

TABLE 6.3 – Sollicitations du nervures sens X a l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
$p_{ser}$ (chargée)( $kN/m$ )	276,09	293,90	311,71	293,90	311,71	338,43	365,15	
$p_{ser}$ (déchargée)( $kN/m$ )	247,51	263,48	279,44	263,48	279,44	303,40	327,35	
$l$ ( $m$ )	3,10	3,30	3,50	3,30	3,50	3,80	4,10	
$l'$ ( $m$ )	3,10	2,64	3,50	2,64	3,50	3,80	4,10	
$M_0$ (chargée) ( $kN.m$ )	331,65	400,07	477,31	400,07	477,31	610,87	767,27	
$M_0$ (déchargée)( $kN.m$ )	297,32	358,66	427,90	358,66	427,90	547,63	687,84	
Appui	A	B	B	B	B	B	C	D
$M_a(CCC)$ ( $kN.m$ )	0,00	-279,42	-359,69	-359,69	-359,69	-514,67	-651,33	0,00
$M_a(DCD)$ ( $kN.m$ )	0,00	-261,96	-348,97	-333,18	-348,97	-492,37	-622,70	0,00
$M_a(CDC)$ ( $kN.m$ )	0,00	-267,94	-333,18	-348,97	-333,18	-483,68	-612,53	0,00
$x$ ( $m$ )	1,22	1,57	1,75	1,65	1,61	1,79	2,49	
$x$ ( $m$ )	1,21	1,55	1,77	1,63	1,60	1,79	2,51	
$x$ ( $m$ )	1,24	1,58	1,74	1,67	1,61	1,80	2,46	
$x_{max}$ ( $m$ )	1,24	1,58	1,77	1,67	1,61	1,80	2,51	
$M_{t,ser,max}$ ( $kN.m$ )	211,21	100,18	136,12	59,04	71,84	64,46	491,02	

TABLE 6.4 – Sollicitations du nervures sens X a l'ELS

Sens Y-Y

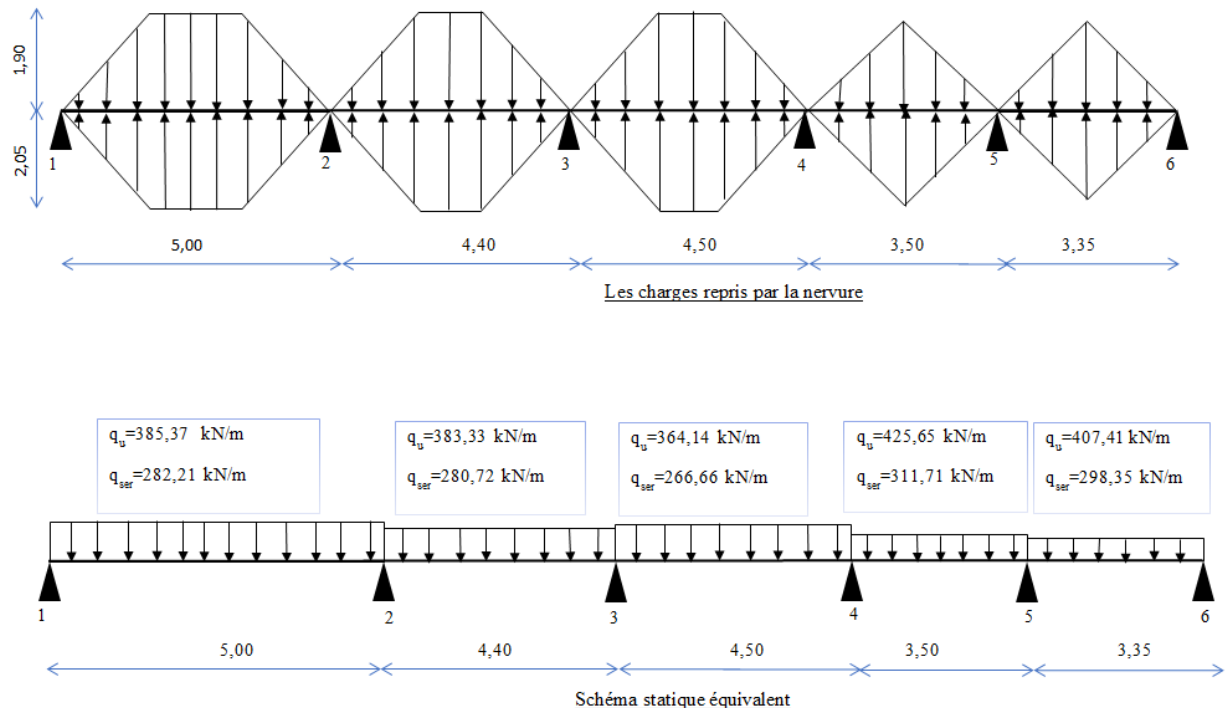


FIGURE 6.3 – Schéma statique du nervures sens y

Travée	12	23	34	45	56					
$p_u(\text{ch})(kN/m)$	385,37	383,33	364,14	425,65	407,41					
$p_u(\text{déché})(kN/m)$	341,54	339,74	322,73	377,25	361,08					
$l(m)$	5,00	4,40	4,50	3,50	3,35					
$l'(m)$	5,00	3,52	4,50	2,80	3,35					
$M_0(\text{ch})(kN.m)$	1204,27	927,66	921,72	651,78	571,52					
$M_0(\text{déché})(kN.m)$	1067,32	822,16	816,90	577,66	506,53					
Appui	1	2	3	4	5	6				
$M_a(\text{CCC})$	0,00	-896,02	-732,00	-685,35	-471,75	0,00				
$M_a(\text{DCD})$	0,00	-820,38	-704,11	-624,53	-451,42	0,00				
$M_a(\text{CDC})$	0,00	-869,76	-676,65	-668,22	-438,43	0,00				
$x(m)$	2,03	2,30	2,28	1,89	2,02					
$x(m)$	2,02	2,28	2,30	1,88	2,05					
$x(m)$	2,05	2,31	2,26	1,90	2,00					
$x_{max}(m)$	2,05	2,31	2,30	1,90	2,05					
$M_{t,u,max}(kN.m)$	808,65	156,96	248,84	103,52	372,78					
$V(kN)$	-784	1143	-881	806	-830	809	-806	684	-823	542

