

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème :

Etude d'un Bâtiment R+7+Sous-sol à usage multiple (Habitation, Service et Commerce) contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Réalisé par :

**M^r. HEMMAD ALI
M^r. SMAIL HAKIM**

Encadré par :

M^{me}. BOUICHE

Membres de Jury:

**Mr. OUDNI
Mlle. BOUSSA**

Promotion 2015-2016

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

Aux membres de jury, qui nous ont fait l'honneur de juger et d'examiner ce modeste travail.

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant notre cycle.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ALI & HAKIM

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,
Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes frères et sœurs.

Tous mes amis et collègues.

Mes copains de chambre.

Mon binôme Hakim et sa famille.

ALI

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,
Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes frères et sœurs.

Tous mes amis du près ou de loin notamment

Ceux du bloc est et du bloc ouest.

Mon binôme Ali et sa famille.

Toute la famille SMAIL.

HAKIM

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en élévation	1
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton (ELU).....	9
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton (ELS)	10
Figure I.4 : Diagrammes contraintes-déformations de l'acier.....	12
Figure II.1: Plancher à corps creux	14
Figure II.2: Dimensions de la poutrelle	15
Figure II.3: Disposition des poutrelles.....	15
Figure II.4: Dalle sur un seul appui	16
Figure II.5: Dalle sur quatre appuis	17
Figure II.6: Détail d'un acrotère	18
Figure II.7: Détail d'un escalier.....	18
Figure II.8: Escalier à une volée	19
Figure II.9: Escalier à deux volées.....	19
Figure II.10: Escalier demi- tournant.....	20
Figure II.11: Schéma statique de l'escalier.....	21
Figure II.12: Schéma statique de l'escalier.....	21
Figure II.13: Schéma statique de l'escalier.....	23
Figure II.14: Schéma et dimensions des voiles en 3D	26
Figure II.15: Repérage des poteaux P1 et P2.....	32
Figure II.16: Surface afférente du Poteau P1	32
Figure II.17: Surface afférente du Poteau P2.....	35
Figure III.1 : Disposition des poutrelles (étages service 1).	45
Figure III.2 : Disposition des poutrelles (étages habitation).....	45
Figure III.3 : Schéma statique d'une Poutrelle.	48
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	49
Figure III.5 : L'effort tranchant isostatique	50
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type T1.....	51
Figure III.7 : Caractéristiques géométriques d'une poutrelle	62
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	74
Figure III.9 : Dalle sur un appui.	76
Figure III.10 : Schéma de ferrailage des balcons.	78
Figure III.11 : Dalle sur 4 appuis.....	79
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	82
Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier type 1	83

Figure III.14: Schéma de l'escalier type 1.....	83
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	86
Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier type 2.	87
Figure III.17 : Schéma de l'escalier type 2.	87
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	92
Figure III.19 : Schéma statique du palier.....	92
Figure III.20 : Schéma de ferrailage du palier de repos	95
Figure III.21 : Schéma statique du la poutre palière.....	95
Figure III.22 : Section considérée dans le calcul de torsion	97
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	100
Figure III.24 : Schéma statique des volées I et II	101
Figure III.25 : Schéma de ferrailage des volées I et II.....	104
Figure III.26 : Schéma statique de la volée intermédiaire	104
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de la volée intermédiaire de l'escalier type 3.	106
Figure III.28 : Schéma statique de la poutre brisée	107
Figure III.29 : Section considérée dans le calcul de torsion	109
Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	111
Figure III.31: Les Sollicitations sur l'acrotère.....	112
Figure III.32: Les dimensions de l'acrotère	112
Figure III.33: Schéma de ferrailage de l'acrotère	117
Figure III.34: Les dimensions de l'ascenseur	118
Figure III.35: Schéma de ferrailage de la dalle inferieure	122
Figure III.36: Schéma représentant la surface d'impact	123
Figure III.37: Calcul du périmètre au niveau de la feuille moyenne.	123
Figure III.38: Schéma de ferrailage de la dalle supérieure.....	128
Figure III.39: Schéma statique des poutres chainages.....	129
Figure III.40: Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	131
Figure IV.1: Spectre de réponse de la structure.....	136
Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.	137
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant x Avec T = 0.704 sec).....	138
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y Avec T=0.669 sec)	138
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode de déformation (torsion suivant Z Avec T=0.478 sec).....	139
Figure V.1 : Zone nodale.....	147
Figure. V.2. Section d'un poteau.....	152
Figure V.3 : Zone de recouvrement.....	154
Figure V.4 : Schémas de ferrailage des poteaux	155
Figure V.5 : La zone nodale	162

Figure V.6 : Ferrailages des poutres principales des étages services et d'habitation.	164
Figure V.7 : Ferrailages des poutres principales et secondaires d'étage commercial et terrasse et des poutres secondaires d'habitation.	165
Figure V.8 : Ferrailages des poutres secondaires des étages services.	166
Figure V.9 : Schéma d'un voile plein.	168
Figure V.10 : Disposition des voiles de contreventement.	169
Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile V_{x_2} (Sous sol et RDC).	174
Figure VI.1 : Semelle isolée.	176
Figure VI.2 : Semelle filante.	177
Figure VI.3 : Dimensions du radier.	178
Figure VI.4 : Présentation de la zone d'impact de la charge compactée.	179
Figure VI.5 : Dalle sur quatre appuis.	182
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du Radier.	186
Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.	188
Figure VI.8 : Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.	189
Figure VI.9 : Section à ferrailer.	190
Figure VI.10 : Schémas de ferrailages des nervures sens x-x.	192
Figure VI.11 : Schémas de ferrailages des nervures sens y-y.	192
Figure VI.12 : Voile périphérique.	193
Figure VI.13 : Diagrammes des contraintes.	194
Figure VI.14 : Schéma du ferrailage du voile périphérique.	198

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Evaluation des charges sur terrasse inaccessible	27
Tableau II.2 : Evaluation des charges sur plancher courant	28
Tableau II.3 : Evaluation des charges sur dalle pleine	28
Tableau II.4 : Evaluation des charges sur le palier	29
Tableau II.5 : Evaluation des charges sur la volée.....	29
Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les murs extérieurs	30
Tableau II.7 : Evaluation des charges sur les murs intérieurs.....	30
Tableau II.8 : Evaluation de la surcharge « Q » poteau P1	31
Tableau II.9 : Evaluation des poids propres des poteaux	32
Tableau II.10 : Descente de charge « G » (poteau P1).....	35
Tableau II.11 : Évaluation des poids propres des poteaux	36
Tableau II.12 : Evaluation de la surcharge « Q » poteau P2	37
Tableau II.13 : Descente de charge « G » (poteau P2)	39
Tableau II.14 : Résultats de la descente de charge pour les deux poteaux	40
Tableau II.15 : Résultats de la vérification à la compression simple	40
Tableau II.16 : Résultats de la vérification au flambement.	42
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles	47
Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles	47
Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage habitation).	55
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage habitation).....	55
Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage habitation).	55
Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage habitation).....	55
Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage habitation)	56
Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage habitation).....	56
Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage commerce).....	56
Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage commerce)	56
Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage commerce).....	57
Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage commerce)	57
Tableau III.13 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage commerce).....	57
Tableau III.14 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage commerce)	57
Tableau.III.15 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage service).....	57
Tableau III.16 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage service).....	58
Tableau III.17 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage service).....	58
Tableau III.18 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage service).....	58

Tableau III.19: Sollicitations à l'ELU (plancher étage service).....	58
Tableau III.20: Sollicitations à l'ELS (plancher étage service).....	58
Tableau III.21: Sollicitations à l'ELU (plancher étage service).....	59
Tableau III.22: Sollicitations à l'ELS (plancher étage service)	59
Tableau III.23: Sollicitations à l'ELU (plancher étage service).....	59
Tableau III. 24 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage service).....	59
Tableau III.25 : Sollicitations à l'ELU (plancher étage service).....	59
Tableau III.26 : Sollicitations à l'ELS (plancher étage service).....	59
Tableau III.27 : Sollicitations à l'ELU (plancher terrasse inaccessible).....	60
Tableau III.28 : Sollicitations à l'ELS (plancher terrasse inaccessible).....	60
Tableau III.29 : Sollicitations à l'ELU (plancher terrasse inaccessible).....	60
Tableau III.30 : Sollicitations à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)	60
Tableau III.31 : Sollicitations à l'ELU (plancher terrasse inaccessible).....	60
Tableau III.32 : Sollicitations à l'ELS (plancher terrasse inaccessible).....	61
Tableau III.33 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles	61
Tableau III.34 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles d'habitations	62
Tableau III.35 : Vérification des contraintes en travée	67
Tableau III.36: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	67
Tableau III.37: Calcul des moments correspondants.....	69
Tableau III.38 : Calcul des contraintes correspondantes.....	70
Tableau III.39: Calcul du coefficient μ	70
Tableau III.40: Calcul des moments d'inerties fictives.....	70
Tableau III.41: Vérification de la flèche	71
Tableau III.42: Ferrailage des poutrelles des différents étages.	71
Tableau III.43: Vérification des contraintes à l'ELS.....	72
Tableau III.44: Vérification des états limites de déformation.....	73
Tableau III.45: Schémas de ferrailage des poutrelles.....	75
Tableau III.46: Vérification des contraintes.....	78
Tableau III.47: Vérification des contraintes dans le béton.....	81
Tableau III.48: Vérification des contraintes dans l'acier	82
Tableau III.49: Sollicitations à l'ELU de l'escalier type 1.....	84
Tableau III.50: Ferrailage de l'escalier type 1	84
Tableau III.51: Vérification de la condition de non fragilité.....	84
Tableau III.52: Vérification des contraintes à l'ELS de l'escalier type1.	86
Tableau III.53: Sollicitations à l'ELU d'escalier type 2.....	87
Tableau III.54: Ferrailage de l'escalier type 2	88
Tableau III.55: Vérification de la condition de non fragilité.....	88

Tableau III.56: Vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 2.	89
Tableau III.57: Calcul des moments correspondants.....	90
Tableau III.58: Calcul des contraintes correspondantes	90
Tableau III.59: Calcul des coefficients μ	91
Tableau III.60: Calcul des moments d'inerties fictives	91
Tableau III.61: Ferrailage du palier de repos.	93
Tableau III.62: Vérification de la condition de non fragilité.....	93
Tableau III.63: Les sollicitations de la poutre palière.	96
Tableau III.64: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	97
Tableau III.65: Section d'armatures en travée et aux appuis	98
Tableau III.66: Vérification des contraintes en travée.	99
Tableau III.67: Vérification des contraintes aux appuis.....	99
Tableau III.68: Sollicitations à l'ELU des volées I et II de l'escalier type 3	101
Tableau III.69: Ferrailage des volées I et II de l'escalier type 3	101
Tableau III.70: Vérification de la condition de non fragilité.....	102
Tableau III.71: Vérification des contraintes dans le béton des volées I et II.....	103
Tableau III.72: Ferrailage de la volée intermédiaire de l'escalier type 3.....	105
Tableau III.73: Vérification de la condition de non fragilité.....	105
Tableau III.74: Vérification des contraintes dans le béton (volée intermédiaire)	106
Tableau III.75: Les sollicitations de la poutre brisée.....	107
Tableau III.76: Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.....	108
Tableau III.77: Section d'armatures en travée et aux appuis de la poutre brisée	109
Tableau III.78: Vérification des contraintes en travée.	110
Tableau III.79: Vérification des contraintes aux appuis.....	110
Tableau III.80: Différentes combinaisons d'actions	114
Tableau III.81: Ferrailage de la dalle inférieure d'ascenseur.	119
Tableau III.82: Vérification de la condition de non fragilité.....	120
Tableau III.83: Vérification des contraintes dans le béton.....	121
Tableau III.84: Vérification des contraintes dans l'acier.	121
Tableau III.85: Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur.	124
Tableau III.86: Vérification de la condition de non fragilité.....	125
Tableau III.87: Vérification des contraintes dans le béton.....	127
Tableau III.88: Vérification des contraintes dans l'acier.	127
Tableau III.89: Ferrailage de la poutre de chaînage.....	130
Tableau III.90: Vérification des contraintes à l'ELS.....	131
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	134
Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	139

Tableau IV.3 : Interaction sous charges verticales	140
Tableau IV.4 : Interaction sous charges horizontales	141
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	141
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.	142
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).	143
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).	143
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ (sens x-x).....	144
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ (sens y-y).....	145
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	147
Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux	149
Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	149
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux	150
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.....	151
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	152
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	153
Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	155
Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	157
Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres	158
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	160
Tableau V.12 : Vérification au cisaillement	160
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton.	161
Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux.	163
Tableau V.15 : Moments résistant dans les poutres.	163
Tableau V.16 : Vérification des zones nodales.	163
Tableau V.17 : Les sollicitations dans le voile V_{x1}	170
Tableau V.18 : Les sollicitations dans le voile V_{x2}	170
Tableau V.19 : Les sollicitations dans le voile V_y	170
Tableau V.20 : Résultats du ferrailage du voile V_{x1}	171
Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile V_{x2}	172
Tableau V.22 : Résultats du ferrailage du voile V_y	173
Tableau VI.1 : Résultats du ferrailage du radier.	183
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton.	184
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	185
Tableau VI.4 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.	185
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens x-x).....	188
Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens x-x).	188
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens y-y).....	189

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens y-y).	189
Tableau VI.9 : Résultats de ferrailage des nervures...	190
Tableau VI.10 : Vérification de l'effort tranchant.	190
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	191
Tableau VI.12 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.	195
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes.	197
Tableau VI.14 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.	197

Symboles Et Notations

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : La largeur (m).

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite du béton

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

d : Hauteur utile.

E : Actions accidentelles

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

e : Epaisseur, Excentricité

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELU

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

F : Force ou action générale.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf : La flèche totale.

G : Charges permanente

h_t : Hauteur totale du plancher.

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_0 : Epaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : Hauteur de la nervure (cm)

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

k_c : Coefficient de portance.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

L_r : Longueur de recouvrement

l_s : Longueur de scellement

l_f : Longueur de flambement

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

n : Nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Q : Charges d'exploitation

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures

S_{bat} : Surface totale du bâtiment

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

τ : Contrainte de cisaillement (MPa).

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\bar{\tau}_u$: Valeur de cisaillement limite (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

Introduction	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Implantation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristique du sol d'assise	2
I.4. Définition des éléments de l'ouvrage	2
I.5. Etats limites de calculs	4
I.6. Les actions et Sollicitations	5
I.7. Caractéristiques des matériaux	6
I.8. Règlements et normes utilisés	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	13
II.1. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux.....	13
II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	24
II.3. Evaluation des charges et surcharges	27
II.4. Descente de charge	30
Conclusion.....	43

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Introduction	44
III.1. Etude des planchers	44
III.2. Les escaliers	83
III.3 Etude de l'acrotère.	112
III.4. Ascenseur	118
III.5. Poutre de chaînage	129

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction	132
IV.1. Méthodes de calcul.....	132
IV.2. Analyse dynamique.....	137
Conclusion.....	145

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Introduction	146
V.1. Etude des poteaux.....	146
V.2. Etude des poutres.....	156
V.3. Etude des voiles.....	167
Conclusion.....	174

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	175
VI.1. Choix du type de fondation.....	175
VI.2. Etude des nervures	187
VI.3. Voiles périphériques	193
Conclusion.....	198

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants et la protection de l'environnement.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur en génie civil associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en **R+7+ sous-sol**, à usage mixte (habitation, service et commerce) contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

On se base sur le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, consacré pour la présentation du projet ;
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré -dimensionnement des éléments ;
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires ;
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique ;
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux ;
- ✓ Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure ;

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment le **CBA93**, **BAEL91**, **RPA99 version 2003** et les différents **DTR**.

Introduction :

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des connaissances de base qui sont indispensables pour l'ingénieur de génie civil, lors de la conception et la réalisation tout en respectant le rapport sécurité/coût, ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'ouvrage.

C'est pour cela, qu'on consacre ce chapitre pour la description complète du projet et la définition des différents éléments ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, en citant les différents règlements et normes suivis.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui va faire l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet de réalisation de 70 et 100 logements sociaux participatif L.S.P à Souk el Tenine à la wilaya de Bejaia. Ce bâtiment est un R+7 avec sous-sol, à usage multiple : commerces, services et d'habitation ;

- Un sous- sol inaccessible
- Des commerces au rez-de-chaussée.
- Des bureaux aux 1^{er} et 2^{ème} étages.
- Logements à partir du 3^{ème} étage à raison de deux logements par étage.

D'après la classification du « RPA99 / version 2003 », le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne « groupe d'usage 2 » puisque c'est un Bâtiment à usage d'habitation et bureaux dont la hauteur totale ne dépasse pas 48m, le bâtiment se caractérise par sa forme régulière en plan (rectangulaire et sans décrochements).

I.1.1. Dimensions en plan :

La structure présente une forme régulière (rectangulaire), dont les dimensions en projection sont:

- Longueur totale du bâtiment : 19.60 m
- Largeur totale du bâtiment : 11.30m

I.1.2. Dimensions en élévation :

- Hauteur du sous-sol : 2.65 m
- Hauteur du RDC : 4.08 m
- Hauteur de l'étage service : 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 26.10m

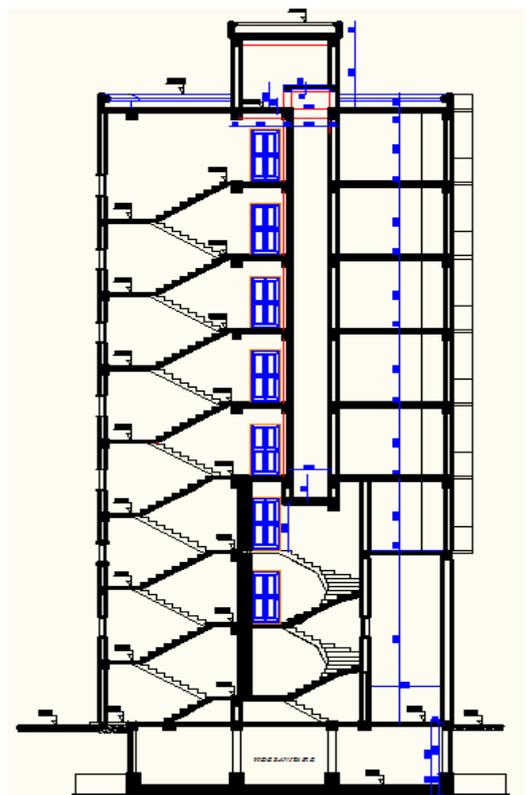


Figure I.1 : vue en élévation

I.2. Implantation de l'ouvrage :

Le bâtiment est implanté à la rentrée ouest de la ville de souk el Tenine (Wilaya de Bejaia) sur un terrain plat à vocation agricole .Il est limité par la route national RN09 au nord, le siège de la Daïra à l'est, l'école fondamentale Base 07 au sud et une voie carrossable à l'ouest.

Il est à souligner que la région de « Souk el Tenine -Bejaïa » est callée suivant le RPA99/V2003 en **Zone IIa** (une zone de sismicité moyenne).

I.3. Caractéristiques du sol d'assise :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique qu'il est de nature hétérogène de moyenne à bonne résistance. Il est constitué en majorité de sables et graviers ; et très compact en profondeur (sol d'assise meuble **S3**).

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2bars.

L'ancrage des fondations se fera à une profondeur de -2.20m au moins, par rapport au terrain naturel.

I.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.4.1. Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques (contreventement mixte), puisque la hauteur dépasse 14m dans une zone sismique IIa tout en justifiant l'interaction portiques -voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Les planchers :

Ce sont des diaphragmes d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle principal des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poteaux et/ou voiles).

On distingue dans notre bâtiment deux types de planchers :

- Plancher à corps creux (poutrelle + hourdis + dalle de compression).
- Plancher à dalle pleine.

I.4.3. Les éléments de remplissage :

a) Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur, à double cloisons (double parois), séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour l'isolation thermique et phonique.

b) Les murs intérieurs : ils sont réalisés en simple parois en briques creuses d'épaisseur de 10cm.

I.4.4. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, constitués d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers : des escaliers droits avec 2 volées et des escaliers à quartier tournant.

I.4.5. Les voiles :

Ce sont des murs en béton armé, considérés comme éléments porteurs verticaux, leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux. Ils reprennent la plus grande partie de l'effort latéral et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

(Dimensionnement et emplacement en **chapitre IV**).

I.4.6. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé généralement de 60cm de hauteur et 10cm d'épaisseur, encastré au niveau de la terrasse, ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

I.4.7. L'ascenseur :

C'est un appareil qui sert à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Dans notre bâtiment l'ascenseur relie les étages du 3^{ème} au 7^{ème}.

I.5. Etats limites de calculs :

Dans le domaine de construction un état limite est celui au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite ; elle cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissantes sur elle.

Selon le BAEL 91, on distingue deux états limites : ELU et ELS

I.5.1. Etats limites ultimes : « ELU »

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure, ils ne désignent pas nécessairement « l'effondrement », mais la plastification des matériaux et les déformations résultantes sont souvent considérées comme ruine. On distingue :

- Etat limite d'équilibre statique (non renversement) ;
- Etat limite de résistance ;
- Etat limite de stabilité de forme (non flambement) ;

I.5.2. Etats limites de services : « ELS »

Ce sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation (les conditions d'exploitation et de la durabilité ne sont plus satisfaites). Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. On distingue :

- Etat limite d'ouverture de fissures ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite de compression du béton.

I.5.3. Hypothèses de calculs aux états limites :

a) Calculs aux états limites ultimes « ELU » : CBA (Art A.4.3.2)

Les principales hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- ✓ les sections planes restent planes après déformation ;
- ✓ il y a pas de glissement à l'interface béton-armatures ;
- ✓ le béton tendu est négligé ;
- ✓ le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composé, et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple ;
- ✓ l'allongement ultime de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10 ‰$;
- ✓ le diagramme contrainte/déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle (**figure I.2**) ;
- ✓ le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte/déformation de calcul (**figure I.4**).

b) Calcul aux états limites de services « ELS » : CBA (Art A.4.5.1)

L'ELS est déterminante par rapport à L'ELU, lorsque la fissuration est nuisible FN on dimensionne à L'ELU et on vérifie à L'ELS. Par contre, dans le cas d'une fissuration très nuisible FTN on dimensionne (section d'acier) directement à L'ELS.