TABLE 6.5 – Sollicitations du nervures sens Y a l'ELU

Travée	12	23	34	45	56	
$p_u(\text{chargée})(kN/m)$	282,21	280,72	266,66	311,71	298,35	
$p_u(\text{déchargée})(kN/m)$	253,00	251,66	239,06	279,44	267,47	
$l(m)$	5,00	4,40	4,50	3,50	3,35	
$l'(m)$	5,00	3,52	4,50	2,80	3,35	
$M_{isostatique}(\text{chargée})(kN.m)$	881,91	679,34	674,99	477,31	418,54	
$M_{isostatique}(\text{déchargée})(kN.m)$	790,61	609,01	605,11	427,90	375,21	
Appui	1	2	3	4	5	6
$M_a(\text{cas1 : CCC})(kN.m)$	0,00	-656,17	-536,06	-501,89	-345,47	0,00
$M_a(\text{cas2 : DCD})(kN.m)$	0,00	-605,74	-517,46	-461,35	-331,92	0,00
$M_a(\text{cas3 : CDC})(kN.m)$	0,00	-638,67	-499,16	-490,48	-323,26	0,00
$x(m)$	2,03	2,30	2,28	1,89	2,02	
$x(m)$	2,02	2,28	2,30	1,88	2,05	
$x(m)$	2,05	2,31	2,26	1,90	2,00	
$x_{max}(m)$	2,05	2,31	2,30	1,90	2,05	
$M_{t,ser,max}(kN.m)$	591,49	112,22	179,91	74,11	272,18	

TABLE 6.6 – Sollicitations du nervures sens Y a l'ELS

(b) Calcul des sections d'armatures :

Sens XX

Les sollicitations maximales :

$$M_{t.u.max} = 671,65 \text{ kN.m}; M_{t.ser.max} = 671,65 \text{ kN.m},$$

$$M_{t.a.max} = 891,35 \text{ kN.m}; M_{a.ser.max} = 651,33 \text{ kN.m},$$

$$V_{max} = 1240 \text{ kN}$$

En travées

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{671,65 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,75^2 \times 14,2} = 0,168$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,232 < 0,259 \implies pivot A \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,232 \times 0,50 \times 0,75 \frac{14,2}{348} = 0,002838 \text{ m}^2 = 28,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :(CBA93 Art A.4.2)

$$A_{s,min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 0,50 \times 0,75 \times \frac{2,1}{400} = 0,000423 \text{ m}^2 = 4,53 \text{ cm}^2$$

Section d'armature minimale :(RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1)

$$A_{s,min} = 0,5\% \times S = 0,005 \times 50 \times 75 = 18,75 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA25 + 4HA20  $\rightarrow A_s = 32,20 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1240}{0,50 \times 0,75} = 3307 \text{ kN/m}^2 = 3,31 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3,31 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

On augmente la section du béton

On adopte

$$h_n = 110 \text{ cm pour les nervures du radier.}$$

Calcul des sections d'armatures pour les neveux démentions :

$$M_{t.max} = 671,65 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{671,65 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 14,2} = 0,086$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,112 < 0,259 \implies pivot A \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,112 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{14,2}{348} = 0,001926 \text{ m}^2 = 19,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :(CBA93 Art A.4.2)

$$A_{s,min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{2,1}{400} = 0,000423 \text{ m}^2 = 6,34 \text{ cm}^2$$

Section d'armature minimale :(RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1)

$$A_{s,min} = 0,5\% \times S = 0,005 \times 50 \times 105 = 26,25 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA25 + 4HA16  $\rightarrow A_s = 27,67 \text{ cm}^2$

**Vérification des contraintes tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1240}{0,50 \times 1,05} = 2362 \text{ kN/m}^2 = 2,36 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,36 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s)}{7,5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 27,67}{50} \left[ \sqrt{1 + \frac{50 \times (105 \times 27,67)}{7,5 \times 27,67^2}} - 1 \right]$$

$$y = 42,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 290,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad K = \frac{671,65 \times 10^{-3}}{290,33 \times 10^{-4}} = 23,134 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 23,134 \times 0,4257 = 9,85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 23,134 \times (1,05 - 0,4257) = 216,64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 216,64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

donc on va redimensionner la section des aciers.

**Calcul de la nouvelle section d'armatures :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 671,65 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 201,66} = 0,1813$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,1813$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,779 \implies \phi = 38,84^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,3625$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,3625}{1 - 0,3625} \times \frac{201,66}{15} = 7,645 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,3625 \times 50 \times 105 \times 7,645}{2 \times 201,66} = 34,36 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA20  $\rightarrow A_s = 37,70 \text{ cm}^2$

**Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{891,35 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 14,2} = 0,0875$$

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

$$\alpha = 0,115 < 0,259 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,115 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{14,2}{348} = 0,002224 \text{ m}^2 = 22,24 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :(CBA93 Art A.4.2)**

$$A_{s,min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{2,1}{400} = 0,000423 \text{ m}^2 = 6,34 \text{ cm}^2$$

**Section d'armature minimale :(RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1)**

$$A_{s,min} = 0,5\% \times S = 0,005 \times 50 \times 105 = 26,25 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA25 + 4HA16  $\rightarrow A_s = 27,67 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s)}{7,5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 27,67}{50} \left[ \sqrt{1 + \frac{50 \times (105 \times 27,67)}{7,5 \times 27,67^2}} - 1 \right]$$

$$y = 42,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 290,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad K = \frac{651,33 \times 10^{-3}}{290,33 \times 10^{-4}} = 22,434 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 22,434 \times 0,4257 = 9,55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 22,434 \times (1,05 - 0,4257) = 210,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 210,08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

donc on va redimensionner la section des aciers.

**Calcule de la nouvelle section d'armatures :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 651,33 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 201,66} = 0,1758$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,1758$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,784 \implies \phi = 38,37^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,358$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,358}{1 - 0,358} \times \frac{201,66}{15} = 7,497 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,358 \times 50 \times 105 \times 7,497}{2 \times 201,66} = 34,94 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA20  $\rightarrow A_s = 37,70 \text{ cm}^2$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = 16,00 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On adopte de } 4\phi_{10}$$

**espacement maximale entre les cadres :**

— **Z.N** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\} = 19,2 \text{ cm} \implies S_t = 15 \text{ cm}$

— **Z.C** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right\} = 40 \implies S_t = 20 \text{ cm}$

**Densité des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0,3\% \times S \times b$$

$S$  : espacement maximale entre les cadres ;  $b$  : largeur de la poutre

$$A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,3\% \times 20 \times 50 = 3,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Armatures de peau :**

Les armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  par mètre de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction.

$$h = 110 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 1,1 \times 2 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA12 \rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

**Sens YY**

**Les sollicitations maximales :**

$$M_{t.u.max} = 808,65 \text{ kN.m} ; M_{t.ser.max} = 591,49 \text{ kN.m} ,$$

$$M_{t.a.max} = 896,02 \text{ kN.m} ; M_{a.ser.max} = 656,17 \text{ kN.m} ,$$

$$V_{max} = 1143 \text{ kN}$$

**En travées**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{808,65 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 14,2} = 0,103$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,137 < 0,259 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,112 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{14,2}{348} = 0,002341 \text{ m}^2 = 23,41 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :(CBA93 Art A.4.2)**

$$A_{s,min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{2,1}{400} = 0,000423 \text{ m}^2 = 6,34 \text{ cm}^2$$

**Section d'armature minimale :(RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1)**

$$A_{s,min} = 0,5\% \times S = 0,005 \times 50 \times 105 = 26,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4HA25 + 4HA16 \rightarrow A_s = 27,67 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1143}{0,50 \times 1,05} = 2177 \text{ kN/m}^2 = 2,177 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,177 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s)}{7,5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 27,67}{50} \left[ \sqrt{1 + \frac{50 \times (105 \times 27,67)}{7,5 \times 27,67^2}} - 1 \right]$$

$$y = 42,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 290,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad K = \frac{691,49 \times 10^{-3}}{290,33 \times 10^{-4}} = 23,817 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 23,817 \times 0,4257 = 10,14 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 23,817 \times (1,05 - 0,4257) = 223,04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 223,04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

donc on va redimensionner la section des aciers.

**Calcul de la nouvelle section d'armatures :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 691,49 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 201,66} = 0,1866$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,1866$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,774 \implies \phi = 39,32^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,3669$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,3669}{1 - 0,3669} \times \frac{201,66}{15} = 7,79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,3669 \times 50 \times 105 \times 7,79}{2 \times 201,66} = 37,21 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA20  $\rightarrow$   $A_s = 37,70 \text{ cm}^2$

**Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{896,02 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 14,2} = 0,088$$

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

$$\alpha = 0,115 < 0,259 \implies \text{pivot A} \implies A'_s = 0$$

$$A_s = 0,8\alpha \times b \times d \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 0,8 \times 0,115 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{14,2}{348} = 0,002224 \text{ m}^2 = 22,24 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :(CBA93 Art A.4.2)**

$$A_{s,min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 0,50 \times 1,05 \times \frac{2,1}{400} = 0,000423 \text{ m}^2 = 6,34 \text{ cm}^2$$

**Section d'armature minimale :(RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1)**

$$A_{s,min} = 0,5\% \times S = 0,005 \times 50 \times 105 = 26,25 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA25 + 4HA16  $\rightarrow$   $A_s = 27,67 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s)}{7,5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 27,67}{50} \left[ \sqrt{1 + \frac{50 \times (105 \times 27,67)}{7,5 \times 27,67^2}} - 1 \right]$$

$$y = 42,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2] = 290,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad K = \frac{656,17 \times 10^{-3}}{290,33 \times 10^{-4}} = 22,601 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 22,601 \times 0,4257 = 9,62 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :**

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 22,601 \times (1,05 - 0,4257) = 211,66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 211,66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

donc on va redimensionner la section des aciers.

**Calcul de la nouvelle section d'armatures :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 656,17 \times 10^{-3}}{0,50 \times 1,05^2 \times 201,66} = 0,1771$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,1771$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,783 \implies \phi = 38,46^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,359$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,359}{1 - 0,359} \times \frac{201,66}{15} = 7,532 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,358 \times 50 \times 105 \times 7,532}{2 \times 201,66} = 35,20 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA20  $\rightarrow A_s = 37,70 \text{ cm}^2$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = 16,00 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On adopte de } 4\phi_{10}$$

**espacement maximale entre les cadres :**

— **Z.N** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\} = 19,2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

— **Z.C** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right\} = 40 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

**Densité des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0,3\% \times S \times b$$

$S$  : espacement maximale entre les cadres ;      $b$  : largeur de la poutre

$$A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,3\% \times 20 \times 50 = 3,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Armatures de peau :**

Les armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  par mètre de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction.

$$h = 110 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 1,1 \times 2 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA12 \rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