Les principales hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- ✓ les sections planes restent planes après déformation ;
- ✓ il ya pas de glissement à l'interface béton-armatures ;
- ✓ le béton tendu est négligé ;
- ✓ le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques ;
- ✓ le rapport entre le module d'élasticité longitudinal de l'acier E_s et le module d'élasticité du béton E_b est égal à 15.

$$n = E_s / E_b = 15 \quad \text{Tell que } n : \text{« coefficient d'équivalence »}$$

- ✓ l'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton,

I.6. Les actions et sollicitations :

I.6.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples de forces appliquées à la structure ou une déformation imposé à la structure. Elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

a) Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont la variation dans le temps est négligeable, elles comportent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids des revêtements, cloisons et superstructures fixes ;
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

b) Actions variables (Q_i) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent :

- Surcharges d'exploitation ;
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier) ;
- Charges climatiques (neige, vent) ;
- Les effets thermiques.

c) Actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement dont la durée est courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, elles comportent :

- Les séismes (E) ;
- Les chocs de véhicules routiers ;
- Les explosions ;
- Avalanche ;
- Les incendies.

I.6.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces, d'efforts (normaux ou tranchants) et de moments (de flexion, de torsion).

I.6.3. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons de calcul à considérer Pour la détermination des sollicitations et des déformations dans les éléments, selon le RPA99 version 2003 sont les suivantes :

a) Situations durables : CBA 93

- ELU : $1.35G + 1.5Q$;
- ELS : $G+Q$;

b) Situations accidentelles : RPA99/2003

- $G+Q\pm E$;
 - $G+Q\pm 1.2E$;
 - $0.8G\pm E$.
- Avec : - G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : action du séisme.

I.7. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 (chapitre -A.2).

I.7.1. Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le dosage courant est de 350 kg/m^3 , avec une résistance nominale à la compression de 25 MPA prévue pour le béton à 28 jours.

a) Composition du Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange adéquat suivant : granulats (sable, gravier), ciment, eau de gâchage ainsi que les adjuvants et ajouts dans les cas spéciaux. La fabrication du béton est en fonction de l'importance du chantier, elle peut être réalisée soit par une simple bétonnière, soit par une centrale à béton lorsque les volumes deviennent élevés.

La composition courante de 1 m³ de béton est approximativement la suivante :

- 350 kg de ciment.
- 400 l de sable (D < 5 mm).
- 800 l de gravillons [3/8 ; 8/15 ; 15/25].
- 175 l d'eau de gâchage, avec : E/C = 0,5

b) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée par l'essai d'écrasement dans le laboratoire sur éprouvette cylindrique (de diamètre de 16cm et d' hauteur de 32cm) écrasée en compression axiale.

- Lorsque $j \leq 28$ jours : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**
 - ✓ Bétons à résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
 - ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$
- Lorsque $j \geq 28$ jours : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**
 - ✓ on peut admettre une valeur : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Lorsque $28 < j < 60$:
 - ✓ On utilise la relation : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ avec $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

c) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge du jour (j) f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.1.2)}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ on a $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

d) Les contraintes admissibles du béton :

- *la contrainte admissible de compression :*

ELU :

La contrainte admissible de compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1)}$$

Avec :

- ❖ θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges
 - ✓ $\theta = 1$ → pour une durée d'application supérieure à 24h.
 - ✓ $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
 - ✓ $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.
- ❖ γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.

ELS :

La contrainte admissible de compression est donnée par :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- *La contrainte admissible de cisaillement:*

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration :

- ✓ *Fissuration peu nuisible FPN :*

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.1.)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ → $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ (cas durable)

→ $\bar{\tau}_u = 4.34 \text{ MPa}$ (cas accidentel).

- ✓ *Fissuration nuisible FN ou très nuisible FTN :*

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.1.)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ → $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ (cas durable)

→ $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$ (cas accidentel).

e) Module de déformation longitudinale du béton :

- *Module de déformation instantanée :*

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- *Module de déformation différée :*

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée (le retrait et le fluage) du béton E_{vj} est égale à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

f) Module de déformation transversale du béton :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(\nu+1)} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

g) Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

h) Diagramme contraintes déformations :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5 ‰ , nous avons un diagramme Parabole rectangle :

- *En compression pure :* les déformations relatives étant limitées à 2 ‰ (partie parabolique du graphe).
- *En compression avec flexion:* le diagramme de calcul est dit parabole rectangle ($2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5 \text{ ‰}$).

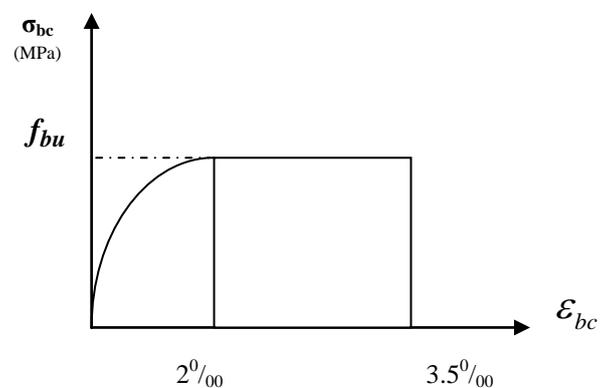


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton (ELU).

Nous avons un diagramme linéaire élastique, (le béton est en phase élastique), donc le diagramme contrainte déformation est une droite :

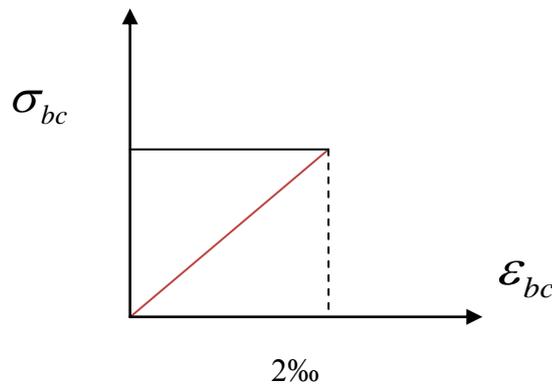


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations du béton (l'ELS).

I.7.2. L'acier :

a) Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, dont le rôle fondamental est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

C'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. L'acier est aussi caractérisé par sa limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$ et son module d'élasticité $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

On distingue deux catégories d'aciers :

- **Les treillis soudés (TR):**

Ils sont utilisés comme armatures dans les dalles avec des mailles $150 \times 150 \text{ mm}^2$ car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles. Ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux et ils sont composés d'aciers à haute adhérence (HA).

- **Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):**

Selon l'article 7.2.2 du RPA99, les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

b) Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance (HA) de nuance FeE400, de limite élastique f_e de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec diamètre \emptyset_6 .

c) Contraintes de calcul aux états limites :

- **Etat limite ultime (ELU):**

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

Telque :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (ELS):**

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction du type de la fissuration.

- ✓ *Fissuration peu nuisible (FPN):*

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- ✓ *Fissuration nuisible (FN) :*

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

- ✓ *fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :*

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

d) Diagramme contraintes- déformations des aciers : CBA (A .2.2.2)

Le diagramme à considérer dans le calcul à L'ELU est défini conventionnellement comme suit :

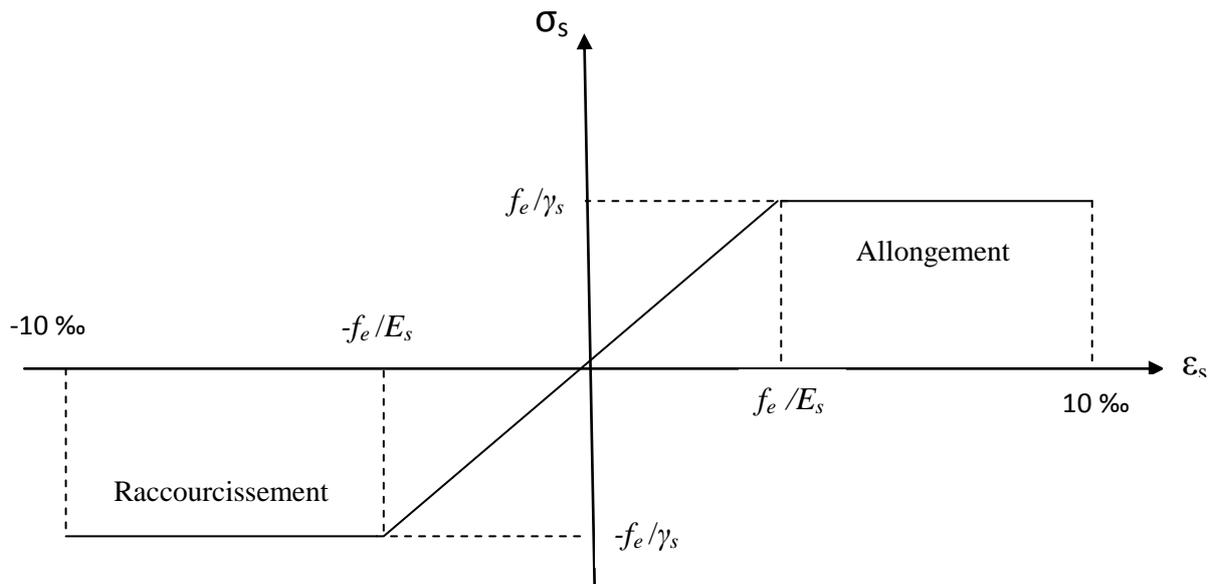


Figure I.4: *Diagramme contraintes- déformations de l'acier*

I.8. Règlements et normes utilisés :

Le présent projet est élaboré et établi suivant les règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ BAEL 91 modifié 99 (Béton Armé aux Etats Limites)
- ❖ CBA 93 : (Code du Béton Armé)
- ❖ RPA 99 /version 2003 : (Règlements Parasismiques Algérien 1999 version 2003)
- ❖ DTR- B.C.2.2 : (charges permanentes et surcharges d'exploitation).

Introduction :

Le pré-dimensionnement est une étape très importante, qui a comme but de déterminer des sections préliminaires pour les différents éléments de la structure, par un procédé estimatif conforme aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux sont ceux qui ne participent pas au contreventement de la structure :

II.1.1. Les Planchers :

Dans notre cas, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour tous les étages.
- Plancher à dalle pleine au niveau de l'ascenseur et aux balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.1.1.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression (Les planchers «service, habitation et commerce» sont en corps creux).

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots\text{CBA93 (art B.6.8.4.2).}$$

Avec :

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Dans notre projet :

$$L_{\max} = 3,60 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{360}{22.5}$$

$$\text{Donc } h_t \geq 16 \text{ cm}$$

Alors On adopte un plancher [16 + 4] cm d'une épaisseur $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{totale}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

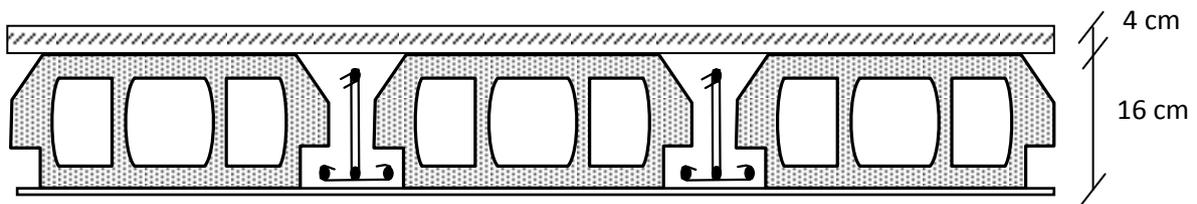


Figure II.1 : Plancher à corps creux

✓ Les poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Elles se calculent comme une section en T.

La largeur efficace de la dalle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_x : distance entre nu d'appui des poutrelles (longueur d'hourdis).

L_y : distance minimale entre nu d'appuis d'une travée.

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20 \text{ cm}$)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0 = 10 \text{ cm}$)

Dans notre projet on a : $L_x = 55 \text{ cm}$ et $L_y = 290 \text{ cm}$

Donc on aura :

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{290}{10} \right) = \min (27,5 ; 29)$$

Ce qui donne : $b \leq 65 \text{ cm}$, On opte pour : **$b = 65 \text{ cm}$**

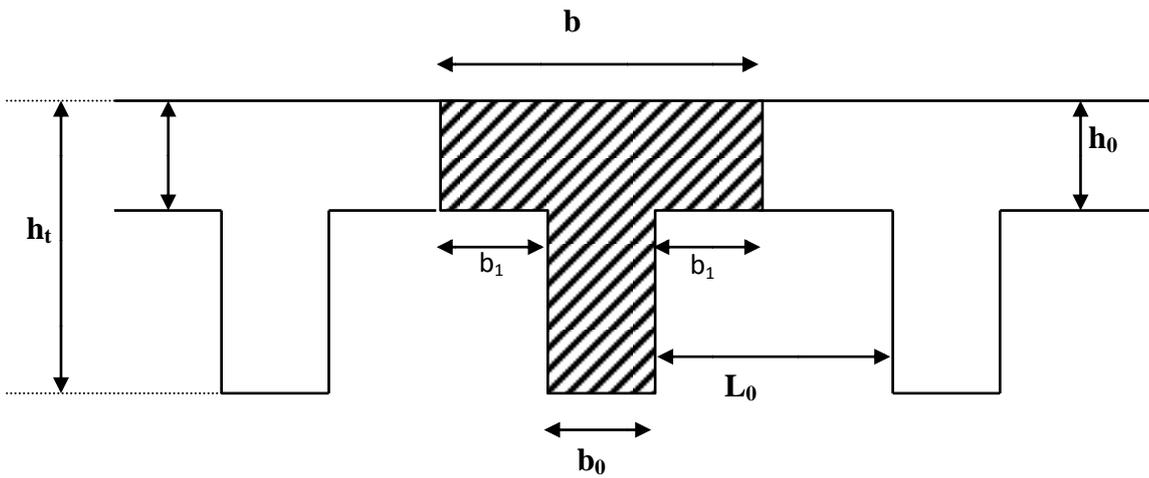


Figure II.2 : Dimensions de la poutrelle

→ Disposition des poutrelles :

Le choix du sens de disposition des poutrelles est dicté par deux critères :

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

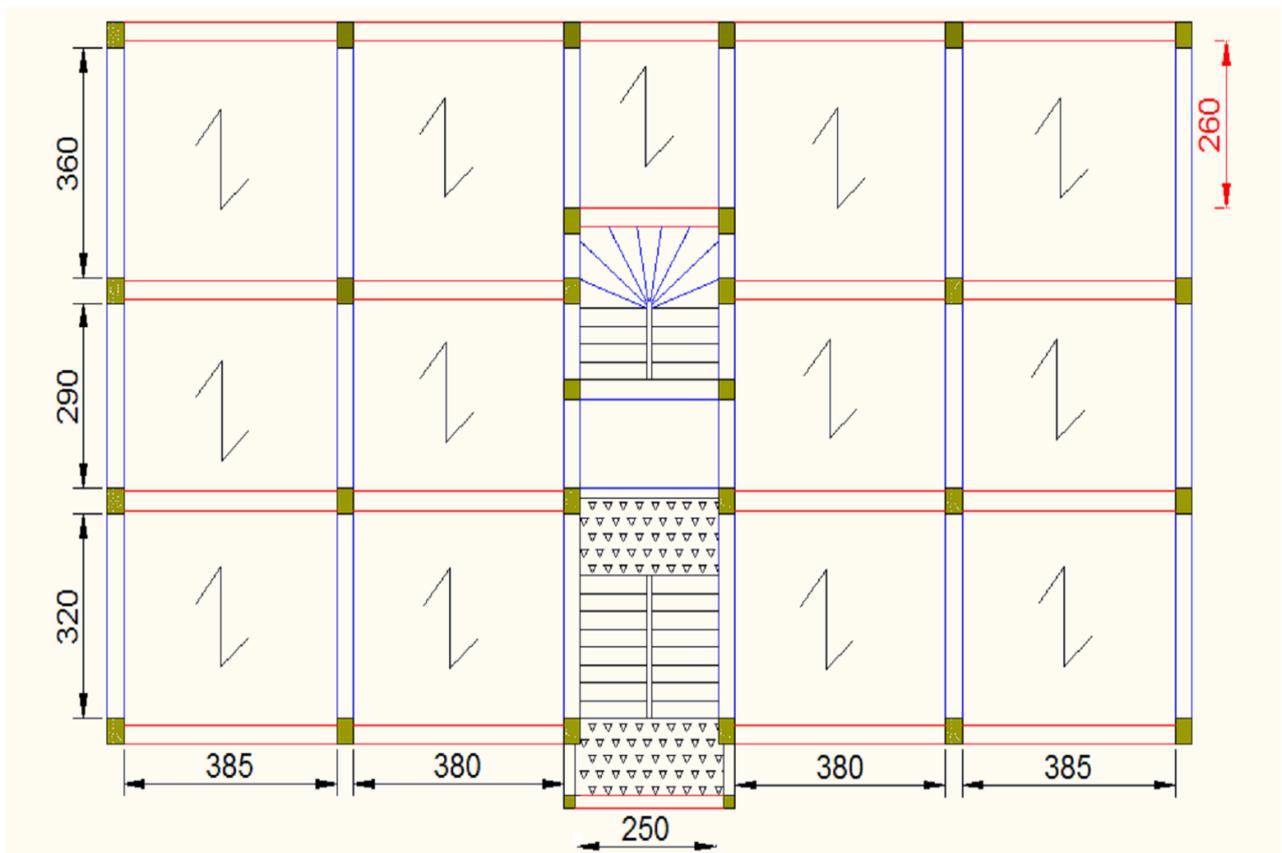


Figure II.3 : Disposition des poutrelles

II.1.1.2. Plancher à dalle pleine :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait suivant deux critères :

a. Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.
- $e = 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

b. Résistance a la flexion :

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle sur un ou deux appuis : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle sur quatre appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ avec $\rho < 0,4$
- Dalle sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ avec $\rho > 0,4$

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

L_y : la grande portée de la dalle.

- **Dalle sur un seul appui : (Balcon)**

- ✓ critère de résistance à la flexion :

$$L_x = 70 \text{ cm} \quad \text{donc : } e \geq \frac{70}{20}$$

$$\text{D'où } e \geq 3,5 \text{ cm}$$

- ✓ Critère de coupe feu : pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$

Alors on opte pour :

$$e = 12 \text{ cm}$$

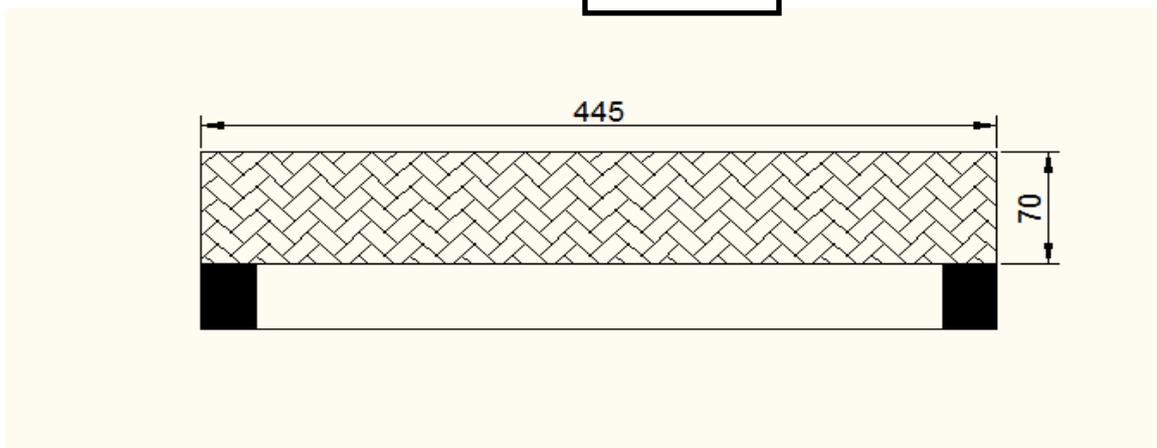


Figure II.4 : Dalle sur un seul appui.