**Schéma de ferrailage du nervures :**

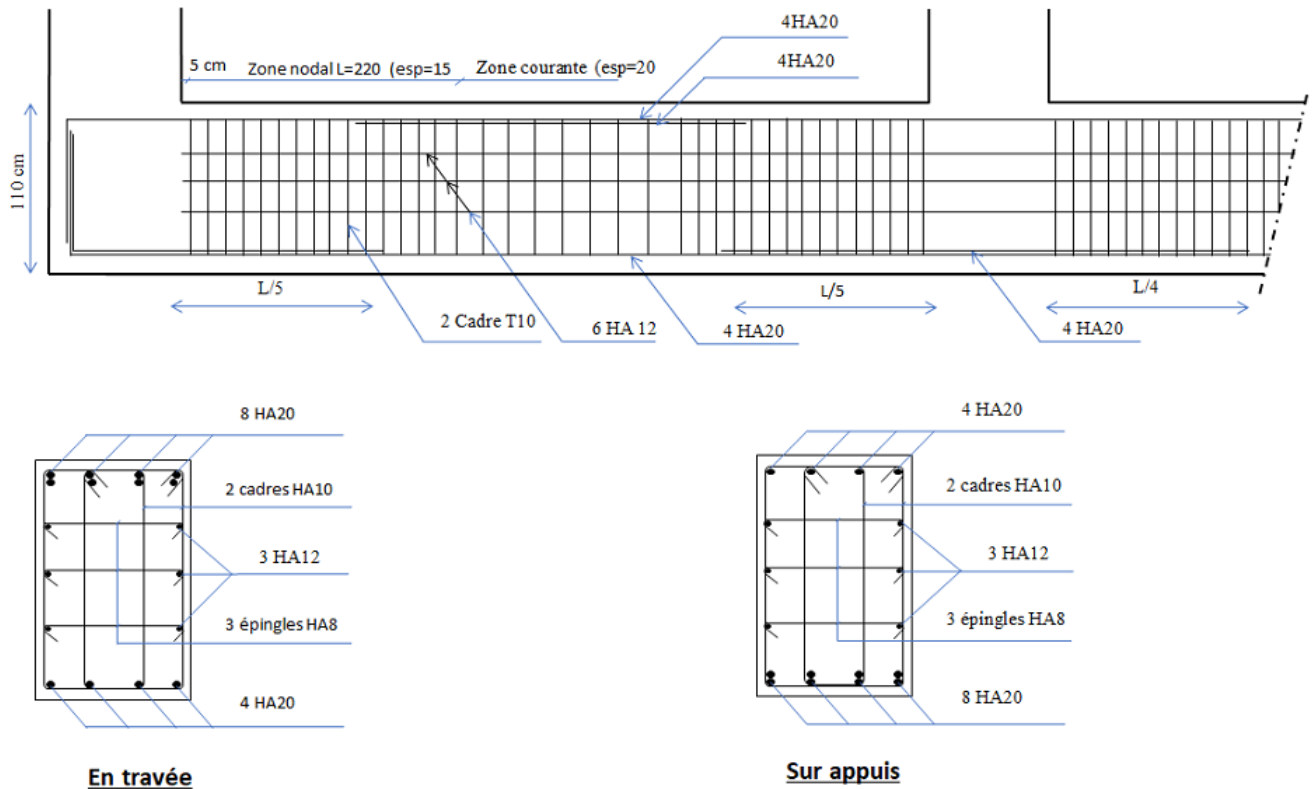


FIGURE 6.4 – Schéma de ferrailage du nervures

## 6.6 Étude du mur de soutènement :

### 6.6.1 Introduction

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### 6.6.2 Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h = 2,55 \text{ m}$
- La longueur  $L = 5,2 \text{ m}$
- L'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$

### 6.6.3 Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_{sol} = 20 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement  $18^\circ$
- La cohésion  $c = 0,30 \text{ bar}$

### 6.6.4 Évaluation des charges et surcharges

Le mur de soutènement est soumis à :

**La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times K_0 - 2 \times C \times K_0 = h \times \gamma \times (1 - \sin \phi) - 2 \times C \times (1 - \sin \phi)$$

**Remarque :**

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris  $c = 0$ ).

$$G = h \times \gamma \times (1 - \sin \phi) = 35,24 \text{ KN/ml}$$

**Les surcharges :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times (1 - \sin \phi) = 6,91 \text{ KN/ml}$$

### 6.6.5 Ferrailage du mur de soutènement :

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**ELU :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 57,94 + 10,36}{4} = 46,045 \text{ kN/m}^2$$

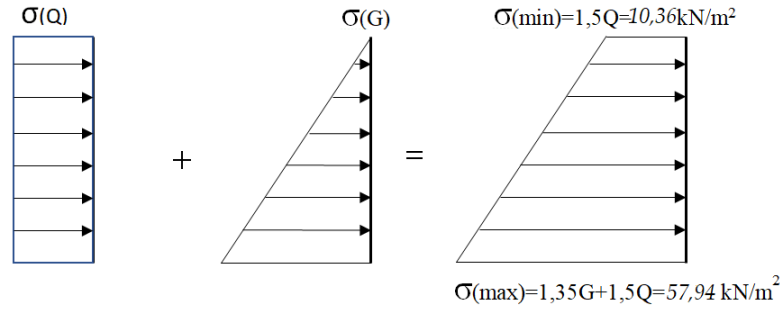


FIGURE 6.5 – Répartition des contraintes sur le mur de soutènement

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 46,045 \text{ kN/ml}$$

**ELS :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 42,15 + 6,91}{4} = 33,34 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \sigma_{moy} \times 1ml = 33,34 \text{ kN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2,55 \text{ m}; L_y = 5,20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{5,20} = 0,49 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**Calcul des sollicitations :**

1. **ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

(a) **Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 29,342 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 7,335 \text{ kN.m} \end{cases}$$

(b) **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 24,941 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 6,235 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -14,671 \text{ kN.m} \end{cases}$$

(c) **Effort tranchant**

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 55,498 \text{ kN} \\ V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 6,545 \text{ kN} \end{cases}$$

2. **A L'ELS ( $\nu = 0,2$ )**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1013 \\ \mu_y = 0,3580 \end{cases}$$

(a) **Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 21,961 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 7,862 \text{ kN.m} \end{cases}$$

(b) Moments corrigés

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 18,667kN.m \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 6,683kN.m \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -10,981kN.m \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12cm$  ; et  $\rho > 0,4$ , la section minimale d'armatures est :

$$A_{x.min} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times \frac{h}{2} = 2,36cm^2/ml$$

$$A_{y.min} = \rho_0 \times b \times h = 1,60cm^2/ml$$

Sachant que pour des aciers HAFeeE400  $\rho_0 = 0,0008$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0,2)m^2$

L'espacement des armatures :

Armatures // à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm = 25cm \rightarrow$  On opte pour  $S_t = 20cm$