- *Dalle sur quatre appuis* :

- ✓ critère de résistance à la flexion

$$\rho = \frac{130}{250} = 0,52$$

on a : $\rho > 0,4$ donc : $\frac{130}{45} < e < \frac{130}{40}$

2,9 cm < e < 3,25 cm

- ✓ Critère de coupe feu : pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11$ cm

Alors on opte pour :

e = 15cm

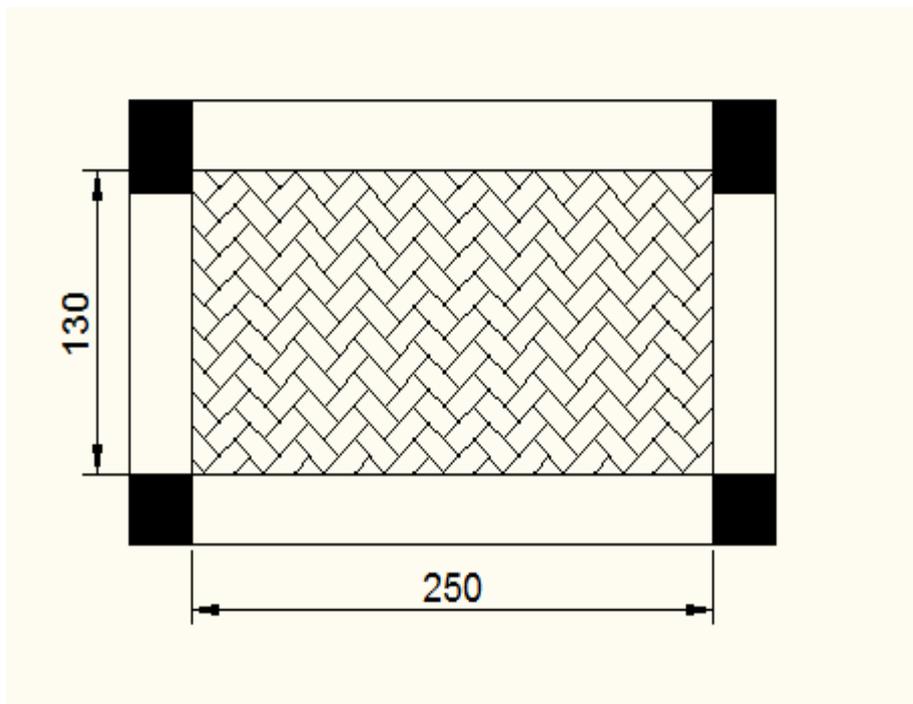


Figure II.5 : *Dalle sur quatre appuis*

II.1.2. L'acrotère:

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment, il est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

❖ **Calcul de la section de l'acrotère :**

Terrasse inaccessible : $H = 60 \text{ cm}$

$$S = [(0.6*0.1) + (0.07*0.1) + (0.1*0.03)/2]$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

✓ **Charge permanente :**

$$G = \rho * S \quad \text{d'où} \quad G = 25 * 0,0685$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

✓ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ kn /ml}$$

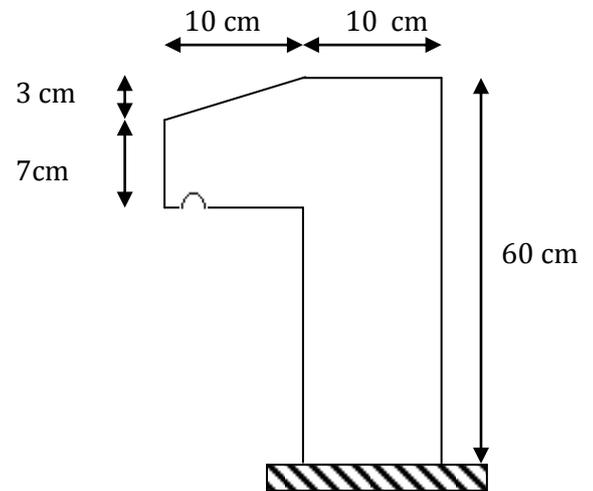


Figure II.6 : Détail d'un acrotère

II.1.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, constitués d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

Un escalier est caractérisé par :

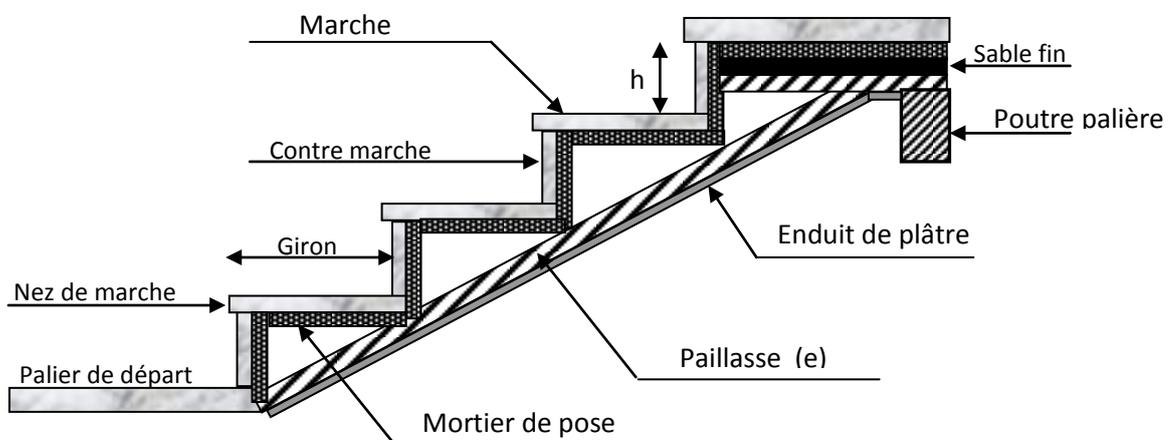


Figure II.7 : Détail d'un escalier

II.1.3.1 Les différents types d'escaliers :

Dans notre projet, on distingue trois types d'escaliers :

❖ **Escalier à une volée :(RDC)**

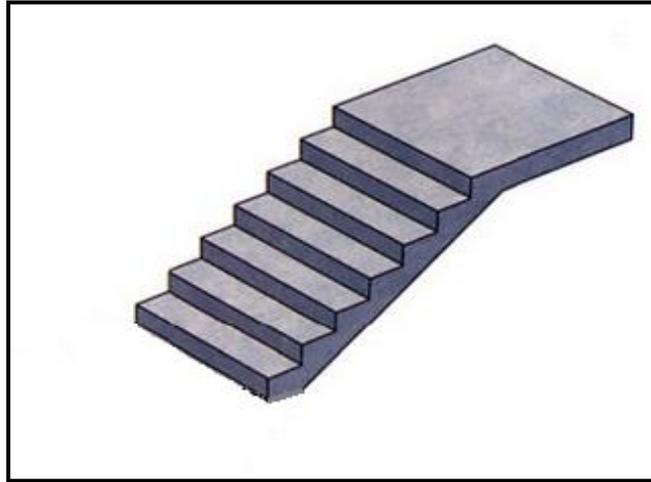


Figure II.8 : *Escalier à une volée*

❖ **Escalier à deux volées avec palier de repos :**

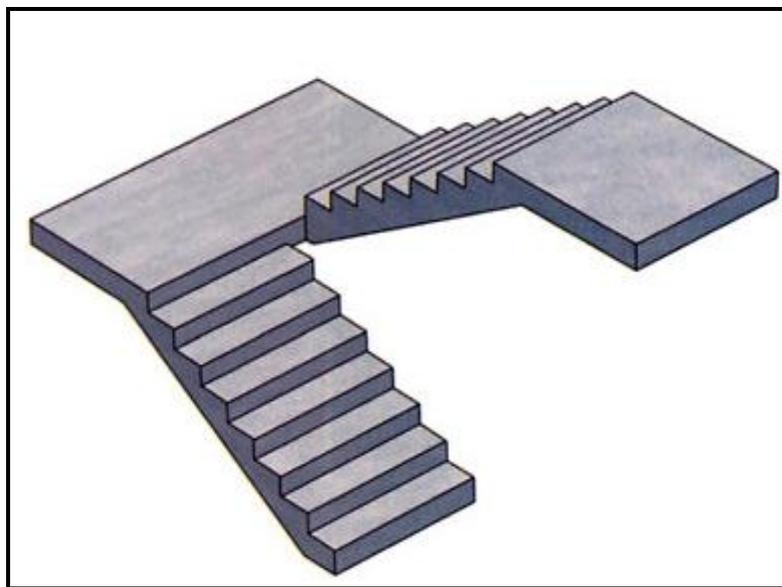


Figure II.9 : *Escalier à deux volées*

❖ Escalier à deux volées demi-tournant :

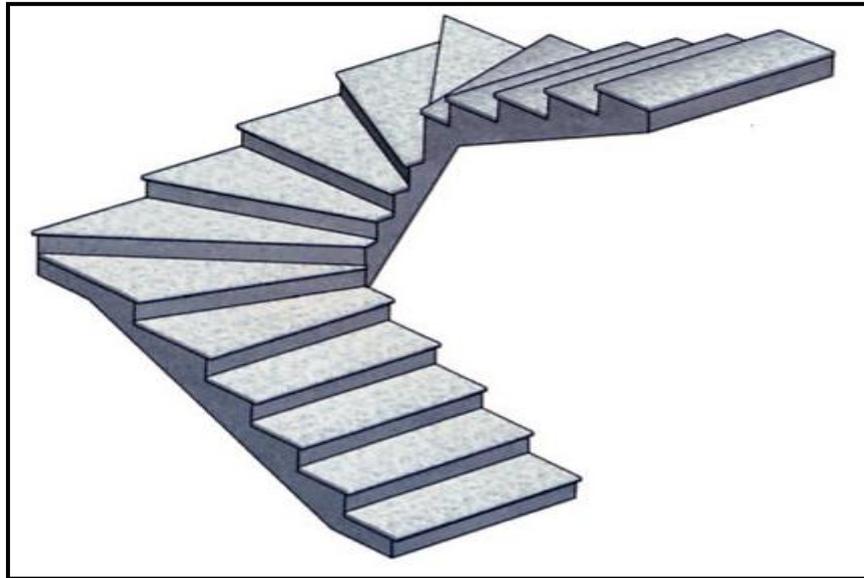


Figure II.10 : Escalier demi- tournant

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- La hauteur h des contres marches se situe entre 16 et 18 cm.
- Le giron g se situe entre 24 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** :

$$60 < 2h + g \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Or } g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

L : longueur projetée de la volée.

L_p : longueur du palier

L_v : Longueur de la volée

H : hauteur de la volée

n : nombre de contres marches

$n-1$: nombre de marches

L' : Longueur développée.

❖ **Type 1 : Escalier à une volée (RDC)**

✓ **Cas 1 : (habitation)**

$H = 1,02 \text{ m}$

$L = 1,40 \text{ m}$

On remplace g et h dans 1 :

$60 < 2 \cdot (102/n) + 140 / (n-1) \leq 65$

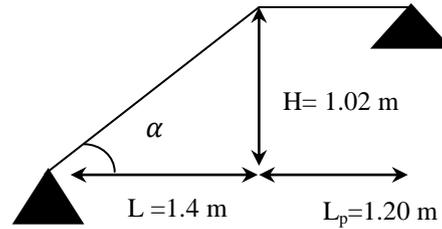


FIGURE II.11 : Schéma statique de l'escalier.

n est la solution de l'équation :

$-65 n^2 + 409n - 204 = 0 \dots\dots(2)$

La résolution de (2) nous donne : **n=6**

$h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$ et $g = \frac{140}{5} = 28 \text{ cm}$

Donc : $\begin{cases} n = 6 \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 28 \text{ cm} \end{cases}$

- L'épaisseur de la paillasse **e** est donnée par :

$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$ Avec : $L' = L_v + L_p$

$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1,4^2 + 1,02^2} \Rightarrow L_v = 1,73 \text{ m}$; $L_p = 1,2 \text{ m}$

$L' = L_v + L_p = 1,73 + 1,2 \Rightarrow L' = 2,93 \text{ m}$.

$9,76 \leq e \leq 14,65$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$: Alors on prend **e = 14 cm**

- Calcul de α :

$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0,72$ donc $\alpha = 36^\circ$

✓ **Cas 2 : (service)**

$H = 1,02 \text{ m}$

$L = 1,35 \text{ m}$

On remplace g et h dans 1 :

$60 < 2 \cdot (102/n) + 135 / (n-1) \leq 65$

n est la solution de l'équation :

$-65 n^2 + 404n - 204 = 0 \dots\dots(3)$

La résolution de (3) nous donne :

n = 6

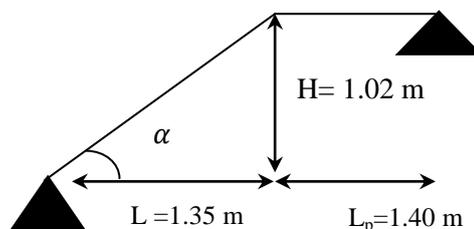


FIGURE II.12 : Schéma statique de l'escalier.

$$h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{135}{5} = 27 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} n = 6 \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 27 \text{ cm.} \end{cases}$$

- L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1,35^2 + 1,02^2} \Rightarrow L_v = 1,7 \text{ m} \quad ; \quad L_p = 1,4 \text{ m}$$

$$L' = L_v + L_p = 1,7 + 1,4 \Rightarrow L' = 3,1 \text{ m.}$$

$$10,33 \leq e \leq 15,5$$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$: Alors on prend $e = 14 \text{ cm}$

- Calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0,72 \quad \text{donc } \alpha = 36^\circ$$

❖ Type 2 : Escalier à deux volées avec palier de repos

✓ 1^{er} et 2^{ème} étage service :

$$H = 1,53 \text{ m}$$

$$L = 2,40 \text{ m}$$

On remplace g et h dans (1) :

$$60 < 2*(153/n) + 2,40/(n-1) \leq 65$$

n est la solution de l'équation :

$$-65 n^2 + 611 n - 306 = 0 \dots\dots(4)$$

La résolution de (4) nous donne : $n=9$ et $n-1=8$

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} n = 9 \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

- L'épaisseur de la paillasse e est donné par :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \text{Avec : } L' = L_v + L_p$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} \Rightarrow L_v = 2,84 \text{ m} \quad ; \quad L_p = 1,2 \text{ m}$$

$$L' = L_v + L_p = 2,84 + 1,2 \Rightarrow L' = 4,04 \text{ m.}$$

$$13,46 \leq e \leq 20,2$$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$: Alors on prend $e = 15 \text{ cm}$

- Calcul de α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,63 \text{ donc } \alpha = 32,2^\circ$$

- ✓ **Etages habitation 3^{ème} au 7^{ème}**

$$H = 1,53 \text{ m}$$

$$L = 2,40 \text{ m}$$

On remplace g et h dans (1) :

$$60 < 2 \cdot (153/n) + 2,40 / (n-1) \leq 65$$

n est la solution de l'équation :

$$-65 n^2 + 611 n - 306 = 0 \dots\dots(4)$$

La résolution de (4) nous donne : **n=9** et **n-1=8**

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} n = 9 \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- L'épaisseur de la paillasse **e** est donné par :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \text{Avec : } L' = L_v + L_p$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} \Rightarrow L_v = 2,84 \text{ m} ; L_p = 0,45 \text{ m}$$

$$L' = L_v + L_p = 2,84 + 0,45 \Rightarrow L' = 3,29 \text{ m}.$$

$$10,96 \leq e \leq 16,45$$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$: Alors on prend **e = 15 cm**

- Calcul de α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,63 \text{ donc } \alpha = 32,2^\circ$$

❖ **Type 3 : Escaliers à deux volées demi-tournants**

- ✓ **Volée I et II :**

$$H = 0,85 \text{ m} ; L_I = L_{II} = 1,08 \text{ m}$$

$$n = 5 ; n-1=4$$

$$h = \frac{85}{5} = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{108}{4} = 27 \text{ cm}$$

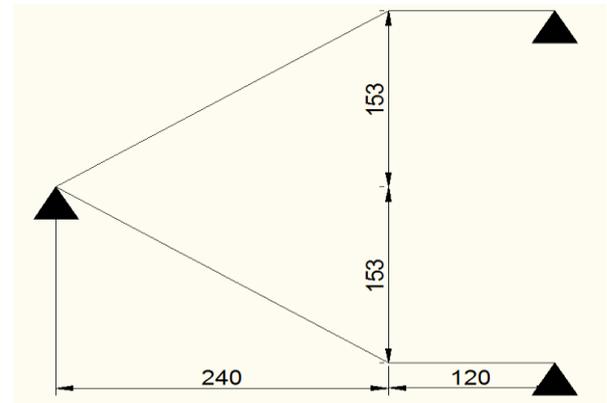


FIGURE II.13 : Schéma statique de l'escalier

- L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \text{Avec : } L' = L_v + 1,4$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1,08^2 + 0,85^2} \Rightarrow L_v = 1,37 \text{ m}$$

$$L' = L_v + 1,4 = 1,37 + 1,4 \Rightarrow L' = 2,77 \text{ m.}$$

$$9,23 \leq e \leq 13,85$$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$: Alors on prend $e = 12 \text{ cm}$

- Calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = \frac{0,85}{1,08} = 0,78 \quad \text{donc } \alpha = 38,2^\circ$$

- ✓ **Volée III : (Quartier demi-tournant)**

$$H = 1,36 \text{ m} ; L = 1,4 \text{ m}$$

$$n = 8 ; n-1 = 7$$

$$h = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{Lx}{20} \quad \text{donc : } e \geq \frac{140}{20} = 7$$

On adopte : $e = 12 \text{ cm}$

Alors : On peut adopter pour tous les escaliers $e = 15 \text{ cm}$.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux:

II.2.1. Les Poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

Avec :

L_{max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

II.2.1.1. Poutre secondaire :

On a : $L_{max} = (4,00 - 0,4) = 3,60 \text{ m}$.

$$\text{Donc, } \frac{360}{15} \leq h_s \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h_s \leq 36 \text{ cm}$$

Alors, on prend :

$$\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec } (b_s, h_s) : \text{ dimensions de la poutre secondaire.}$$

❖ Vérification des conditions du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99 version 2003, il faut satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.2.1.2. Poutre principale :

On a : $L_{max} = (4.15 - 0.3) = 3.85 \text{ m}$.

$$\text{Donc, } \frac{385}{15} \leq h_p \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 38.5 \text{ cm}$$

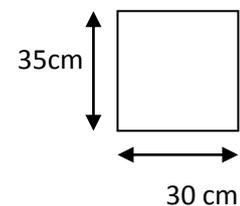
Alors, on prend :

$$\begin{cases} h_p = 35 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec } (b_p, h_p) : \text{ dimensions de la poutre principale.}$$

❖ Vérification des conditions du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99 version 2003, il faut satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_p = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.17 < 4$, vérifiée.



II.2.2. Les voiles :

Eléments de contreventement verticaux continus, généralement en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec :

L : longueur minimale du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e :

1) $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simples

2) $e \geq 15 \text{ cm}$

3) $L \geq 4.e$

Dans notre cas :

- Sous-sol : $h_e = 265 - 20 = 245 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{245}{20} \quad \text{donc : } e \geq 12,25 \text{ cm}$$

- RDC : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$ $e \geq \frac{388}{20}$ donc : $e \geq 19,4 \text{ cm}$

\Rightarrow On adopte pour le RDC et le sous-sol un voile avec $e = 20 \text{ cm}$ et

$$L \geq 80 \text{ cm}$$

- Autres niveaux : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{286}{20} \quad \text{donc : } e \geq 14,3 \text{ cm}$$

\Rightarrow On adopte pour les autres niveaux un voile avec $e = 15 \text{ cm}$ et

$$L \geq 60 \text{ cm.}$$

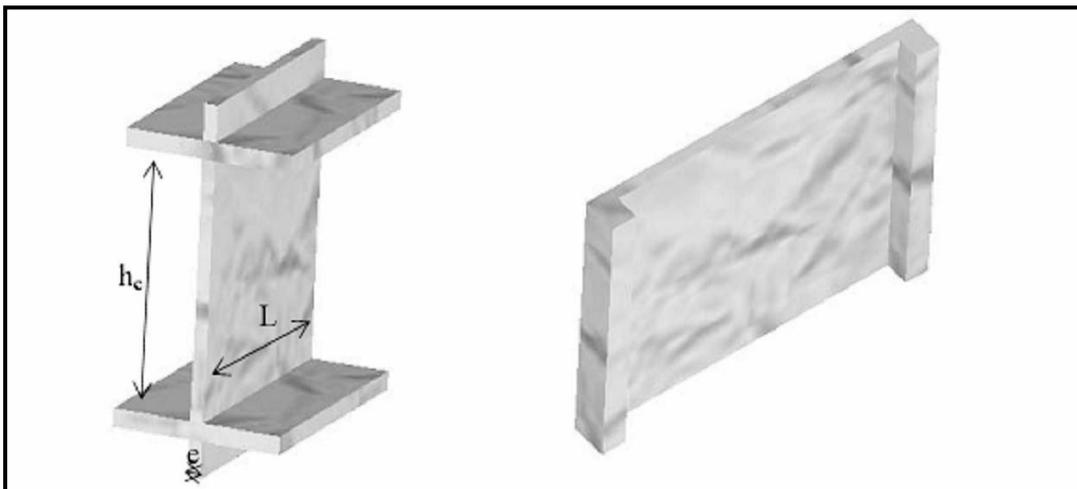


Figure II.14. : Schéma et dimensions des voiles en 3D.

II.2.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Le pré-dimensionnement se fait à la compression axiale selon les règles du **CBA93**, en appliquant les critères de résistance et de stabilité de forme et suivant les exigences du R.P.A 99 « version 2003 ».

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent respecter les conditions suivantes : **(Zone IIa)**

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b, h) \geq h_e / 20$
- $0,25 < b/h < 4$

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

- Sous-sol et RDC : (50 *45) cm²
- 1^{er} et 2^{ème} étage : (45* 40) cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage : (40 *35) cm²
- 5^{ème} et 6^{ème} étage : (35* 30) cm²
- 7^{ème} étage : (30 *30).
- Poteau de galerie (RDC et 1^{er} étage) : (45 * 45) cm²

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1.Plancher en corps creux :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs e (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total					5.67	

Tableau II.1 : Evaluation des charges sur terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale estimée est : **G=5,67 KN/m²**
- La charge d'exploitation à prendre est : **Q= 1 KN/m²**

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher Courant à usage d'habitation, commerce et de service	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.03	0.54	2.5 pour le plancher de service
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,85	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total					4.43	

Tableau II.2 : Evaluation des charges sur plancher courant.

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 4.43 KN/m²**
- Q : est en fonction d'usage (**DTR B.C.2.2.**)

II.3.2. Dalle pleine :

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcon)	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à dalle pleine	25	0,15	3.75	
	5	Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
Total					5.35	

Tableau II.3 : Evaluation des charges sur dalle pleine.

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.35 KN/m²**
- La charge d'exploitation à prendre est : **Q= 3.5 KN/m²**

II.3.3. Les escaliers :

➤ *Le palier :*

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle en BA	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de ciment	20	0.02	0,40	
Total	/	/	5.35	

Tableau II.4 : Evaluation des charges sur le palier.

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.35 KN/m²**
- La charge d'exploitation à prendre est : **Q= 2.5 KN/m²**

➤ *La volée :*

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.15/cos(32.2°)	4.43	
Enduit de ciment	20	0,02	0.4	
Total			8.02	

Tableau II.5 : Evaluation des charges sur la volée.