Armatures // à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm = 25cm \rightarrow$  On opte pour  $S_t = 20cm$

alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Localisation		M kN.m	A <sub>calculé</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub> cm <sup>2</sup>	Nbr des bares/ml
travée	XX	24,941	4,10	2,36	3,52	4HA12
	YY	6,235	1,00	1,60	3,14	4HA10
Appui		14,671	2,06	2,36	3,52	4HA12

TABLE 6.7 – Section des armatures du mur de soutènement

Les vérifications à l'état limite ultime :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 0,277Mpa \leq \bar{\tau} = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3Mpa\right) = 1,167Mpa \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Les vérifications à l'état limite de service :

1. État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

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

2. Vérification de La contrainte dans l'acier tendue :

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max\left(\frac{f_e}{2} ; 110\sqrt{\mu f_{tj}}\right)\right) \text{ avec : } \mu = 1,6$$

les résultats vérifications sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Localisation		$M_{ser}$ <i>kN.m</i>	$y$ <i>cm</i>	$I$ <i>cm<sup>4</sup></i>	$\sigma_{bc}$ <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_{bc}$ <i>Mpa</i>	Vérif $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_s$ <i>Mpa</i>	Vérif $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
travée	xx	18,667	3,17	15972,18	3,71	15	Vérifie	259,97	201,63	N.Vérifie
	yy	6,683	2,69	11691,98	1,54	15	Vérifie	131,30	201,63	Vérifie
Appui		10,981	3,17	15972,18	2,18	15	Vérifie	152,93	201,63	Vérifie

TABLE 6.8 – Vérifications des contraintes dans le mur de soutènement à l'ELS

On remarque que la contrainte dans l'acier tendue au niveau se travée sens X n'est pas vérifiée donc on va redimensionner la section des aciers.

**Calcul de la nouvelle  $A_s$  en travées / Sens XX :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies \mu = \frac{30M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 18,667 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 201,66} = 0,0857$$

$$\lambda = 1 + \mu = 1,0857$$

$$\cos \phi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,884 \implies \phi = 27,88^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\phi}{3}) = 0,263$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,263}{1 - 0,263} \times \frac{201,66}{15} = 4,80 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,263 \times 100 \times 18 \times 4,80}{2 \times 201,66} = 5,64 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12  $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

**Schéma de ferrailage**

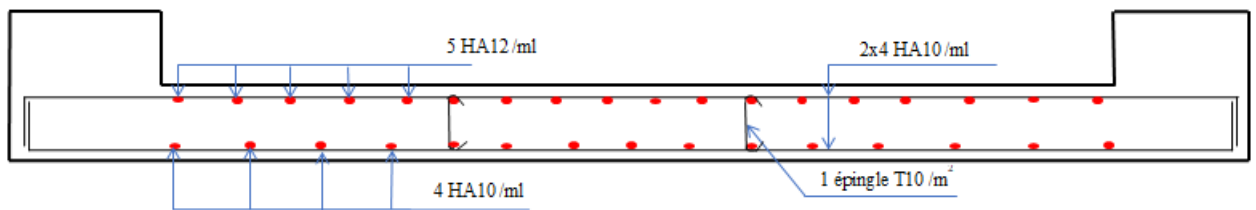


FIGURE 6.6 – Schéma de ferrailage des mur de soutènement

# Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et les logiciels de calcul comme l'ETABS. Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'une tour, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Nous espérons aussi que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets afin de participer à la relance du secteur national de construction.

De plus, les échanges avec les étudiants de master ont été très enrichissants et me motivent à continuer dans cette voie.

# Bibliographie

## 1. LES REGLEMENTS :

- BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- CBA 93 , Règles de conception et de calcul des structures en béton armé , Édition CGS, Décembre 1993.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR B.C..2.331 , Règle de calcul des fondations.
- RPA 99 / version 2003 , Règles Parasismiques Algériennes, Édition CGS, .

.

## 2. LIVRES :

- Oliver Gagliardini ,« Cours de Béton Armé », IUP GCI3 option OS , UJF-GrenobleI , Année 2004/05
- M.Belazougui ,« calcul des ouvrages en béton armé », Édition office des publications universitaires , (OPU).
- S. BOUZIANE.« Cours de béton armé , 3ème année licence en Génie Civil» .

## 3. MÉMOIRES DE FIN D'ÉTUDE :

- BENMERABET AMINE ,Mémoire de Fin d'Études , « Etude d'un Bâtiment R+6 en béton armé à usage multiples contreventé par un système de voiles porteurs » ; Université du 20 aout 55 Skikda (Promotion 2022)
- : SALAH SALAH HADJER , Mémoire de Master , « Etude et conception d'un bâtiment en béton armé contreventé par voile (S/Sol+RDC+9 étages) à usage d'habitation » , Université du 8 Mai 1945 Guelma (Promotion 2022)