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 8.02 KN/m²**
- La charge d'exploitation à prendre est : **Q= 2.5 KN/m²**

II.3.4. Les murs extérieurs :

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
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 plâtre	10	0.02	0.2
Total				2.85

Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les murs extérieurs.**II.3.5. Les murs intérieurs :**

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs intérieurs	Enduit de ciment	20	0.15	0.3
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de ciment	20	0.15	0.3
Total				1.5

Tableau II.7 : Evaluation des charges sur les murs intérieurs.**II.4. Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

La descente de charge va être effectuée pour les poteaux **P1** et **P2** car :

Le poteau **P1** présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux

Le poteau **P2** est un poteau de la cage d'escalier.

II.4.1. Loi de dégression des charges : (DTR B.C.2.2 art 6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment : $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages **1, 2...n**, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On a un nombre d'étages supérieurs à 5 on applique la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + ((3 + n)/(2n)) * (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Nous appliquons les lois de dégression pour les étages à usages d'habitation. On obtient :

- la terrasse : Q_0 .
- 7^{ème} étage : Q_0+Q_1 .
- 6^{ème} étage : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- 5^{ème} étage : $Q_0+ 0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- 4^{ème} étage : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- 3^{ème} étage : $Q_0+0.8*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.

L'article 6.2 du DTR B.C.2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le tableau ci après (**Tableau II.7**) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression :

NIVEAU	Q (KN/m ²)	Cumule (KN /m ²)	
Terrasse inaccessible	1	1	1
Étage 7	1.5	1+1.5	2.5
Étage 6	1.5	1+0.95*(1.5+1.5)	3.85
Étage 5	1.5	1+0.90*(1.5+1.5+1.5)	5.05
Étage 4	1.5	1+0.85*(1.5+1.5+1.5+1.5)	6.1
Étage 3	1.5	1+0.80*(1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	7
Étage 2	2.5	2.5+ (7-1)	8.5
Étage 1	2.5	2.5+ (8.5-1)	10
RDC	5	5+10	15

Tableau II.8. : Evaluation de la surcharge « Q » poteau P1

On représente dans la figure suivante le repérage des poteaux P1 et P2 :

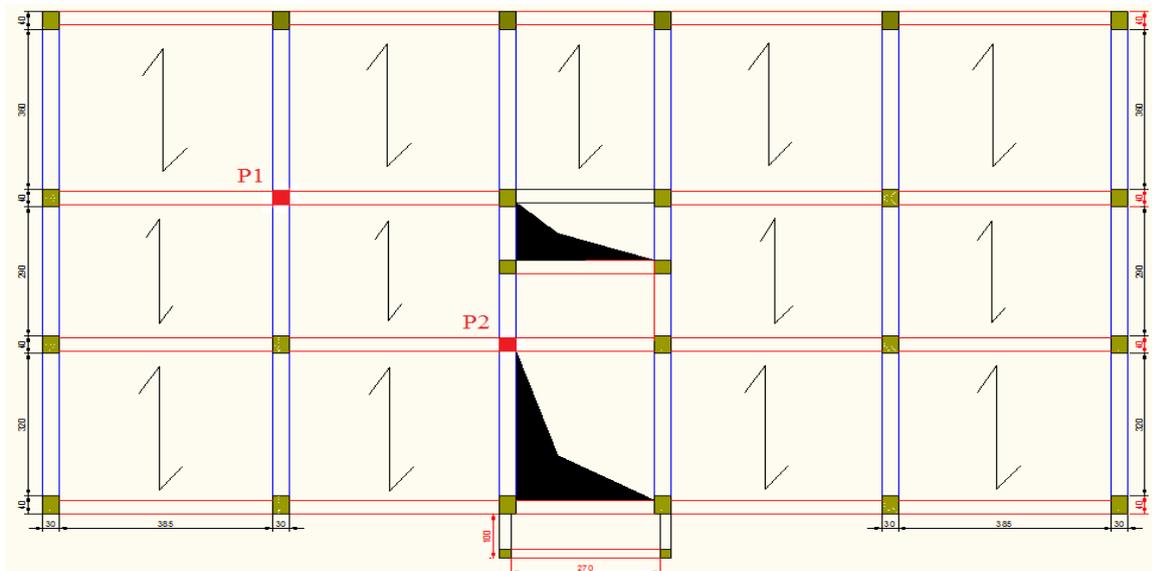


Figure II.15: Repérage des poteaux P1 et P2

II.4.2. Le poteau P1 :

a) *Calcul de la surface afférente :*

$$S = (1.92+1.9) * (1.85+1.5)$$

$$S = 12.8 \text{ m}^2$$

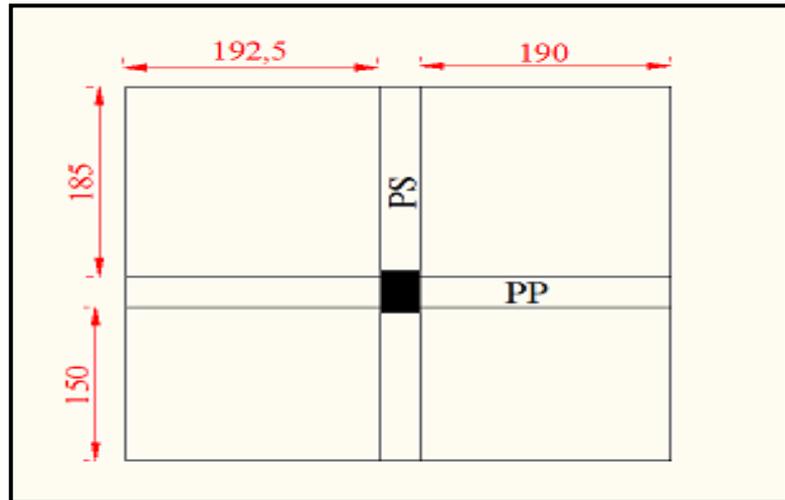


Figure II.16: Surface afférente du Poteau P1

b) *Calcul du poids propre des éléments :*

➤ **Poids des poteaux :**

$$G = 25 * S * H$$

Etage	Sous-sol	RDC	1 et 2 ^{ème}	3 et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
H	2.65	4.08	3.06	3.06	3.06	3.06
S (m ²)	0.5*0.45	0.5*0.45	0.45*0.40	0.40*0.35	0.35*0.30	0.30*0.30
G (KN)	14.90	22.95	13.77	10.71	8.03	6.88

Tableau II.9. : Évaluation des poids propres des poteaux

➤ **Poids des poutres :**

$$G = 25 * b * h * L$$

- Poutres principales (PP) : $G = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.825 = 10.04 \text{ KN}$
- Poutres secondaires (PS) : $G = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.35 = 8.8 \text{ KN}$

➤ **Poids des planchers :**

- Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.67 * 12.8 = 72.57 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $G = 4.43 * 12.8 = 67.2 \text{ KN}$

➤ **Poids des murs intérieurs :**

- $h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.35) = 2.71 \text{ m}$ (pour étages habitations et services)
- $S_{\text{mur}} = (7.175 * 2.71) = 19.44 \text{ m}^2$
- $G = 1.5 * 19.44 = 29.16 \text{ KN}$

$$- h_{\text{mur}} = (4.08 - 0.35) = 3.73 \text{ m (pour le RDC)}$$

$$- S_{\text{mur}} = (3.35 * 3.73) = 12.5 \text{ m}^2$$

$$G = 1.5 * 12.5 = 18.75 \text{ KN.}$$

➤ **Poids des murs extérieurs :**

$$- h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.35) = 2.71 \text{ m (pour étages services 1)}$$

$$- S_{\text{mur}} = (2.8 * 2.71) = 7.59 \text{ m}^2$$

$$G = 2.85 * 7.59 = 21.63 \text{ KN.}$$

$$- h_{\text{mur}} = (4.08 - 0.35) = 3.73 \text{ m (pour RDC)}$$

$$- S_{\text{mur}} = (2.8 * 3.73) = 10.44 \text{ m}^2$$

$$G = 2.85 * 10.44 = 29.76 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente de charges pour le poteau **P1** sont représentés dans le tableau suivant :

NIVEAU	Désignation	G(KN)	Q (KN)
Terrasse Inaccessible (N°8)	Plancher Terrasse	72.57	12.8
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
Total		91.41	12.8
Étage N°7	N8	91.41	19.2
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.3*0.3	6.88	
	Murs intérieurs	29.16	
Total		213.49	32
Étage N°6	N7	213.49	17.28
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.35*0.3	8.03	
	Murs intérieurs	29.16	
Total		336.72	49.28

Étage N°5	N6	336.72	15.36
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.35*0.3	8.03	
	Murs intérieurs	29.16	
Total		459.95	64.64
Étage N°4	N5	459.95	13.44
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.4*0.35	10.71	
	Murs intérieurs	29.16	
Total		585.86	78.08
Étage N°3	N4	585.86	11.52
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.4*0.35	10.71	
	Murs intérieurs	29.16	
Total		711.77	89.6
Étage N°2	N3	711.77	19.2
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.45*0.4	13.77	
	Murs intérieurs	29.16	
Total		840.74	108.8
Étage N°1	N2	840.74	19.2
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.45*0.4	13.77	
	Murs intérieurs	29.16	
	Murs extérieurs	21.63	
Total		991.34	128

RDC	N1	991.34	64
	Plancher étage courant	67.2	
	Poutres principales	10.04	
	Poutres secondaires	8.8	
	Poteau 0.5*0.45	22.95	
	Murs intérieurs	18.75	
	Murs extérieurs	29.76	
Total		1148.84	192
Sous. Sol	Venant du RDC	1148.84	
	Poteau 0.5*0.45	14.90	
TOTAL		1163.74	192

Tableau II.10. : Descente de charge « G » (poteau P1)

$$G_{\text{Total}} = 1163.74 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Total}} = 192 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Nu [P1]} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$\text{Nu [P1]} = 1.35 \cdot 1163.74 + 1.5 \cdot 192 = 1859.05 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Ns [P1]} = G + Q$$

$$\text{Ns [P1]} = 1163.74 + 192 = 1355.74 \text{ KN.}$$

II.4.3. Le poteau P2 :

a) Calcul de la surface afférente :

$$S_{\text{aff CC}} = 1.9 \cdot (1.65 + 1.5) + 1.25 \cdot 0.75$$

$$S_{\text{aff CC}} = 6.925 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff palier}} = 1.25 \cdot 0.9$$

$$S_{\text{aff palier}} = 1.125 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff volée}} = 1.25 \cdot 0.75$$

$$S_{\text{aff volée}} = 0.938 \text{ m}^2$$

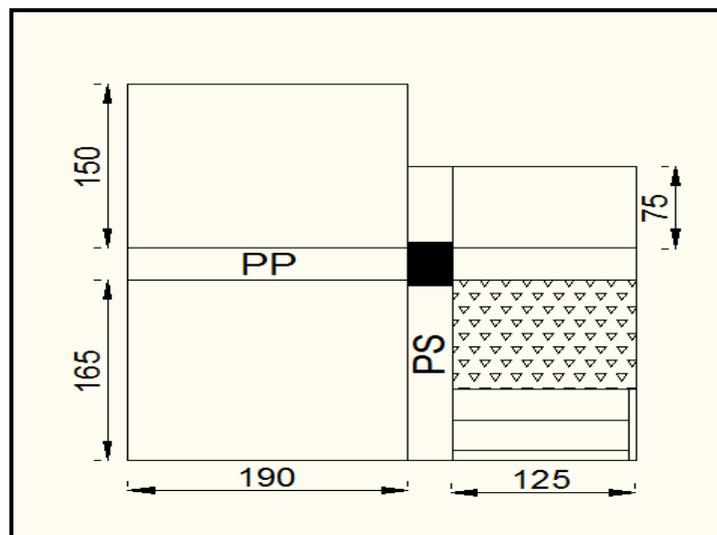


Figure II.17: Surface afférente du Poteau P2

b) Calcul du poids propre des éléments :

➤ **Poids des poteaux :**

$$G = 25 * S * H$$

Etage	Sous-sol	RDC	1 et 2 ^{ème}	3 et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
H	2.65	4.08	3.06	3.06	3.06	3.06
S (m ²)	0.5*0.45	0.5*0.45	0.45*0.40	0.40*0.35	0.35*0.30	0.30*0.30
G (KN)	14.90	22.95	13.77	10.71	8.03	6.88

Tableau II.11. : Évaluation des poids propres des poteaux

➤ **Poids des poutres :**

$$G = 25 * b * h * L$$

- Poutres principales (PP) : $G = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.15 = 8.27$ KN
- Poutres secondaires (PS) : $G = 25 * 0.3 * 0.35 * 2.4 = 6.3$ KN

➤ **Poids des planchers :**

- Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.67 * (5.985 + 0.938 + 0.938 + 1.125) = 50.95$ KN
- Plancher étage courant : $G = (4.43 * 6.925) = 30.82$ KN

➤ **Poids des murs intérieurs :**

- $h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.35) = 2.71$ m (pour étages habitations et services)
- $S_{\text{mur}} = (3.15 * 2.71) = 8.54$ m²
- $G = 1.5 * 8.54 = 12.81$ KN.
- $h_{\text{mur}} = (4.08 - 0.35) = 3.73$ m (pour le RDC)
- $S_{\text{mur}} = (3.15 * 3.73) = 11.75$ m²
- $G = 1.5 * 11.75 = 17.625$ KN.

➤ **Poids des murs extérieurs :**

- $h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.35) = 2.71$ m (pour étages habitations et services)
- $S_{\text{mur}} = (1.65 * 2.71) = 4.47$ m²
- $G = 2.85 * 4.47 = 12.74$ KN.
- $h_{\text{mur}} = (4.08 - 0.35) = 3.73$ m (pour RDC)
- $S_{\text{mur}} = (1.65 * 3.73) = 6.15$ m²
- $G = 2.85 * 6.15 = 17.53$ KN.

Niveau	Q _{étage} (KN /m ²)	S _{étage} (m ²)	Q _{escalier} (KN /m ²)	S _{escalier} (m ²)	Q _{étage} (KN)	Q _{escalier} (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	1	8.98	0	2.06	8.98	0	8.98
Étage 7	1.5	6.925	2.5	2.06	10.39	5.15	24.52
Étage 6	1.5	6.925	2.5	2.06	10.39	5.15	40.05
Étage 5	1.5	6.925	2.5	2.06	10.39	5.15	55.58
Étage 4	1.5	6.925	2.5	2.06	10.39	5.15	71.11
Étage 3	1.5	6.925	2.5	2.06	10.39	5.15	86.64
Étage 2	2.5	6.925	2.5	2.06	10.39	5.15	109.1
Étage 1	2.5	6.925	2.5	2.06	10.39	5.15	131.55
RDC	5	8.98	2.5	2.06	44.9	5.15	181.6

Tableau II.12: Evaluation de la surcharge « Q » poteau P2

Les résultats de la descente de charges pour le poteau **P2** sont représentés dans le tableau suivant :

NIVEAU	Désignation	G(KN)	Q (KN)
Terrasse Inaccessible (N°8)	Plancher Terrasse	50.95	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
Total		65.52	8.98
Étage N°7	N8	65.52	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.3*0.3	6.88	
	Murs intérieurs	12.81	
Murs extérieurs	12.74		
Total		143.34	24.52

Étage N°6	N7	143.34	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.35*0.3	8.03	
	Murs intérieurs	12.81	
	Murs extérieurs	12.74	
	Escalier	13.54	
Total		235.85	40.05
Étage N°5	N6	235.85	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.35*0.3	8.03	
	Murs intérieurs	12.81	
	Murs extérieurs	12.74	
	Escalier	13.54	
Total		328.36	55.58
Étage N°4	N5	328.36	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.4*0.35	10.71	
	Murs intérieurs	12.81	
	Murs extérieurs	12.74	
	Escalier	13.54	
Total		423.55	71.11
Étage N°3	N4	423.55	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.4*0.35	10.71	
	Murs intérieurs	12.81	
	Murs extérieurs	12.74	
	Escalier	13.54	
Total		518.74	86.64

Étage N°2	N3	518.74	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.45*0.4	13.77	
	Murs intérieurs	12.81	
	Murs extérieurs	12.74	
	Escalier	13.54	
Total		616.99	109.1
Étage N°1	N2	616.99	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.45*0.4	13.77	
	Murs intérieurs	12.81	
	Murs extérieurs	12.74	
	Escalier	13.54	
Total		715.24	131.55
RDC	N1	715.24	
	Plancher étage courant	30.82	
	Poutres principales	8.27	
	Poutres secondaires	6.3	
	Poteau 0.5*0.45	22.95	
	Murs intérieurs	17.625	
	Murs extérieurs	17.53	
	Escalier	13.54	
Total		832.275	181.6
Sous. Sol	Venant du RDC	832.275	
	Poteau 0.5*0.45	14.90	
TOTAL		847.175	181.6

Tableau II.13. : Descente de charge « G » (poteau P2)

$$G_{\text{Total}} = 847.175 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Total}} = 181.6 \text{ KN}$$

$$\checkmark N_u [P2] = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$N_u [P2] = 1.35 \cdot 847.175 + 1.5 \cdot 181.6 = 1416.08 \text{ KN}$$

$$\checkmark N_s [P2] = G + Q$$

$$N_s [P2] = 847.175 + 181.6 = 1028.775 \text{ KN.}$$

Poteaux	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	Ns(KN)
P1	1163.74	192	1859.05	1355.74
P2	847.175	181.6	1416.08	1028.775

Tableau II.14. : Résultats de la descente de charge pour les deux poteaux

Le poteau le plus sollicité est le poteau P1.

D'après le **CBA 93 (art B. 8.1.1)**, l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10 %.(poteau voisin des poteaux de rive dans un bâtiment qui comporte au minimum 3 travées)

$$N_u = 1.1 \cdot 1859.05 = 2044.95 \text{ KN}$$

$$N_u = 2044.95 \text{ KN}$$

II.4.4. Vérification des poteaux :

a) vérification à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier : } \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{f_{bu}}$$

- B : la section du béton.
- N_u : L'effort normal.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

On résume les vérifications à la compression de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Niveaux	Nu (KN)	Sections	B adopté > B calculé		Observation
			B adopté	B calculé	
Sous-sol et RDC	2044.95	0.5*0.45	0.225	0.144	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{ème}	1683.34	0.45*0.4	0.18	0.119	Vérifié
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1204.82	0.4*0.35	0.14	0.085	Vérifié
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	789.68	0.35*0.3	0.105	0.055	Vérifié
7 ^{ème}	369.83	0.3*0.3	0.09	0.026	Vérifié

Tableau II.15 : Résultats de la vérification à la compression simple

b) vérification au flambement :

D'après le **CBA 93**, on doit faire la vérification suivante :

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

$$N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- B_r : Section réduite du poteau.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section des armatures.
- γ_b : Coefficient de sécurité de béton ($\gamma_b = 1.5$).
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).
- α : coefficient fonction de l'élanement " λ " qui prend les valeurs :

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

$$\checkmark \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Note : Selon le **BAEL 91 articles B.8.4** la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau du RDC), et avec une majoration de l'effort normal N_u .

- ✓ λ : Elancement, $\lambda = \frac{l_f}{i}$
- ✓ l_f : Longueur du flambement, $l_f = 0.7l_0$.
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives, (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.73$ m
- ✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ pour une section rectangulaire.

- **Vérification du poteau du RDC :**

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.73 = 2.61 \text{ m}$$

$$B = 0.5 * 0.45 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$I = 0.45 * 0.50^3 / 12 = 0.0047 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0047}{0.225}} = 0.144 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.61}{0.144} = 18.125$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left(\frac{18,125}{35}\right)^2} = 0,8$$

$$B_r = (45 - 2) * (50 - 2) = 2064 \text{ cm}^2 = 0,2064 \text{ m}^2$$

D'après le BAEL 91, on doit vérifier que :

$$B_r \geq Nu / \alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq 2044,95 / 0,8 \left[\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15} \right] = 0,116 \text{ m}^2$$

$0,2064 \text{ m}^2 > 0,116 \text{ m}^2$ donc : le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement des différents niveaux :

Niveaux	Nu	Sections	Br adopté > Br calculé		Observation
			Br adopté	Br calculé	
Sous-sol	2044.95	0.5*0.45	0.2064	0.119	Vérifié
RDC	2044.95	0.5*0.45	0.2064	0.116	Vérifié
Poteau de galerie	1428	0.45*0.45	0.185	0.105	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{ème}	1683.34	0.45*0.4	0.18	0.095	Vérifié
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1204.82	0.4*0.35	0.14	0.068	Vérifié
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	789.68	0.35*0.3	0.105	0.045	Vérifié
7 ^{ème} étage	369.83	0.3*0.3	0.09	0.021	Vérifié

Tableau II.16 : Résultats de la vérification au flambement.

Conclusion :

Après avoir achevé le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Les planchers à corps creux sont des planchers [16+4] cm.
- ✓ Epaisseur des planchers en dalle pleine est de : 12cm et 15cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (30 x 35) cm².
- ✓ Section transversale des poutres principales (30 x 35) cm².
- ✓ Epaisseur des voiles $\begin{cases} 20 \text{ cm, Sous sol et RDC.} \\ 15 \text{ cm, étage Service + habitation.} \end{cases}$
- ✓ Epaisseur des escaliers $e = 15$ cm.
- ✓ Poteaux Sous-sol et RDC : (55*55) cm²
- ✓ Poteaux 1^{er} et 2^{ème} étage : (50*50) cm²
- ✓ Poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage : (45*45) cm²
- ✓ Poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage : (35*35) cm²
- ✓ Poteaux 7^{ème} étage : (30*30) cm².

Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie ni du système de contreventement ni du système porteur. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ils ont comme rôle d'assurer la sécurité et le confort des usagers. Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.
- Les poutres de chaînage.

III.1. Etude des planchers :

Les planchers sont des aires généralement planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par un faux plafond ou un revêtement de sol.

Dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

III.1.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et des éléments de remplissage (hourdis) ainsi qu'une dalle de compression qui prend appui sur les poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation ≤ 5 KN/m²), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

Dans le pré-dimensionnement on a adopté un plancher à corps creux [16+4] cm.

III.1.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, elles se calculent à la flexion simple comme des sections en T servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

A) Critères de la disposition des poutrelles :

Le choix du sens porteur est donné par deux critères :

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

D'après les plans des étages, on opte pour les dispositions suivantes :

❖ **Etage de service 1 :**

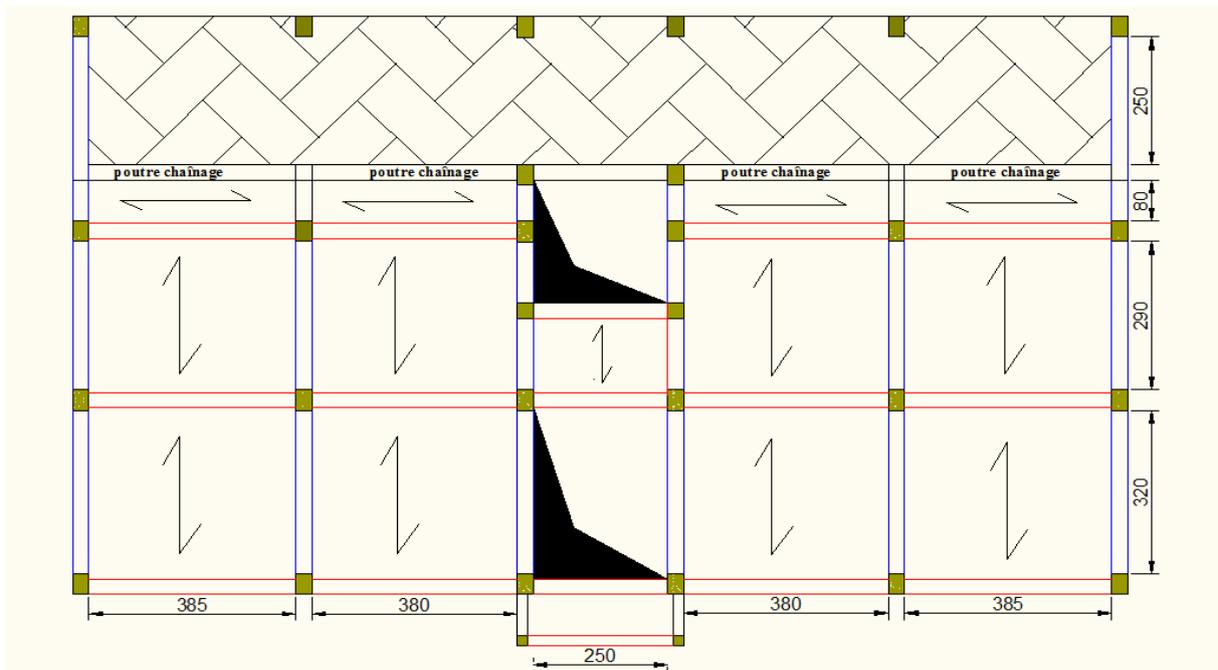


Figure III.1 : Disposition des poutrelles (étages service 1)

❖ **Etages d'habitation :**

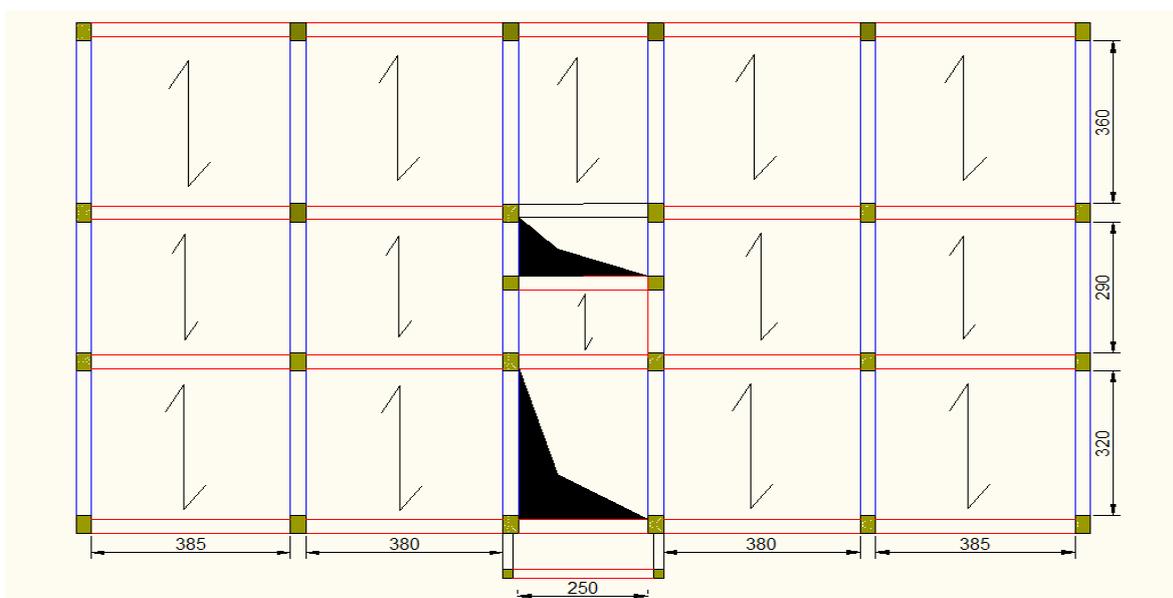


Figure III.2. : Disposition des poutrelles (étages habitation)

B) Les différents types de poutrelles :

Étages	Types	Schéma statique
Service	1	
	2	
	3	
	4	
	5	
	6	
Habitation	1	
	2	
	3	

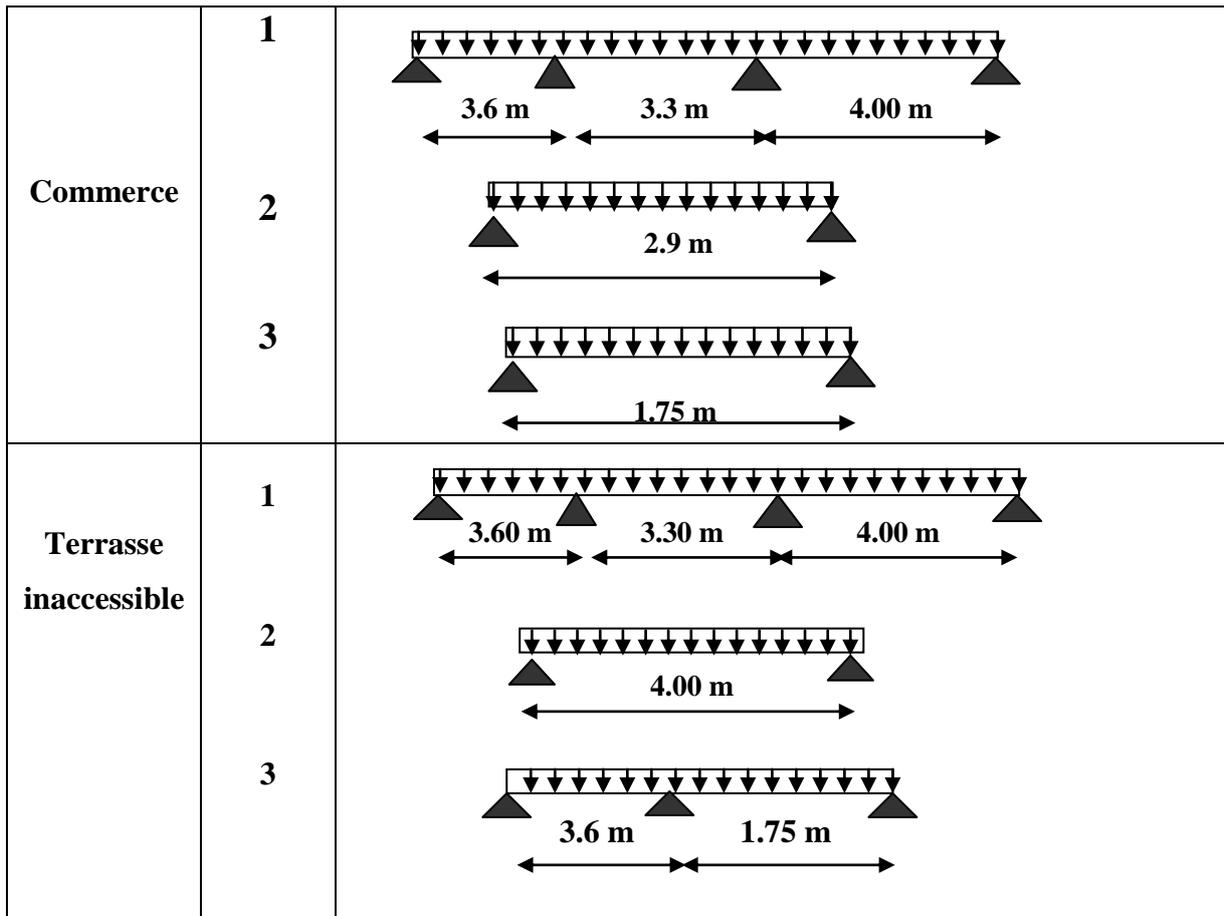


Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.

C) Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues :

A L'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5 Q$ et $q_u = P_u * b$

A L'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = P_s * b$

Avec : $b = 0.65 \text{ m}$.

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			1.35 G+1.5Q		G+Q	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN /m)	P _s (KN /m ²)	q _s (KN /m)
Terrasse inaccessible	5.67	1	9.15	5.95	6.67	4.33
Habitation	4.43	1.5	8.23	5.35	5.93	3.85
Service	4.43	2.5	9.73	6.32	6.93	4.50
Commerce	4.43	5	13.48	8.76	9.43	6.13

Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles

D) Méthodes de calcul des poutrelles :

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

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

✓ **Méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire est une méthode simplifiée pour le calcul des moments en travée et en appui. Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- planchers à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$;
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$;
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées ;
- Fissuration peu nuisible (FPN).

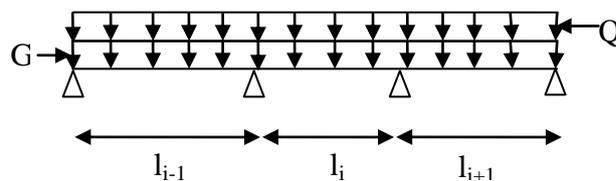


Figure III.3 : Schéma statique d'une Poutrelle.

❖ **Principe de la méthode forfaitaire :**▪ **Evaluation des moments :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_d et M_g :

- M_0 : le moment isostatique maximal dans la travée de référence.
- M_d et M_g : les valeurs des moments sur appuis de droite et de gauche.
- M_t : moment en travée considérée ;
- l_i : portée de la travée.
- α : Degré de surcharges $\frac{Q}{G+Q}$;
- *les moments en travées :*
 - $M_t \geq + \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0$ (dans une travée intermédiaire)
 - $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0$ (dans une travée de rive)

Tout en respectant la condition suivante:

$$M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq [\max (1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0$$

- *Les moments sur appuis :*

Les moments sur les appuis de rive sont nuls mais le BAEL 91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0.15 M_0$.

On prend pour les appuis intermédiaires une valeur absolue du moment au moins égale à:

- **$0.6 M_0$** : pour un appui central d'une poutre à deux travées.
- **$0.5 M_0$** : pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- **$0.4 M_0$** : pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

- *Evaluation des efforts tranchants :*

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % pour une poutre à deux travées ;
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode de résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

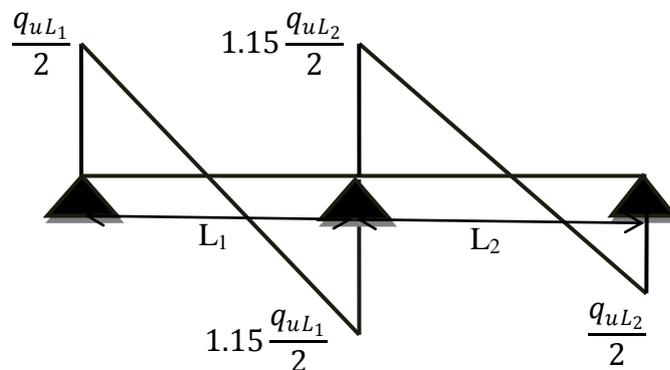


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

✓ **Méthode de Caquot :**

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, et essentiellement aux planchers à surcharge élevé : $Q > \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$.

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiées et corrigées pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Principe de la méthode de Caquot :**

▪ **Evaluation des moments :**

- *moments en appuis :*

Pour une charge répartie : $M_i = \frac{qg * l'g^3 + qd * l'd^3}{8.5(l'g + l'd)}$

Pour une charge concentrée : $M_i = \frac{kg * pg * l'g^2 + kd * pd * l'd^2}{l'g + l'd}$

Tel que :

- ✓ $l'g$: Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.
- ✓ $l'd$: Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.
- ✓ qg et qd : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$$l' = \begin{cases} l, & \text{si la travée est de rive} \\ 0.8l, & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

- *Moment en travée :*

Pour le calcul des moments en travées on fait les hypothèses suivantes :

$$M_t = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d(\frac{x}{L})$$

$$M_0(x) = \frac{qx}{2}(l - x), \quad X = \frac{l}{2} - (\frac{M_g - M_d}{q * l})$$

▪ **Evaluation des efforts tranchants :**

L'effort tranchant est donné par la formule suivante :

$$V = V_0 - (\frac{M_g - M_d}{L})$$

Avec V_0 : effort tranchant isostatique

$$V_0 = \pm ql / 2$$

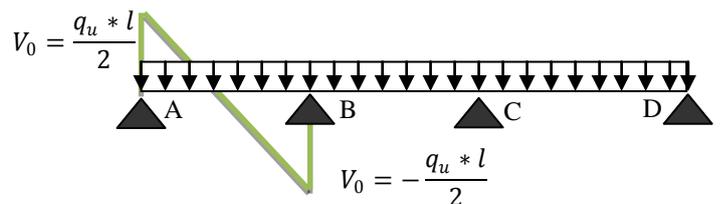


Figure III.5 : L'effort tranchant isostatique

E) Calcul des sollicitations :**➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire****(BA.E.L91 artB6.2.21) :****▪ 1^{ère} condition :****Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5.67 \text{ KN/m}^2; Q = 1 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2*5.67; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Plancher à usage d'habitation :

$$G = 4.43 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2*4.43; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Plancher à usage service :

$$G = 4.43 \text{ KN/m}^2; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2*4.43; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Plancher à usage commercial :

$$G = 4.43 \text{ KN/m}^2; Q = 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2*4.43; 5 \text{ KN/m}^2)$$

La condition est vérifiée.

▪ 2^{ème} condition :

$$0.8 \leq 3.6/3.3 ; 3.3/4 \leq 1.25 \quad \text{Vérifiée.}$$

▪ 3^{ème} condition :

Le moment d'inertie est constant sur toute la travée.

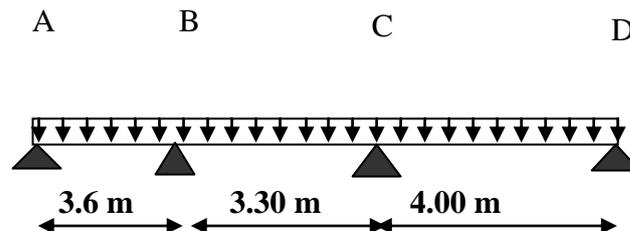
▪ 4^{ème} condition :

La fissuration est peu nuisible FPN.

NOTE : Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que tous les types seront calculés par la méthode forfaitaire.

➤ Exemple illustratif :

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle de type T1 du plancher à usage d'habitation et les autres types seront résumés dans des tableaux.

**Figure III.6 :** Schéma statique de la poutrelle type T1.

❖ **Type (1) : étage à usage d'habitation :**

✓ $P_u = 1.35G + 1.5Q = 8.23 \text{ KN/m}^2$.

✓ $P_s = G + Q = 5.93 \text{ KN/m}^2$.

✓ $q_u = 8.23 * 0.65 = 5.35 \text{ KN/m}$.

✓ $q_s = p_s * 0.65 = 3.85 \text{ KN/m}$.

▪ **Moments isostatiques :**

A L'ELU :

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{5.35 * 3.6^2}{8} = 8.66 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{q_u \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{5.35 * 3.3^2}{8} = 7.28 \text{ KN.m}$

Travée C-D : $M_0^{CD} = \frac{q_u \cdot L_{CD}^2}{8} = \frac{5.35 * 4^2}{8} = 10.7 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{3.85 * 3.6^2}{8} = 6.24 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{q_s \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{3.85 * 3.3^2}{8} = 5.25 \text{ KN.m}$

Travée C-D : $M_0^{CD} = \frac{q_s \cdot L_{CD}^2}{8} = \frac{3.85 * 4^2}{8} = 7.71 \text{ KN.m}$

▪ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_D = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}, M_0^{CD}) : \begin{cases} M_0^U = 10.7 \text{ KN.m} \\ M_0^S = 7.71 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELU: $M_A^U = M_D^U = -1.6 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_D^S = -1.15 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires :**

ELU: $M_B^U = -0.5 * \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 * 8.66 = -4.33 \text{ KN.m}$

ELU: $M_C^U = -0.5 * \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 * 10.7 = -5.35 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.5 * \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 * 6.24 = -3.12 \text{ KN.m}$

ELS: $M_C^S = -0.5 * \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 * 7.71 = -3.85 \text{ KN.m}$

▪ **Moments en travées:**

$$\alpha = \frac{q}{g+q} = 0.253 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.076 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.276 \end{cases}$$

A L'ELU :

Travée (AB) : L = 3.6m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.276}{2}\right) * 8.66 = 5.52 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.076 * 8.66 - \left(\frac{4.33}{2}\right) = 7.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_t = \max(5.52 ; 7.15)$, Donc : $M_t = 7.15 \text{ KN.m}$

Travée (BC) : L = 3.3m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.076}{2}\right) * 7.28 = 3.92 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.076 * 7.28 - \left(\frac{4.33 + 5.35}{2}\right) = 2.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_t = \max(3.92 ; 2.99)$, Donc : $M_t = 3.92 \text{ KN.m}$

Travée (CD) : L = 4m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.276}{2}\right) * 10.7 = 6.83 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.076 * 10.7 - \left(\frac{5.35}{2}\right) = 8.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_t = \max(6.83 ; 8.83)$, Donc : $M_t = 8.83 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

Travée (AB) : L = 3.6m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.276}{2}\right) * 6.24 = 3.98 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.076 * 6.24 - \left(\frac{3.12}{2}\right) = 5.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_t = \max(3.98 ; 5.15)$, Donc : $M_t = 5.15 \text{ KN.m}$

Travée (BC) : L = 3.3m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.076}{2}\right) * 5.25 = 2.82 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.076 * 5.25 - \left(\frac{3.12 + 3.85}{2}\right) = 2.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_t = \max(2.82 ; 2.16)$, Donc : $M_t = 2.82 \text{ KN.m}$

Travée (CD) : L = 4m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.276}{2}\right) * 7.71 = 4.92 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.076 * 7.71 - \left(\frac{3.85}{2}\right) = 6.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_t = \max(4.92 ; 6.37)$, Donc : $M_t = 6.37 \text{ KN.m}$

▪ **L'effort tranchant :**

A L'ELU :

Travée (AB) : L = 3.6m

$$\begin{cases} V_A \geq \left(\frac{5.35 * 3.6}{2}\right) = 9.63 \text{ KN} \\ V_B \geq -1.1 * V_A = -10.59 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC) : L = 3.3m

$$\begin{cases} V_B \geq 1.1 \left(\frac{5.35 * 3.3}{2}\right) = 9.71 \text{ KN} \\ V_C \geq -\left(\frac{5.35 * 3.3}{2}\right) = -9.71 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD) : L = 4m

$$\begin{cases} V_C \geq 1.1 \left(\frac{5.35 * 4}{2}\right) = 11.77 \text{ KN} \\ V_D \geq -\left(\frac{5.35 * 4}{2}\right) = -10.7 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS :

Travée (AB) : L = 3.6m

$$\begin{cases} V_A \geq \left(\frac{3.85 * 3.6}{2}\right) = 6.93 \text{ KN} \\ V_B \geq -1.1 * V_A = -7.62 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC) : L = 3.3m

$$\begin{cases} V_B \geq 1.1 \left(\frac{3.85 * 3.3}{2}\right) = 6.98 \text{ KN} \\ V_C \geq -\left(\frac{3.85 * 3.3}{2}\right) = -6.98 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD) : L = 4m

$$\begin{cases} V_C \geq 1.1 \left(\frac{3.85 * 4}{2}\right) = 8.47 \text{ KN} \\ V_D \geq -\left(\frac{3.85 * 4}{2}\right) = -7.7 \text{ KN} \end{cases}$$

F) Tableaux récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles :

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants :

➤ **Plancher à usage d'habitation :**

Type 1 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	5.35	8.66	-1.61	-4.33	7.15	9.63	-10.59
B-C	3.30	5.35	7.28	-4.33	-5.35	3.92	9.71	-9.71
C-D	4.00	5.35	10.7	-5.35	-1.61	8.83	11.77	-10.7

Tableau III.3 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	3.85	6.24	-1.16	-3.12	5.15	6.93	-7.62
B-C	3.30	3.85	5.25	-3.12	-3.85	2.82	6.98	-6.98
C-D	4.00	3.85	7.71	-3.85	-1.16	6.37	8.47	-7.7

Tableau III.4 : Sollicitations à L'ELS.

Type2 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.00	5.35	10.7	-1.61	-1.61	10.7	10.7	-10.7

Tableau III.5 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.00	3.85	7.71	-1.16	-1.16	7.71	7.71	-7.71

Tableau III.6 : Sollicitations à L'ELS.

Type 3 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.75	5.35	2.05	-0.31	-0.31	2.05	4.68	-4.68

Tableau III.7 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.75	3.85	1.48	-0.22	-0.22	1.48	3.37	-3.37

Tableau III.8 : Sollicitations à L'ELS.