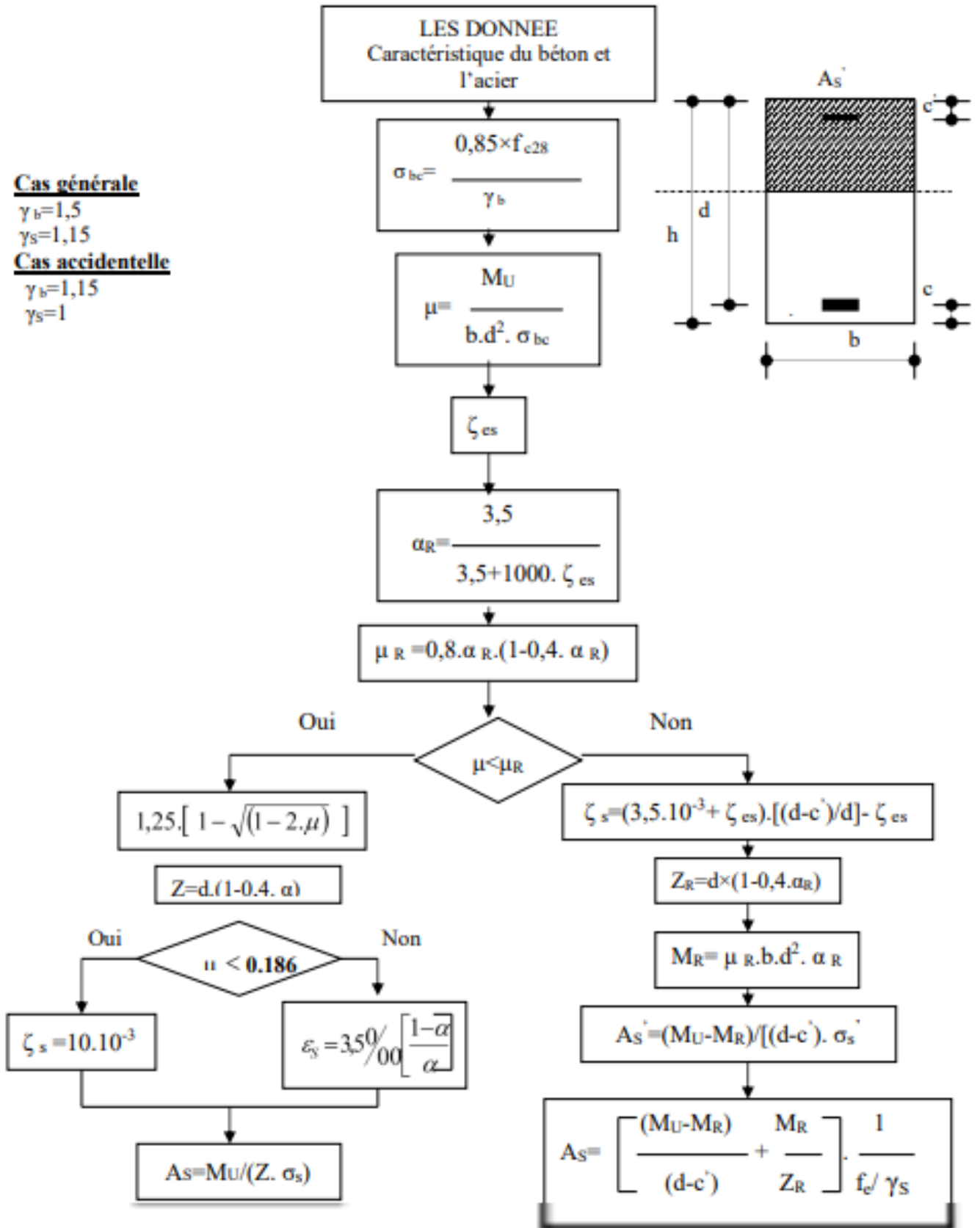
# Anexes

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

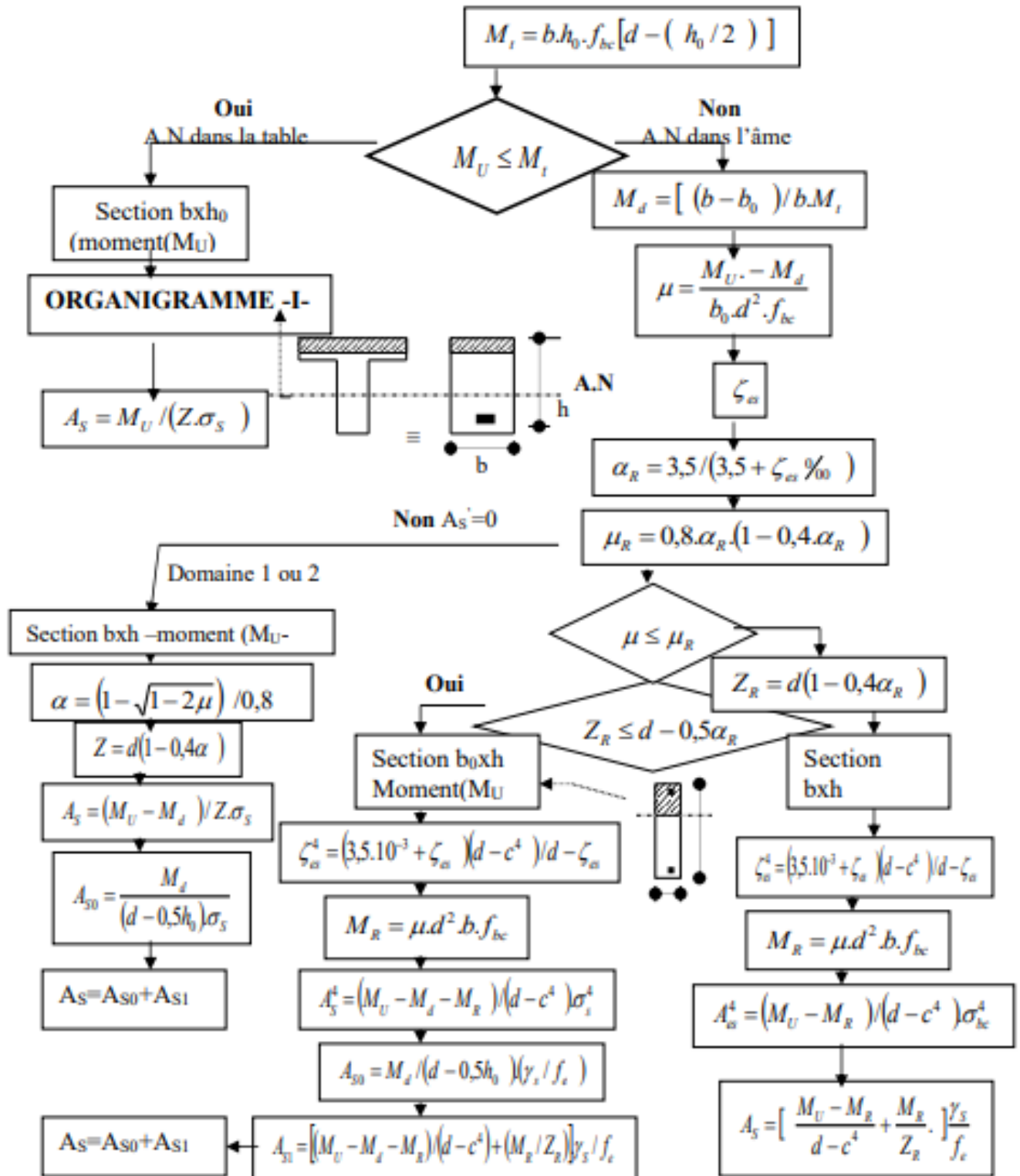
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