➤ Plancher à usage commercial:

Type 1 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	8.76	14.19	-2.63	-7.10	12.90	15.77	-17.35
B-C	3.30	8.76	11.93	-7.10	-8.76	6.91	15.90	-15.90
C-D	4.00	8.76	17.52	-8.76	-2.63	15.93	19.28	-17.52

Tableau III.9: Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	6.13	9.93	-1.84	-4.97	9.02	11.03	-12.14
B-C	3.30	6.13	8.34	-4.97	-6.13	4.83	11.13	-11.13
C-D	4.00	6.13	12.26	-6.13	-1.84	11.14	13.48	-12.26

Tableau III.10 : Sollicitations à L'ELS.

Type 2 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.90	8.76	9.21	-1.38	-1.38	9.21	12.71	-12.71

Tableau III.11 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.90	6.13	6.44	-0.97	-0.97	6.44	8.89	-8.89

Tableau III.12 : Sollicitations à L'ELS.

Type 3 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.75	8.76	3.35	-0.5	-0.5	3.35	7.67	-7.67

Tableau III.13 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.75	6.13	2.35	-0.35	-0.35	2.35	5.36	-5.36

Tableau III.14 : Sollicitations à L'ELS.

➤ Plancher à usage service :

Type 1 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	6.32	10.25	-1.9	-5.13	8.8	11.38	-12.52
B-C	3.30	6.32	8.61	-5.13	-6.33	4.77	11.48	-11.48
C-D	4.00	6.32	12.65	-6.33	-1.9	10.85	13.91	-12.65

Tableau III.15 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	4.5	7.3	-1.35	-3.65	6.27	8.11	-8.92
B-C	3.30	4.5	6.13	-3.65	-4.51	3.40	8.18	-8.18
C-D	4.00	4.5	9.01	-4.51	-1.35	7.73	9.91	-9.01

Tableau III.16: Sollicitations à L'ELS.

Type 2 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	6.32	10.25	-1.54	-6.15	8.29	11.38	-13.09
B-C	3.30	6.32	8.61	-6.15	-1.54	6.47	12.00	-10.44

Tableau III.17 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	4.5	7.3	-1.1	-4.38	5.9	8.11	-9.32
B-C	3.30	4.5	6.13	-4.38	-1.1	4.6	8.55	-7.43

Tableau III.18 : Sollicitations à L'ELS.

Type 3 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.90	6.32	6.65	-1.00	-1.00	6.65	9.17	-9.17

Tableau III.19 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.90	4.5	4.74	-0.71	-0.71	4.74	6.53	-6.53

Tableau III.20 : Sollicitations à L'ELS.

Type 4 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.15	6.32	13.62	-2.04	-2.04	13.62	13,13	-13,13

Tableau III.21 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.15	4.5	9.7	-1.46	-1.46	9.7	9.35	-9.35

Tableau III.22 : Sollicitations à L'ELS.

Type 5:

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.1	6.32	13.29	-1.99	-1.99	13.29	12.97	-12.97

Tableau III.23 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.1	4.5	9.47	-1.42	-1.42	9.47	9.23	-9.23

Tableau III.24 : Sollicitations à L'ELS.

Type 6 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.75	6.32	2.42	-0.36	-0.36	2.42	5.53	-5.53

Tableau III.25 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.75	4.5	1.72	-0.26	-0.26	1.72	3.94	-3.94

Tableau III.26: Sollicitations à L'ELS.

➤ Plancher Terrasse inaccessible :

Type 1 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	5.95	9.64	-1.79	-4.82	7.71	10.71	-11.78
B-C	3.30	5.95	8.1	-4.82	-5.95	4.23	10.80	-10.80
C-D	4.00	5.95	11.9	-5.95	-1.79	9.52	13.09	-11.90

Tableau III.27 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	4.33	7.02	-1.3	-3.51	5.62	7.8	-8.54
B-C	3.30	4.33	5.9	-3.51	-4.34	3.08	7.87	-7.87
C-D	4.00	4.33	8.67	-4.34	-1.3	6.93	9.54	-8.67

Tableau III.28 : Sollicitations à L'ELS.

Type 2:

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.00	5.95	11.9	-1.79	-1.79	11.9	11.9	-11.9

Tableau III.29 : Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.00	4.33	8.67	-1.3	-1.3	8.67	8.67	8.67

Tableau III.30: Sollicitations à L'ELS.

Type 3 :

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	5.95	9.64	-1.45	-5.78	7.23	10.71	-12.32
B-C	1.75	5.95	2.28	-5.78	-1.45	1.42	5.99	-5.21

Tableau III.31: Sollicitations à L'ELU.

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	4.33	7.02	-1.05	-4.21	5.27	7.8	-8.97
B-C	1.75	4.33	1.66	-4.21	-1.05	1.03	4.36	-3.79

Tableau III.32 : Sollicitations à L'ELS.

G) Les sollicitations maximales :

Poutrelles	ELU	ELS
Etage d'habitation	$M_t^{max} = 10.7 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = - 5.35 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 11.77 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -1.61 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 7.71 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = -3.85 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 8.47 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -1.16 \text{ KN.m}$
Etage Commercial	$M_t^{max} = 15.93 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = -8.76 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 19.28 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -2.63 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 11.14 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = - 6.13 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 13.48 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = - 1.84 \text{ KN.m}$
Etage Service	$M_t^{max} = 13.62 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = - 6.33 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 13.91 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = - 2.04 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 9.7 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = -4.51 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 9.91 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = - 1.46 \text{ KN.m}$
Terrasse inaccessible	$M_t^{max} = 11.9 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = -5.95 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 13.09 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = - 1.79 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 8.67 \text{ KN.m}$ $M_a^{max} = -4,34 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 9.54 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -1.3 \text{ KN.m}$

Tableau.III.33 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles.

H) Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple. Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- ✓ $b_0 = 10$ cm.
- ✓ h_t : hauteur total de la dalle = 20 cm.
- ✓ h_0 : hauteur de la dalle de compression
 $h_0 = 4$ cm.
- ✓ h_{cc} : hauteur du corps creux = 16 cm.
- ✓ l : entre axe des poutrelles = 65 cm.
- ✓ $L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55$ m.
- ✓ $d = 18$ cm.

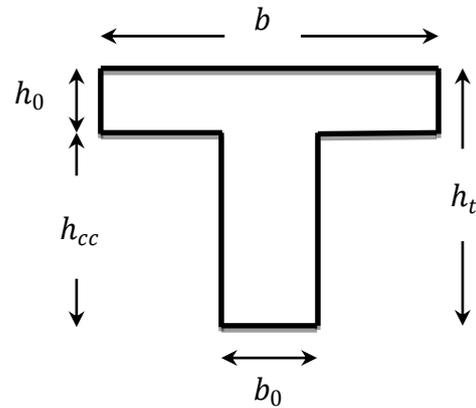


Figure III.7 : Caractéristiques géométriques d'une poutrelle

➤ **Exemple illustratif :**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation qui est sollicitée par :

A L'ELU	A L'ELS
$M_t^{\max} = 10.7$ KN.m	$M_t^{\max} = 7.71$ KN.m
$M_a^{\max} = - 5.35$ KN.m	$M_a^{\max} = -3.85$ KN.m
$V_u^{\max} = 11.77$ KN	$V^{\max} = 8.47$ KN
$M_a^{\text{rive}} = -1.61$ KN.m	$M_a^{\text{rive}} = -1.16$ KN.m

Tableau.III.34 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles d'habitations.

1) Calcul à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

- **Ferrailage en travées:**

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2$ MPa,
- ✓ M_u : Moment sollicitant de calcul = 10.7 KN.m

$$\checkmark d = 0.9 * h_t = 18 \text{ cm.}$$

$$M_{Tu} = 14.2 * 0.65 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.07 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_u = 10.7 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{la table de compression n'est pas entièrement comprimée.} \\ \text{l'axe neutre passe par la table de compression.} \end{array} \right.$

Donc, on fait un calcul d'une section rectangulaire ($b * h_t$)

$$\bullet \mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{10.7 * 10^{-3}}{14.2 * 0.65 * 0.18^2} = 0.0357 < 0.186 \text{ (pivot A).}$$

$$\bullet \mu_l = 0.8 * \alpha_l * (1 - 0.4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}.$$

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 * 10^{-3}, \alpha_l = 0.668, \mu_l = 0.392.$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0357 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$.

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z * f_{st}}$

$$\checkmark f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark z = d(1 - 0.4 \alpha).$$

$$\checkmark \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0357}) = 0.045$$

$$\checkmark \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 * 0.045) \Leftrightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$\underline{\text{A.N.}}: A_T = \frac{10.7 * 10^{-3}}{0.176 * 348} = 1.74 * 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Choix: on choisit : 2HA 8 + HA10 \Rightarrow $A_T = 1.8 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :** $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$.

$$\checkmark f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_T = 1.8 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 * 0.65 * 0.18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **Ferraillage en appuis intermédiaires :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.35 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.1 \cdot 0.18^2} = 0.116$$

$$\mu_{bu} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\checkmark \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.116}) = 0.154$$

$$\checkmark \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.154) \Leftrightarrow z = 0.169 \text{ m}$$

$$\text{A.N.: } A_a = \frac{5.35 \cdot 10^{-3}}{0.169 \cdot 348} = 0.9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Choix: on choisit 1HA 8 + 1HA10 \Rightarrow $A_T = 1.29 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :** $A_a \geq A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$.

$$\checkmark f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_T = 1.29 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.1 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \text{Vérfié.}$$

▪ **Ferraillage en appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.61 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.1 \cdot 0.18^2} = 0.0349$$

$$\mu_{bu} = 0.0349 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\checkmark \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0349}) = 0.0444$$

$$\checkmark \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.0444) \Leftrightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$\text{A.N.: } A_a = \frac{1.61 \cdot 10^{-3}}{0.176 \cdot 348} = 0.26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Choix: on choisit : 1HA 8 \Rightarrow $A_T = 0.5 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :** $A_a \geq A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$.

$$\checkmark f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_T = 0.5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.1 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \text{Vérfié.}$$

b) Armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{min}, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi \leq \min \left(\frac{200}{35}, 6, \frac{100}{10} \right) = 5.7 \text{ mm}$$

Soit $\Phi = 6 \text{ mm}$

On choisit un étrier avec : $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

2) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 MPa}$$

$$\underline{A.N.}: \tau_u = \frac{11.77 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.65 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.34 MPa .$$

La condition est vérifiée.

Commentaire: pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Vérification de l'espacement « S_t » :

$$\text{On fixe } A_t = \text{étrier } \phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow \boxed{A_t = 0,57 cm^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}]. \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} \Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \quad \textcircled{2} \Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} .$$

$$\textcircled{3} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 MPa. \\ k = 1, \text{ car } \left\{ \begin{array}{l} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow S_t \leq 91.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (S_{t\textcircled{1}}, S_{t\textcircled{2}}, S_{t\textcircled{3}}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \text{ Alors, on prend } \boxed{S_t = 15 \text{ cm}} .$$

Commentaire: On utilise $A_t = \text{étrier } \phi_6$ chaque $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$.

C) Vérification des armatures longitudinales « A_l » vis-à-vis de l'effort tranchant :

• Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 1.8 + 0.5 = 2.3 cm^2 .$$

$$A_l = 2.3 cm^2 \geq \frac{1,15}{400} * 11.77 * 10^{-3} = 0.338 cm^2$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 1.8 + 1.29 = 3.09 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.09 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(11.77 * 10^{-3} + \frac{(-5.35 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = -0.61 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire : Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

d) Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

Avec :

$$a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$$

$$\underline{\text{A.N}} : a = \min [16.2 \text{ cm}, 26\text{cm}] = 16.2 \text{ cm}.$$

$$V_u = 11.77 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$$

Commentaire : La bielle est vérifiée.

e) Vérification de la jonction Table – Nervure :

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}.$$

$$\tau_u^1 = 0.768 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} ; \text{Vérifiée.}$$

Commentaire : Pas de risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

3) Vérification à L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(art B.6.3)

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

$$FPN \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de l'acier).

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

La résolution de l'équation :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ nous donne "y".}$$

• **En travée :**

✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,65 * 0,04^2}{2} - 15 * 1,8 * 10^{-4}(0,18 - 0,04)$$

$$\Rightarrow H = 142 \text{ cm}^3.$$

✓ $H > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table \Rightarrow Calcul d'une section « b*h ».

Calculs	Vérifications
$y = 0,035 \text{ m}$	$\sigma_b = 4,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 0,66 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4,08 \text{ MPa}$	

Tableau III.35 : Vérification des contraintes en travée.

• **En appuis :**

✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,65 * 0,04^2}{2} - 15 * 1,29 * 10^{-4}(0,18 - 0,04)$$

$$\Rightarrow H = 249 \text{ cm}^3.$$

✓ $H > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table \Rightarrow Calcul d'une section « b*h ».

Calculs	Vérifications
$y = 0,03 \text{ m}$	$\sigma_b = 2,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 0,495 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2,33 \text{ MPa}$	

Tableau III.36 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.

c) Etats limites de déformation : BAEI 91(art B.6.5)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \textcircled{2} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ \textcircled{3} l \leq 8 m. \end{array} \right.$$

- ✓ h : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓ M_t : Moment maximale en travée à l'ELS.
- ✓ l : Longueur de la travée maximale, $l = 4.00 m$.
- ✓ M_0 : Moment isostatique, $M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{3.85 * 4.00^2}{8} = 7.7 KN.m$
- ① $\frac{20}{400} \leq \frac{1}{16} = 0.0625 cm$.
- ② $\frac{20}{400} > \frac{3.85}{10 * 7.7} = 0.05 cm$.
- ③ $l = 4.00 m < 8 m$.

Condition ① non vérifiée, donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 cm + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} = \frac{4,15}{5} = 0.83 cm. \end{array} \right.$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ✓ f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ $q_j = 0.65 * G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.
- ✓ $q_g = 0.65 * G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- ✓ $q_p = 0.65 * (G+Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

➤ **Evaluation des charges :**

$$j = 2.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revêtement}) = 4.43 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.43 + 1.5 = 5.93 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_j = 0.65 * 2.85 = 1.85 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 * 4.43 = 2.88 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 * 5.93 = 3.85 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à q_j	$0.75 \left(\frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 2.775 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.75 \left(\frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 4.32 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.75 \left(\frac{q_p * l^2}{8} \right)$	$M_p = 5.77 \text{ KN.m}$

Tableau III.37 : Calcul des moments correspondants.

➤ **Propriétés de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 3.5 \text{ cm}$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (1.8 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(1.8 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 6.54 \text{ cm}$$

$$I_0 = (b_0/3) y_G^3 + b_0 - (b - b_0) (y_G - h)^3 / 3 - (b - b_0) (y_G - h_0)^3 / 3 + 15(A (d - y_G)^2 + A' (d - y_G)^2)$$

$$I_0 = 17434.8 \text{ cm}^4.$$

Pourcentage d'armatures tendues : $\rho = \frac{A_T}{b_0 \times d} = \frac{1.8}{10} * 18 = 0.01$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2+3b_0/b)\rho} \quad , \text{Déformation instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i \quad , \text{Déformation différée} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 4.265 \\ \lambda_v = 1.706 \end{array} \right.$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \text{ Donc } E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad \text{Donc } E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 91.53 \text{ MPA}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 142.5 \text{ MPA}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 190.5 \text{ MPA}$
	$y = 0.035 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

Tableau III.38 : Calcul des contraintes correspondantes.

➤ **Calcul des coefficients μ :**

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right\}$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.01$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.36$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.52$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.62$

Tableau III.39 : Calcul du coefficient μ

➤ **Calcul des inerties fictives :**

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 7536.38 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 5890.38 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 5250 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 10081,4 \text{ cm}^4$

Tableau III.40 : Calcul des moments d'inerties fictives.

➤ Calcul des flèches :

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$6.33 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.815 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$5.422 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$3.615 * 10^{-3} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$6.32 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$8.3 * 10^{-3} m$

Tableau III.41 : Vérification de la flèche.

Commentaire : La flèche est vérifiée.

4) Les résultats de ferrailage :

		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Etage Habitation	travée	10.7	0.036	0.045	0.176	1.74	1.41	2HA8+1HA10 = 1.8
	Appui (inter)	5.35	0.116	0.154	0.169	0.9	0.22	1HA10+1HA8 = 1.29
	Appui (rive)	1.61	0.035	0.044	0.176	0.26	0.22	1HA8 = 0.5
Etage service	Travée	13.62	0.045	0.058	0.176	2.23	1.41	2HA10+1HA12 = 2.7
	Appui (inter)	6.33	0.138	0.186	0.166	1.09	0.22	1HA10+1HA8 = 1.29
	Appui (rive)	2.04	0.044	0.056	0.176	0.33	0.22	1HA8 = 0.5
Etage commercial	travée	15.93	0.053	0.068	0.175	2.61	1.41	3HA12 = 3.39
	Appui (inter)	8.76	0.19	0.267	0.16	1.56	0.22	2HA12 = 2.26
	Appui (rive)	2.63	0.057	0.073	0.174	0.43	0.22	1HA10 = 0.79
Terrasse inaccessible	travée	11.9	0.04	0.051	0.176	1.94	1.41	3HA10 = 2.36
	Appui (inter)	5.95	0.129	0.174	0.167	1.02	0.22	1HA10+1HA8 = 1.29
	Appui (rive)	1.79	0.039	0.049	0.176	0.29	0.22	1HA8 = 0.5

Tableau III.42 : Ferrailage des poutrelles des différents étages.

5) Vérification des contraintes à L'ELS :

- Etat limite de compression de béton :

Plancher	En travée				En appui				Observation
	M _t KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	M _t KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	
Etage Habitation	7.71	3.5	6608.7	4.08	3.85	3.1	4954.7	2.33	Vérifiée
Etage service	9.7	4.15	9317	4.32	4.51	3.91	8323.05	2.88	Vérifiée
Etage commercial	11.14	4.58	11239	4.54	6.13	4.1	9331.25	3.08	Vérifiée
Terrasse inaccessible	8.67	3.92	8320	4.08	4.43	3.59	6984	2.27	Vérifiée

Tableau III. 43 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

- Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Etage		Etage Habitation	Etage service	Etage commercial	Terrasse inaccessible
q _{ser} (KN/m)	q _j (KN/m)	1.85	1.85	1.85	1.85
	q _g (KN/m)	2.88	2.88	2.88	3.68
	q _p (KN/m)	3.85	4.5	6.13	4.34
M _{ser} (KN.m)	M _j (KN.m)	2.77	2.98	2.98	2.98
	M _g (KN.m)	4.32	4.65	4.65	5.94
	M _p (KN.m)	5.77	7.26	9.89	7
I ₀ (Cm ⁴)		17434.8	19154	20405	18517
ρ		0.01	0.015	0.018	0.013
λ _i		4.26	2.84	2.26	3.25
λ _v		1.7	1.13	0.9	1.3
σ _j (MPa)		91.53	66.58	53.5	75.81
σ _g (MPa)		142.5	103.65	83.27	150.8

σ_p (MPa)	190.5	161.95	177.25	177.85
μ_j	0.36	0.39	0.4	0.39
μ_g	0.52	0.56	0.56	0.63
μ_p	0.62	0.69	0.76	0.68
$I_{f_{ji}}$ (Cm ⁴)	7536.4	9859.9	11770	8911.3
$I_{f_{gi}}$ (Cm ⁴)	5890.38	8142.7	9884.4	6658.7
$I_{f_{pi}}$ (Cm ⁴)	5250	7119.5	8233.2	6350.8
$I_{f_{gv}}$ (Cm ⁴)	10081.4	12886	14881	11169
f_{ji} (mm)	1.815	1.6	1.34	1.78
f_{gi} (mm)	3.61	3.03	2.49	4.73
f_{pi} (mm)	5.42	5.41	6.38	5.85
f_{gv} (mm)	6.33	5.74	4.97	8.47
Δf (mm)	6.32	6.52	7.51	7.8
$f_{admissible}$ (mm)	8.3	8.3	8.3	8.3
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.44 : Vérification des états limites de déformation.