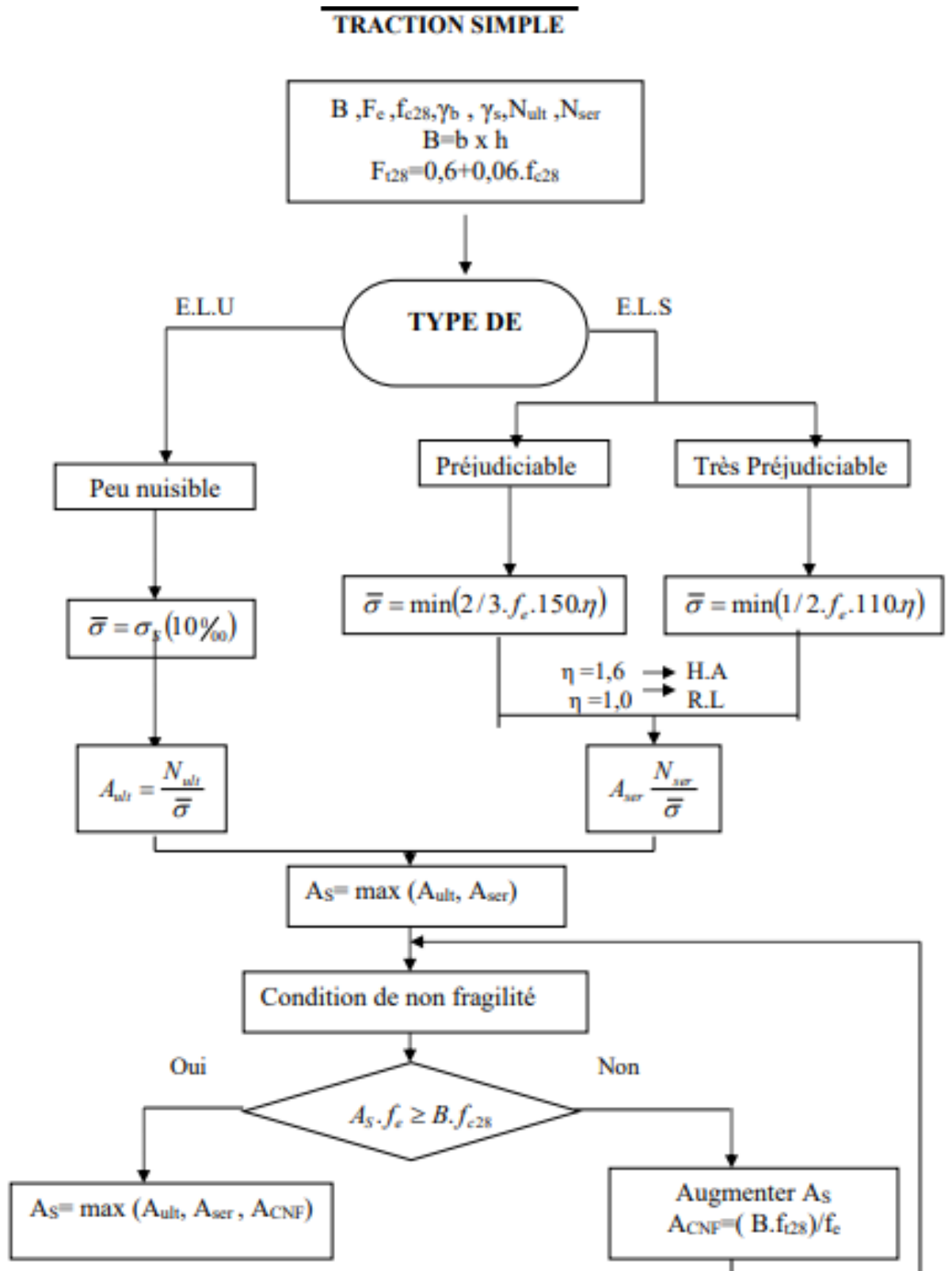
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

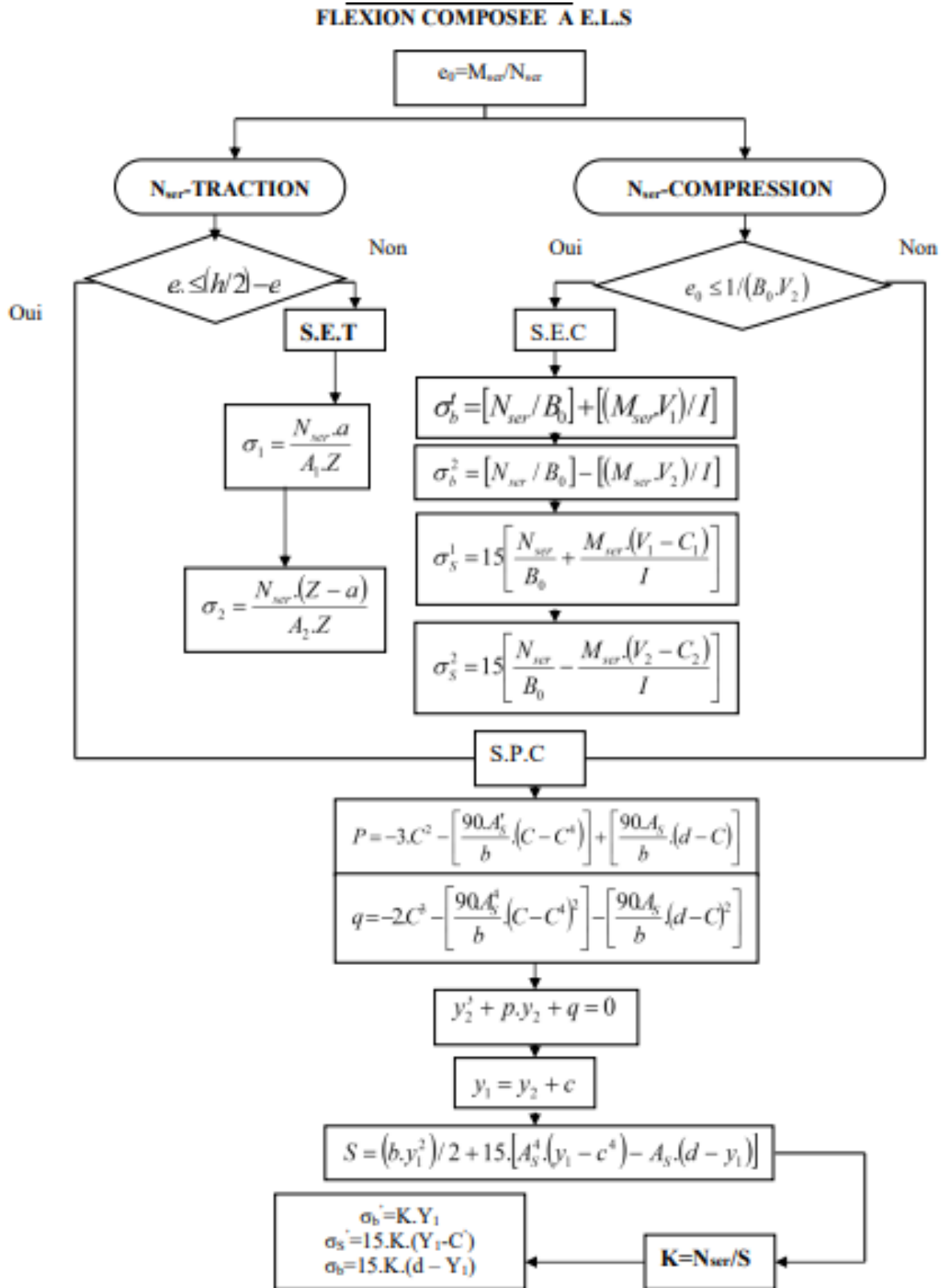
**Cas générale**  
 $\gamma_b=1,5$   
 $\gamma_s=1,15$   
**Cas accidentelle**  
 $\gamma_b=1,15$   
 $\gamma_s=1$



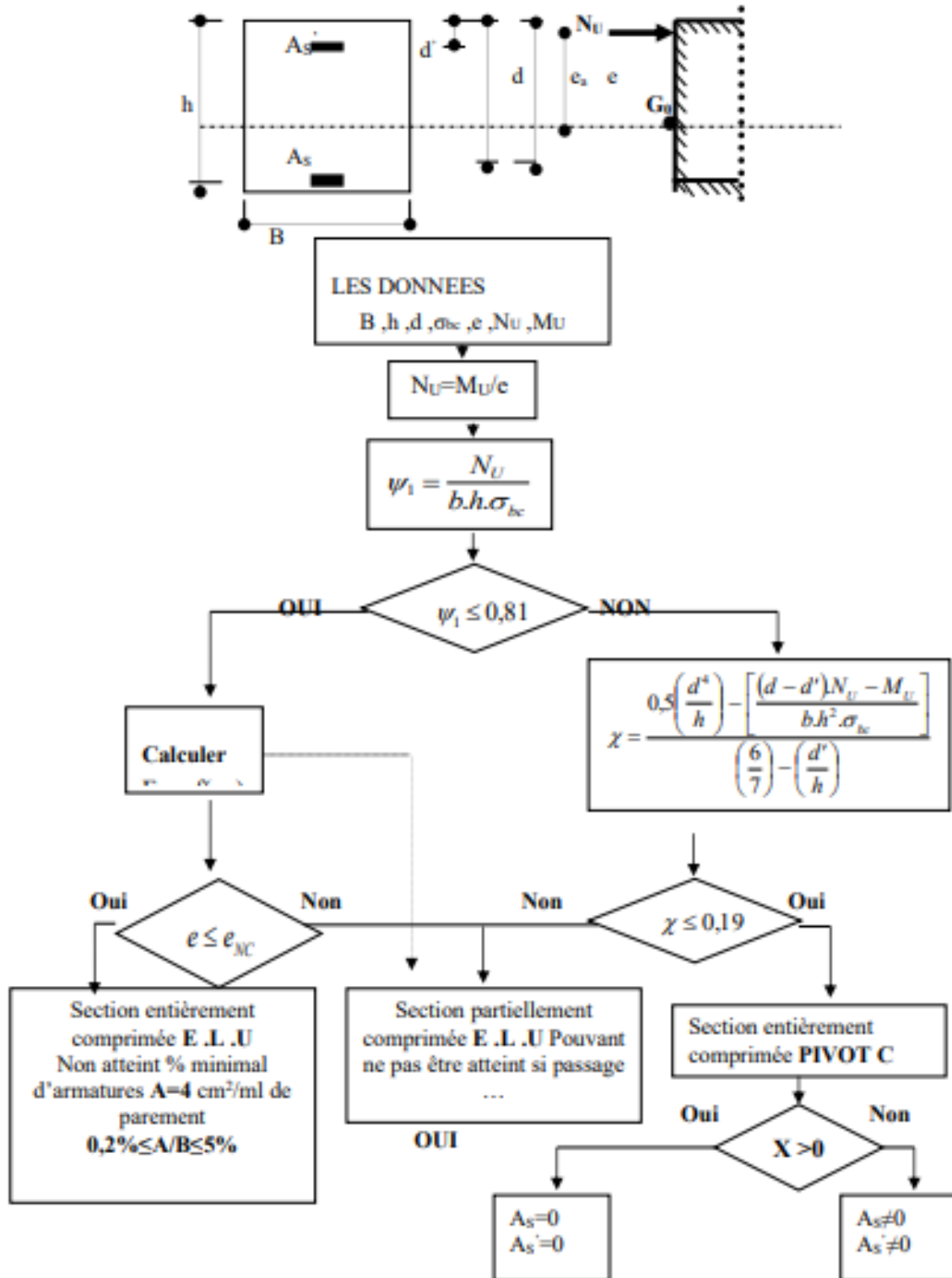
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE







**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-