III.1.1.2. Etude de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

➤ *Armatures perpendiculaires aux poutrelles :*

50 cm ≤ entre axes des poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

Donc : $A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

✓ $f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N:

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/ml.$$

Avec : $S_t \leq 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N:

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/ml. \text{ avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/ml = 1,40 \text{ cm}^2/ml. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/ml = 1,13 \text{ cm}^2/ml. \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

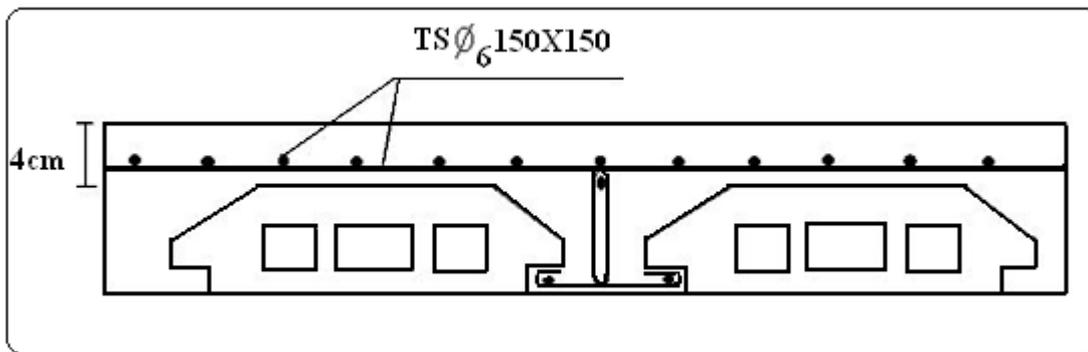


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

6) Schémas de ferrailage des poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			

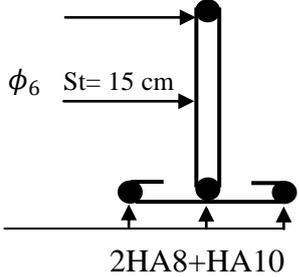
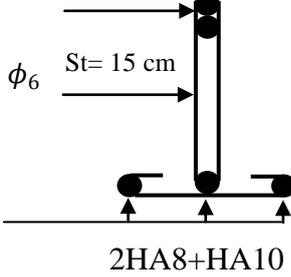
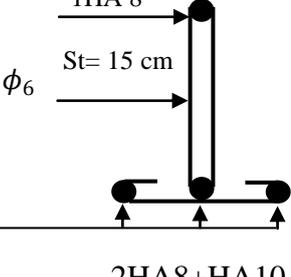
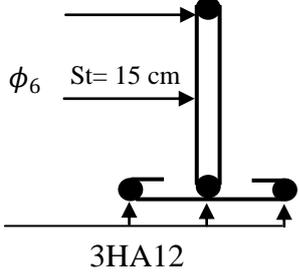
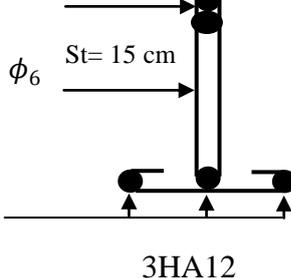
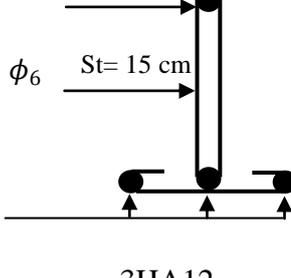
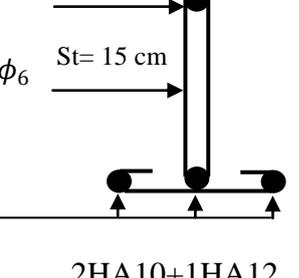
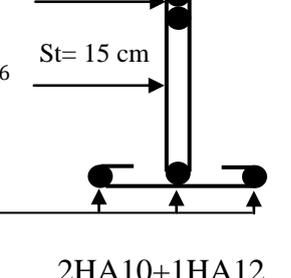
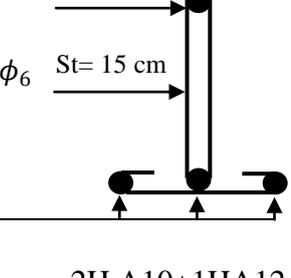
<p>Etage Habitation</p>	 <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>2HA8+HA10</p>	 <p>1HA10+1HA8</p> <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>2HA8+HA10</p>	 <p>1HA 8</p> <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>2HA8+HA10</p>
<p>Etage commercial</p>	 <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>3HA12</p>	 <p>2HA12</p> <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>3HA12</p>	 <p>1HA10</p> <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>3HA12</p>
<p>Etage service</p>	 <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>2HA10+1HA12</p>	 <p>1HA10+1HA8</p> <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>2HA10+1HA12</p>	 <p>1HA8</p> <p>ϕ_6 St= 15 cm</p> <p>2H A10+1HA12</p>

Tableau III.45 : Schémas de ferrailage des poutrelles.

III.1.2. Planchers à dalles pleines :

III.1.2.1. Dalle sur un seul appui « balcon » :

$$L_x = 0.7 \text{ m} ; L_y = 4.45 \text{ m}$$

1) Le chargement :

Dans ce cas la dalle est calculée comme une console

Sollicitée par les charges suivantes :

$$\begin{cases} G = 4.6 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ F = 1.5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ F : Charge concentrée due au poids du garde corps.

2) Combinaison de charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m « $b=1\text{m}$ » D'où :

$$\begin{cases} P_u = 1.35G + 1.5Q \\ P_s = G + Q \\ F_u = 1.35F \\ F_s = F \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_u = 1.35 * 4.6 + 1.5 * 3.5 = 11.46 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = 4.6 + 3.5 = 8.14 \text{ KN/m}^2 \\ F_u = 1.35 * 1.5 = 2.025 \text{ KN/m} \\ F_s = 1.5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Pour une bande de 1 m :

$$\begin{cases} q_u = p_u * b = 11.46 \text{ KN/m} \\ q_s = p_s * b = 8.14 \text{ KN/m} \\ F_u = F_u * b = 2.025 \text{ KN} \\ F_s = F_s * b = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

3) Les sollicitations :

$$M_u = (q_u * L_x^2) / 2 + F_u * L_x = (11.46 * 0.7^2) / 2 + 2.025 * 0.7 = 4.225 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (q_s * L_x^2) / 2 + F_s * L_x = (8.14 * 0.7^2) / 2 + 1.5 * 0.7 = 3.04 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u * l_x + F_u = 11.46 * 0.7 + 2.025 = 10.047 \text{ KN}$$

4) Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

▪ Armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = 0.0297 \quad \alpha = 0.0377 \quad z = 0.0984 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 1.232 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.207 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{adop} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

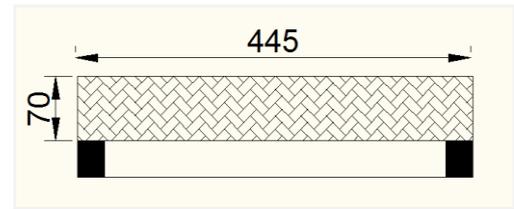


Figure III.9: Dalle sur un appui.

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{\text{adop}}/4 = 3.14/4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5) Vérifications à l'ELU :

▪ **Espacement :**

On a une fissuration nuisible FN :

$$\text{Donc: } S_t \leq (3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où : $S_t = 25 \text{ cm}$ (la condition est vérifiée)

▪ **Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{\text{min}} = 1.207 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 1.232 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

▪ **Cisaillement :**

$$V_u = 10.047 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{10.047}{1 \cdot 0.1} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{admi}} = (0.07 \cdot f_{c28})/1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} < \tau_{\text{admi}} = 1.2 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

6) Vérifications à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 3.04 \text{ KN.m}$$

▪ **Etat limite de compression de béton et l'état limite d'ouverture des fissures :**

$$\text{On doit vérifier : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} = \frac{15M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \sigma_{bc} \frac{(d-y)}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

✓ FN: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
3.04	2.63	3165.06	2.53	15	Vérifiée	106.2	201.64	Vérifiée

Tableau III.46 : Vérification des contraintes.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_o} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_o * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5.1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{70} = 0.17 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{12}{70} = 0.17 \geq \frac{M_t}{10 * M_o} = 0.1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.1} = 3.14 * 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 1.05 * 10^{-2} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

7) Schéma de ferrailage :

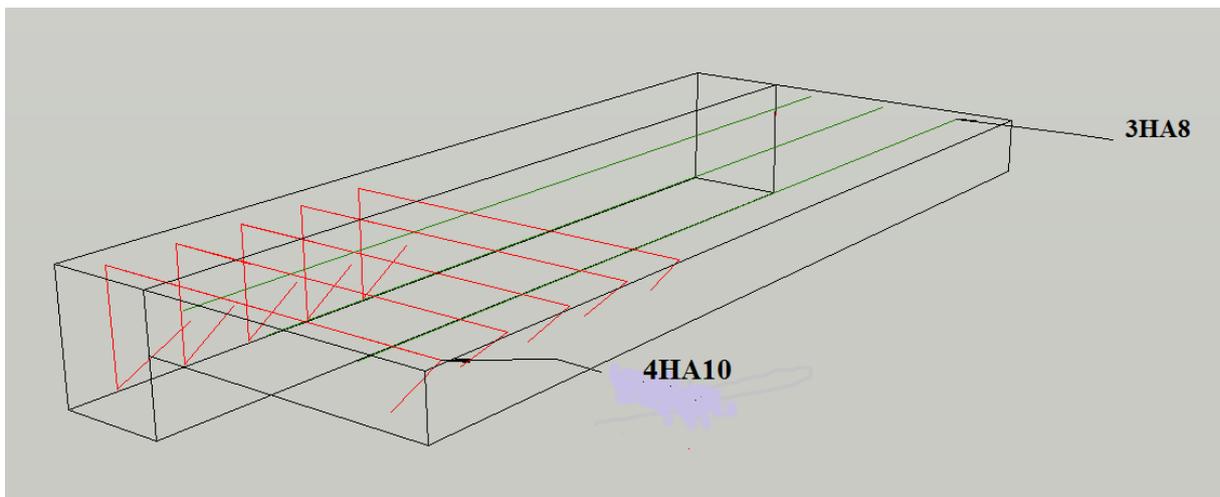


Figure III.10 : Schéma de ferrailage des balcons.

III.1.2.2. Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur :

$$L_x = 1.3 \text{ m} ; L_y = 2.5 \text{ m}$$

L'ascenseur relie les étages d'habitation, donc on calcule avec $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ et une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

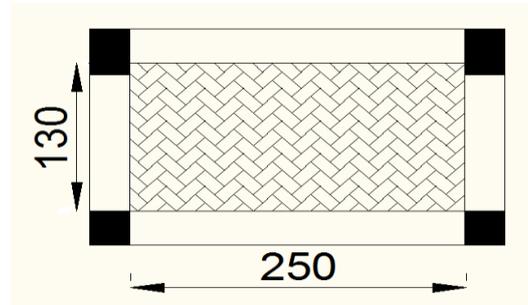


Figure III.11 : Dalle sur 4 appuis.

1) Le chargement :

$$G=5.35 \text{ KN/m}^2 \quad Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35*5.35+1.5*1.5 = 9.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = 5.35+1.5 = 6.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{1.3}{2.5} = 0.52 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

2) Les sollicitations :

On tire les valeurs de μ_x et μ_y du tableau de l'annexe I

$$\begin{cases} \rho = 0.52 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0937 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 1.49 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m « $b=1\text{m}$ » :

- **moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_{ox} = 0.75 * 1.49 = 1.12 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 * M_{oy} = 0.75 * 0.35 = 0.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_a^x = M_a^y = 0.5 * M_{ox} = - 0.745 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u}{2} l_x * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 5.73 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u}{2} l_y * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 0.8 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = V_x = 5.73 \text{ KN}$$

3) Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $b \cdot h = \ll 1 * 0.15 \gg \text{m}^2$

Le diamètre ϕ des barres utilisé doit être : $\phi \leq e/10 \Rightarrow \phi \leq 15/10 \Rightarrow \phi \leq 1.5 \text{ cm}$

- **En travée :**

- ✓ **Sens xx :**

$$\mu_{bu} = 0.0046 \quad \alpha = 0.0058 \quad z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ✓ **Sens yy :**

$$\mu_{bu} = 0.001 \quad \alpha = 0.0015 \quad z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 0.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En appuis :**

$$\mu_{bu} = 0.0029 \quad \alpha = 0.0036 \quad z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 0.155 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

- ✓ **Sens xx :**

$$\rho > 0.4 \text{ et } e > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) * b * e$$

$$\text{Pour : } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{min}^x = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.52) * 1 * 0.13 = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{min}^x > A_{cal}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{min}^x

$$\mathbf{A}_{adop} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- ✓ **Sens yy :**

$$\rho > 0.4 \text{ et } e > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{min}^y = \rho_0 * b * e$$

$$A_{min}^y = 0.0008 * 1 * 0.13 = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{min}^y > A_{cal}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{min}^x

$$\mathbf{A}_{adop} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **En appuis :**

$$A_{min}^a = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min}^a > A_{cal}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{min}^a

$$\mathbf{A}_{adop} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Espacement des armatures :**

Sens y-y : FPN : $St < \min(4e, 45 \text{ cm})$. On opte pour : $St = 25 \text{ cm}$ Vérifiée

Sens x-x : FPN : $St < \min(3e, 33 \text{ cm})$. On opte pour : $St = 25 \text{ cm}$ Vérifiée.

▪ **Cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{5.73}{1*0.13} = 0.044 \text{ MPa}$$

$$\tau_{admi} = (0.07 * f_{c28}) / 1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.044 \text{ MPa} < \tau_{admi} = 1.2 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

5) Vérification à l'ELS :

❖ **Calcul des moments :**

On tire les valeurs de μ_x et μ_y du tableau de l'**annexe I**

$$\begin{cases} \rho = 0.52 \\ \nu = 2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0974 \\ \mu_y = 0.3853 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 1.13 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_{ox} = 0.75 * 1.13 = 0.85 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 * M_{oy} = 0.75 * 0.43 = 0.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_a^x = M_a^y = 0.5 * M_{ox} = -0.565 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

▪ **Etat limite de compression de béton :**

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes dans le béton:

		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	xx	0.85	2.923	3888.984	0.8	15	vérifié
	yy	0.32	2.4	2783.232	0.38	15	vérifié
En appuis		-0.565	2.4	2783.232	0.61	15	vérifié

Tableau III.47 : Vérification des contraintes dans le béton.

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes dans l'acier :

		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	xx	0.85	2.923	3888.984	37.28	201.64	Vérifié
	yy	0.32	2.4	2783.232	23.28	201.64	Vérifié
En appuis		-0.565	2.4	2783.232	36.73	201.64	Vérifié

Tableau III.48 : Vérification des contraintes dans l'acier.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

BAEL91 (Art B.7.5):

Sens xx :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{130} = 0.11 \geq \frac{M_t}{20 * M_o} = \frac{0.85}{20 * 1.13} = 0.037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 2.41 * 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens yy :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} = \frac{15}{250} = 0.06 \geq \frac{M_t}{20 * M_o} = \frac{0.32}{20 * 0.43} = 0.037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 1.54 * 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

6) Schéma de ferrailage :

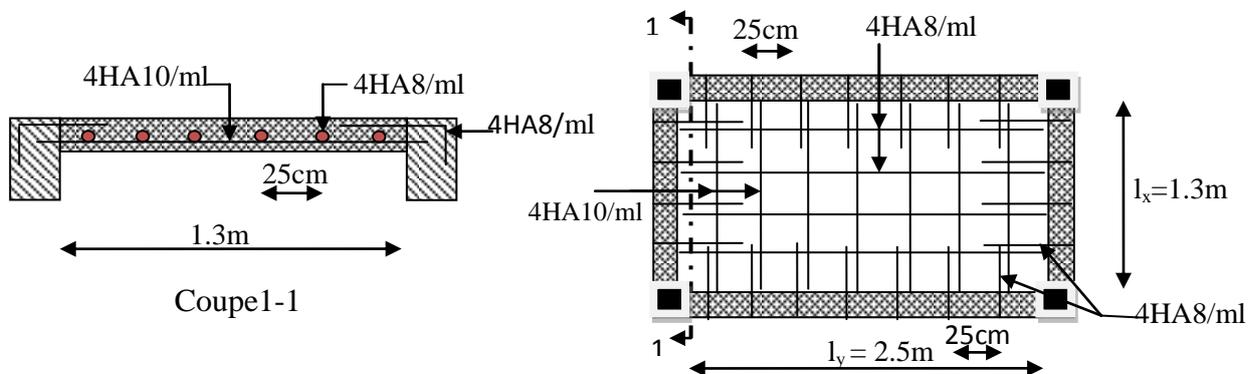


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.2. Escaliers :

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage correspondant. L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la volée plus le palier comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels il repose.

Pour déterminer les sollicitations on utilise Les méthodes de calcul R.D.M.

Dans notre structure on a trois types d'escalier : un escalier à une volée, à deux volées plus un escalier demi tournant.

III.2.1. Escalier type 1 (droit à 1 volée) :

1) Le chargement :

❖ Pour le palier :

$$G_p = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Pour la volée :

$$G_v = 8.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

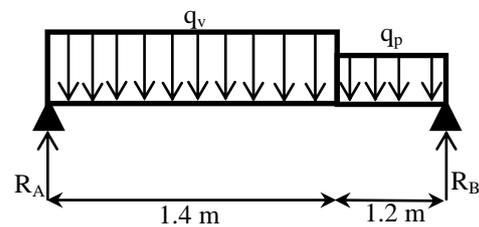


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier type 1

2) Combinaison de charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m :

ELU :

$$q_{uv} = 1.35 * G_v + 1.5 * Q_v = 14.58 \text{ KN/m}$$

$$q_{up} = 1.35 * G_p + 1.5 * Q_p = 10.975 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 10.52 \text{ KN/m}$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 7.85 \text{ KN/m}.$$

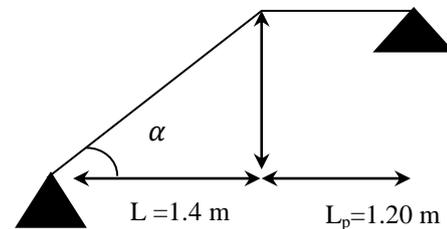


Figure III.14 : Schéma de l'escalier type 1.

❖ Les reactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow [q_{uv} * l_v^2 / 2] + [q_{up} * l_p (l_v + l_p / 2)] - R_B (l_v + l_p) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = (14.288 + 26.34) / 2.6$$

$$\Rightarrow R_B = 15.62 \text{ KN}.$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow [q_{up} * l_p^2 / 2] + [q_{uv} * l_v (l_p + l_v / 2)] - R_A (l_v + l_p) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = (7.90 + 38.78) / 2.6$$

$$\Rightarrow R_A = 17.95 \text{ KN}.$$

❖ **Calcul du moment :**

Le tronçon : $1.4 < x < 2.6$ m

$$M_y = R_A * x - [q_{uv} * L_v (x - \frac{L_v}{2})] - [q_{up} * \frac{(x - L_v)^2}{2}]$$

$$d_{M_y}/dx = 0 \Rightarrow x = [L_v * (q_{up} - q_{uv}) + R_A] * \frac{1}{q_{up}}$$

$$\Rightarrow x = [1.4 * (10.975 - 14.58) + 17.956] * \frac{1}{10.956}$$

$$\Rightarrow x = 1.178 \text{ m}$$

Donc : $M_{0max} = 11.05 \text{ KN.m}$

3) Les sollicitations :

	qu (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	Vu (KN)
ELU	14.58	11.05	8.29	-5.53	17.95
ELS	10.52	7.95	6.76	-3.18	14.28

Tableau III.49 : Sollicitations à l'ELU de l'escalier type 1.

4) Ferrailage :

On fera le calcul de l'escalier pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)
En travée	8.29	0.034	0.044	0.127	1.86
En appui	5.53	0.023	0.029	0.128	1.23

Tableau III.50 : Ferrailage de l'escalier type 1.

5) Vérification à l'ELU :▪ **Condition de non fragilité :**

Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité :

(Si les conditions ne sont pas vérifiées on ferraille avec A_{min}) :

sens	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Observation	A _{adop} (cm ² /ml)
En travée	1.86	1.57	Vérifiée	4HA10 = 3.14 cm ²
En appui	1.23	1.57	Non vérifiée	4HA8 = 2.01 cm ²

Tableau III.51 : Vérification de la condition de non fragilité.

▪ **Les armatures de répartition : BAEL91(E.8.2.4.1)**

En travée : $A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{m}$. On choisit : 3HA8=1.51cm²/ml.

En appui : $A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{m}$. On choisit : 3HA8=1.51cm²/ml.

▪ **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm}$Vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/3 = 34 \text{ cm}$Vérifiée.

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

$$V_{\max} = 17.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{17.95}{1 \cdot 0.13} = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{admi}} = (0.07 \cdot f_{c28}) / 1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.138 \text{ MPa} < \tau_{\text{admi}} = 1.2 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (17.95 \times 10^{-3} - \frac{5.53 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.84 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée donc : Vu est négligeable devant l'effort du moment.

6) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

▪ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 10 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 17.95 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.1256) \rightarrow \tau_{se} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence

▪ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	6.76	3.06	5608.7	3.68	15	Vérifiée
En appui	3.18	2.514	3844.8	2.08	15	Vérifiée

Tableau III.52 : Vérification des contraintes à l'ELS de l'escalier type 1.

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

FPN: $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.Aucune vérification à faire.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

BAEL91 (Art .B.7.5)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{13}{260} = 0.05 \geq \frac{M_t}{20 * M_o} = \frac{6}{20 * 8} = 0.037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 2.41 * 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

7) Schéma de ferrailage :

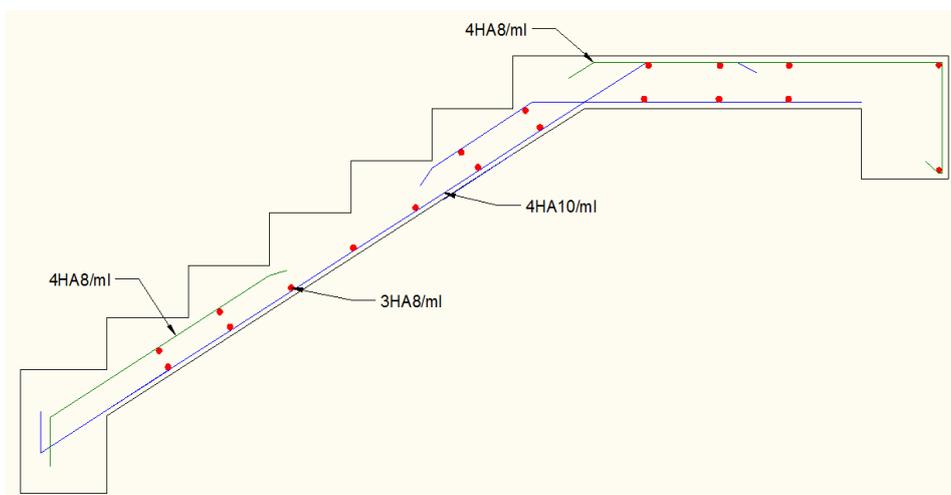


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.

III.2.2. Escalier Type 2 (Deux volées) :

III.2.2.1. Etude des volées (I) et (II):

1) Le chargement :

Les charges sur l'escalier sont :

❖ Pour le palier :

$$G_p = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Pour la volée :

$$G_v = 8.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

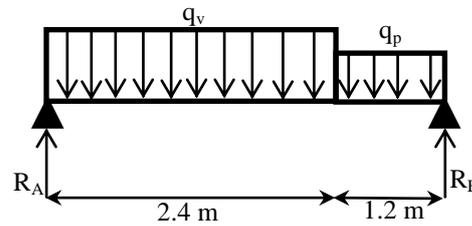


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier type 2.

2) Combinaison de charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m :

ELU :

$$q_{uv} = 1.35 * G_v + 1.5 * Q_v = 14.58 \text{ KN/m}$$

$$q_{up} = 1.35 * G_p + 1.5 * Q_p = 10.975 \text{ KN/m}.$$

ELS:

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 10.52 \text{ KN/m}$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 7.85 \text{ KN/m}$$

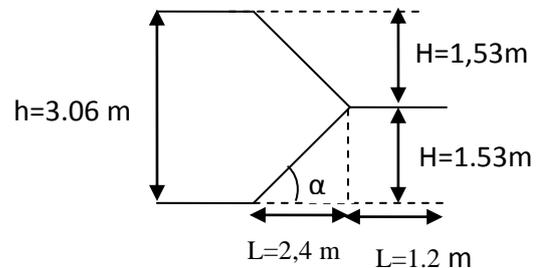


Figure III.17 : Schéma de l'escalier type 2.

✓ Les réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow [q_{uv} * l_v^2 / 2] + [q_{up} * l_p (l_v + l_p / 2)] - R_B (l_v + l_p) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 25.52 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow [q_{up} * l_p^2 / 2] + [q_{uv} * l_v (l_p + l_v / 2)] - R_A (l_v + l_p) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 22.63 \text{ KN}$$

✓ Calcul du moment :

D'après la méthode de la RDM on a : $M_{0max} = 22.33 \text{ KN.m}$

3) Les sollicitations :

	q (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	Vu (KN)
ELU	14.58	22.33	16.75	11.16	25.52
ELS	10.52	16.09	13.68	6.44	23.44

Tableau III.53 : Sollicitations à l'ELU d'escalier type 2.

4) Ferrailage :

On fera le calcul de l'escalier pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)
En travée	16.75	0.069	0.09	0.125	3.84
En appui	11.16	0.046	0.059	0.126	2.53

Tableau III.54 : Ferrailage de l'escalier type 2.

5) Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité :

Sens	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	3.84	1.57	vérifiée	4HA12 = 4.52 cm ²
En appui	2.53	1.57	vérifiée	4HA10 = 3.14 cm ²

Tableau III.55 : Vérification de la condition de non fragilité.

- **Les armatures de répartition : BAEL91(E.8.2.4.1)**

En travée : $A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$, on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appui : $A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Espacements des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Armatures répartition : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

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

$V_{max} = 25.52 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{25.52 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{admi} = (0.07 * f_{c28}) / 1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \tau_{admi} = 1.2 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (25.52 \times 10^3 - \frac{11.16 \times 10^3}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -2 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée donc : V_u est négligeable devant l'effort du moment.

6) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

▪ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 25.52 \times 10^3 / (0.9 \times 0.13 \times 0.1507) \rightarrow \tau_{se} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

▪ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	13.68	3.06	5608.7	7.46	15	Vérifié
En appui	6.44	2.5	3844.8	4.21	15	Vérifié

Tableau III.56 : Vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 2.

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

FPN: $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.Aucune vérification à faire.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 * M_o} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A}{b_o * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots 2 \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.7.5)}$$

AN :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{lx} = \frac{15}{360} = 0.041 \geq \frac{M_t}{20 * M_o} = \frac{13.68}{20 * 16.09} = 0.0425 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{A}{b_o * d} = \frac{4.52 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 3.47 * 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la flèche doit être calculée conformément au BAEL91 et au CBA93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.35 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.85 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} j_v = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 8.02 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 10.52 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jp} = 3.75 * 1 = 3.75 \text{ KN/m} \\ q_{gp} = 5.35 * 1 = 5.35 \text{ KN/m} \\ q_{pp} = 7.85 * 1 = 18.84 \text{ KN/m} \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{jv} = 4.43 * 1 = 4.43 \text{ KN/m} \\ q_{gv} = 8.02 * 1 = 8.02 \text{ KN/m} \\ q_{pv} = 10.52 * 1 = 10.52 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à q_j	$M_j = 4.23 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 7.29 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 9.77 \text{ KN.m}$

Tableau III.57 : Calcul des moments correspondants.

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 64.1 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 110.37 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 148.03 \text{ MPa}$

Tableau III.58 : Calcul des contraintes correspondantes.

➤ Calcul des coefficients μ et λ :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 4.83 \\ \lambda_v = 1.93 \end{cases} \right.$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.004$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.085$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.21$

Tableau III.59 : Calcul des coefficients μ .

➤ Calcul des moments d'inerties fictives :

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 209070 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 147931 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 179410 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 102868 \text{ cm}^4$

Tableau III.60 : Calcul des moments d'inerties fictives.

Les autres résultats sont :

$$y = 3.9 \text{ cm}; I = 8995.2 \text{ cm}^2; E_i = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = 10721.4 \text{ MPa}; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 190063.7 \text{ cm}^4.$$

$$f_{adm} = L/500 = 360/500 = 7.2 \text{ mm (poutre } < 5\text{m)}$$

$$f_{ij} = 0.09 \text{ mm}; f_{gi} = 0.21 \text{ mm}; f_{gv} = 0.54 \text{ mm}; f_{pi} = 0.42 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

$$\Delta f = 0.65 \text{ mm} < f_{adm} = 7.2 \text{ mm}.$$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

7) Schéma de ferrailage :

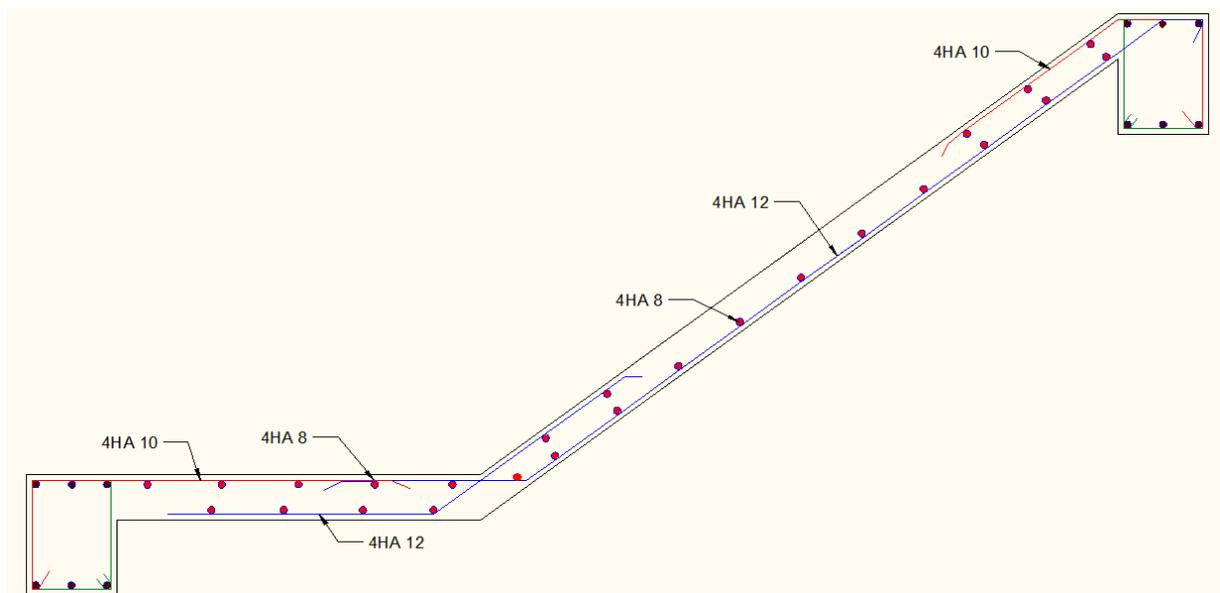


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.

III.2.2.2. Etude du palier de repos :(console)

$$L_x = 1.2 \text{ m} ; L_y = 2.5 \text{ m}$$

1) Le chargement :

Le palier se calcule comme une console sollicitée par les charges suivantes :

$$G_p = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$F = 2.85 \cdot 1.53 = 4.36 \text{ KN/m}$$

F : Charge concentrée due au poids du mur extérieur.

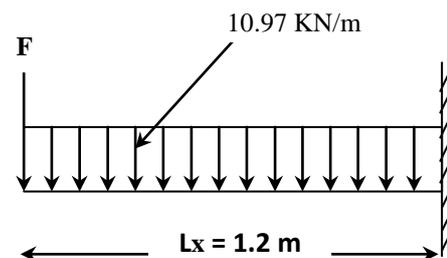


Figure III.19 : Schéma statique du palier.

2) Combinaison de charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1m, (b=1m)

D'où :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.97 \text{ KN/m} \\ q_s = G + Q = 7.85 \text{ KN/m} \\ F_u = 1.35F = 5.88 \text{ KN/m} \\ F_s = 4.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

3) Les sollicitations :

$$M_u = -(q_u * L_x^2)/2 - F_u * L_x = -(10.97 * 1.2^2)/2 - 5.88 * 1.2 = -14.95 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (q_s * L_x^2)/2 + F_s * L_x = (7.85 * 1.2^2)/2 + 4.36 * 1.2 = 10.88 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u * L_x + F_u = 10.97 * 1.2 + 5.88 = 19.044 \text{ KN.}$$

4) Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b = 1 \text{ m}; h = 15 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adop} (cm ² /m)
14.95	0.062	0.08	0.125	3.44	1.57	4HA12= 4.52

Tableau III.61 : Ferrailage du palier de repos.

5) Vérifications à L'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité :

Sens	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation	A_{adop} (cm ² /ml)
palier	3.44	1.57	vérifiée	4HA12 =4.52 cm ²

Tableau III.62: Vérification de la condition de non fragilité.

- **Les armatures de répartition : BAEL91(E.8.2.4.1)**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

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

$$V_{max} = 19.044 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{19.044 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\tau_{admi} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.146 \text{ MPa} < \tau_{admi} = 1.25 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

6) Vérifications à L'ELS :

$$M_s = 10.88 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"} ; y = 4.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2. I = 5216.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.88 * 10^{-3}}{5216.5 * 10^{-8}} * 4.25 * 10^{-2} = 8.86 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA. La condition est vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min [2/3 * f_e ; 110 \sqrt{n * f_{tj}}]$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 10.88 * 10^{-3}}{5216.5 * 10^{-8}} (0.13 - 0.0425) = 273.75 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

La condition n'est pas vérifiée.

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS :

$$\begin{cases} \beta = 3.19 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.277 \\ A_{ser} = 4.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_{ser} = 5 \text{ HA } 12 / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Avec un espacement : $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

7) Revérification des contraintes :

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"} ; y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2. I = 8995.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.88 * 10^{-3}}{8995.2 * 10^{-8}} * 3.92 * 10^{-2} = 4.74 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA. La condition est vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min [2/3 * f_e ; 110 \sqrt{n * f_{tj}}]$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 10.88 * 10^{-3}}{8995.2 * 10^{-8}} (0.13 - 0.0392) = 164.75 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_o} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.7.5)}$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{10.88}{20 \cdot 10.88} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b_o \cdot d} = 0.0043 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

8) **Schéma de ferrailage :**

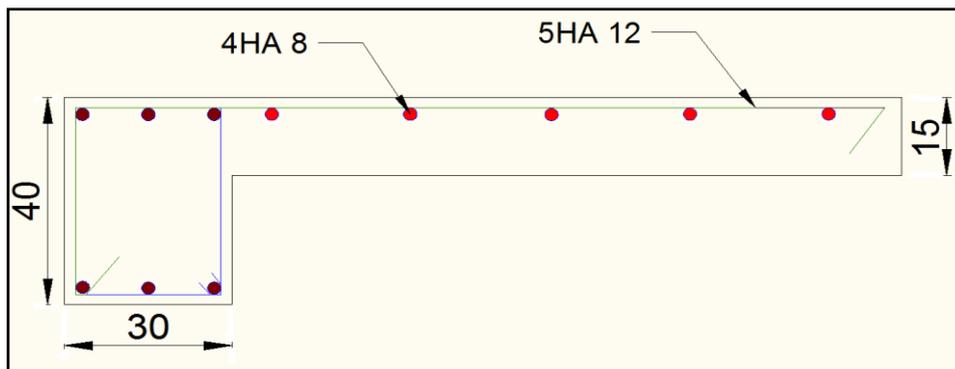


Figure III.20 : Schéma de ferrailage du palier de repos.

III.2.2.3. **Etude de la poutre palière :**

Cette poutre palière est supposée encastree dans deux poteaux, elle reprend les charges suivantes :

- ✓ son poids propre,
- ✓ Réactions du palier,

1) **Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement se fait suivant la condition de la flèche tout en respectant les exigences du RPA99/2003 :

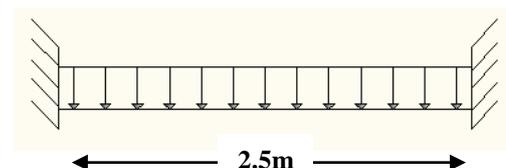


Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière.

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10}$$

$$\Rightarrow 16.66 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Alors on prend : } \begin{cases} h = 25 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées donc on opte pour : $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

2) Le chargement :

- ✓ Poids propre de la poutre : $g_0 = 0.3 * 0.3 * 25 = 2.25 \text{ KN/ml.}$
- ✓ La charge transmise par l'escalier : $\begin{cases} ELU: R_B = 25.52 \text{ KN/ml.} \\ ELS: R_B = 23.44 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

$$\text{Alors : } \begin{cases} q_u = 1.35g_0 + R_B = (1.35 * 2.25) + 25.52 = 28.55 \text{ KN/ml.} \\ q_s = g_0 + R_B = 2.25 + 23.44 = 25.69 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

3) Sollicitations :

ELU	ELS
$R_B = 25.52 \text{ KN}$	$R_B = 23.44 \text{ KN}$
$q_u = 1.35g_0 + R_B$	$q_s = g_0 + R_B$
$q_u = 28.55 \text{ KN/ml.}$	$q_s = 25.69 \text{ KN/ml.}$
$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 22.3 \text{ KN.m}$	$M^{max} = \frac{q_s * l^2}{8} = 20.07 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85 * M^{max} = 18.95 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 * M^{max} = 17.06 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.4 * M^{max} = -8.92 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.4 * M^{max} = -8.02 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 35.68 \text{ KN.m}$	$V_u = \frac{q_s * l}{2} = 32.11 \text{ KN}$

Tableau III.63 : Les sollicitations de la poutre palière.

4) Ferrailage à la flexion simple :

- Armatures longitudinales :

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	18.95	0.057	0.073	0.271	2.01	4.5
En appuis	8.92	0.026	0.034	0.276	0.93	4.5

Tableau.III.64 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

❖ Exigence du RPA Art7.5.2.1 (pour les poutres) : $A_{min} = 0.5 \% b \cdot h = 4.5 \text{ cm}^2$.

5) Vérification à L'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b \cdot d} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

C'est vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(35.68 \times 10^{-3} - \frac{18.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.13 \text{ cm}^2$$

.....C'est Verifiée.

- L'espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0.9 \cdot d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm. On opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- Armatures Transversales :

$$A_t \geq (0.4 \cdot b \cdot S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2. \text{ Avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

6) Ferrailage à la torsion :

Le moment de torsion provoquée sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier : $M_{tor} = 11.16 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

- U : Périmètre de la section « Ω »
- Ω : l'aire de torsion (contour tracée a mi hauteur)
- e : Epaisseur de la paroi
- A_1 : Section d'acier

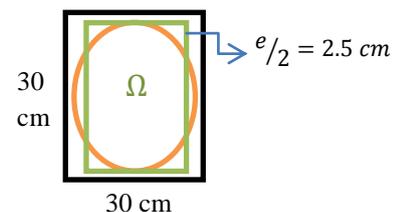


Figure III.22 : Section considérée dans le calcul de torsion.

▪ **Armatures longitudinales :**

$$e = b/6 = \emptyset / 6 = 30/6 = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) * (h - e) = 0.0625 \text{ m}^2.$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 100 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{11.16 * 10^{-3} * 1 * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} = 2.56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min}^L = \frac{e * U}{f_e} * 0.4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor}^L = 2.56 \text{ cm}^2 / ml > A_{min}^L \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **Armature Transversale :**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{11.16 * 10^{-3} * 0.15 * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} = 0.385 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^T = \frac{e * S_t}{f_e} * 0.4 = 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor}^T = 0.385 \text{ cm}^2 > A_{min}^T \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

▪ **Section d'armatures finale :**

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	2.01	0.93	2.56	2.01 + $\frac{2.56}{2}$ = 3.29	0.93 + $\frac{2.56}{2}$ = 2.21	3HA14 = 4.62	3HA14 = 4.62
Armature transversale (cm ²)	0.45		1.35	0.45+1.35 = 1.8		4φ ₈ = 2.01cm ² (Etrier + cadre) φ ₈ S _t = 15cm	

Tableau III.65 : Section d'armatures en travée et aux appuis.

$A^t < A_{min}$: On ferraille avec $A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$.

$A^a < A_{min}$: On ferraille avec $A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$.

• **Contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau < \bar{\tau}_u$

Avec: $\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ [BAEL91 Art A.5.4.2.1]

On a: $V^{max} = 35.68 \text{ KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{v^{max}}{b*d} = 0.42 \text{ MPA}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2*\Omega*e} = \frac{11.16*10^{-3}}{2*0.0625*0.05} = 1.78 \text{ MPA}$$

$$\tau = 1.83 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right) = 3.34 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7) Vérification à L'ELS :

▪ **Etat limite de compression de béton :**

On doit avoir : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$, on aura "y" .

$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2$.

✓ **En travée :**

$M_t^{ser} = 17.06 \text{ KN.m}$

Calculs	Vérifications
$y = 0.103 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.49 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$
$I = 39123 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 4.49 \text{ MPA}$	

Tableau III.66 : Vérification des contraintes en travée.

✓ **En appuis :**

$M_a^{ser} = 8.02 \text{ KN.m}$

Calculs	Vérifications
$y = 0.087 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.43 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$
$I = 28933 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 2.43 \text{ MPA}$	

Tableau III.67 : Vérification des contraintes aux appuis.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 1 \\ \frac{A}{b_o*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 2 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10*M_o} \dots \dots \dots 3 \end{array} \right.$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{250} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{Verifiée} \\ \frac{A}{b*d} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{Verifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{250} = 0.12 \geq \frac{M_t}{10*M_o} = 0.085 \dots\dots\dots\text{Verifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

8) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

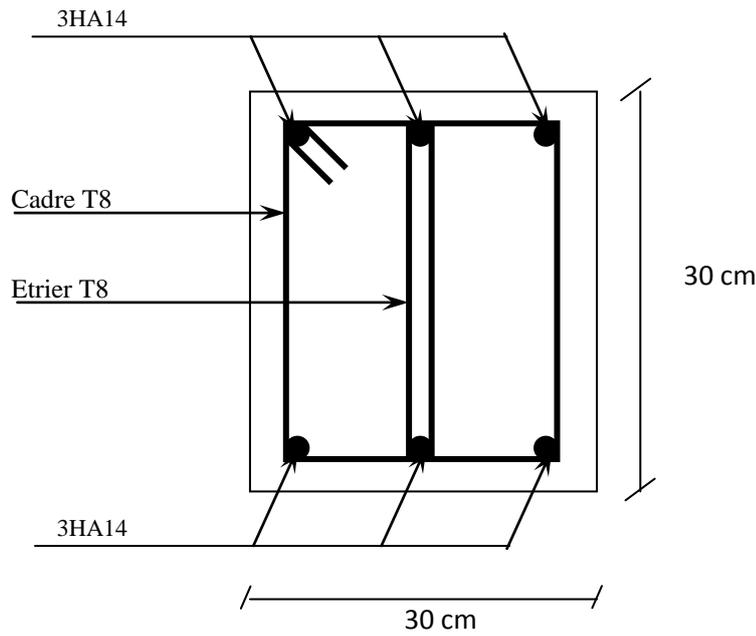


Figure III. 23 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.2.3. Escalier demi tournant :

Dans notre cas on va calculer ce type d'escalier comme un escalier à trois volées :

III.2.3.1. Etude des volées I et II :

Les deux volées se calculent comme des poutres sur deux appuis.

1) Le chargement :

Les charges sur l'escalier sont :

$$G = 8.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

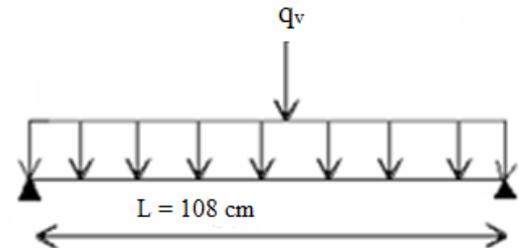


Figure III.24 : Schéma statique des volées I et II.

2) Combinaison de charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

ELU :

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 14.58 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_s = G + Q = 10.52 \text{ KN/m}.$$

3) Les sollicitations :

	q_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	14.58	2.13	1.81	- 1.06	7.87
ELS	10.52	1.53	1.3	- 0.77	5.68

Tableau III.68 : Sollicitations à l'ELU des volées I et II de l'escalier type 3.

4) Ferrailage :

On fera le calcul de l'escalier pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)
En travée	1.81	0.0057	0.0071	0.149	0.35
En appui	1.06	0.005	0.0063	0.149	0.3

Tableau III.69 : Ferrailage des volées I et II de l'escalier type 3.

5) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité :

Sens	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	0.35	1.57	Non vérifiée	4HA10 = 3.14 cm ²
En appui	0.3	1.57	Non vérifiée	4HA8 = 2.01 cm ²

Tableau III.70 : Vérification de la condition de non fragilité.

- **Les armatures de répartition : BAEL91(E.8.2.4.1)**

En travée : $A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 0.785$ cm²/m. On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml.

En appui : $A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 0.5$ cm²/m. On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml.

- **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm}$Vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{ cm}$Vérifiée.

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

$$V_{max} = 7.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{7.87}{1 \cdot 0.13} = 0.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{admi} = (0.07 \cdot f_{c28}) / 1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.06 \text{ MPa} < \tau_{admi} = 1.2 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (7.87 \times 10^{-3} - \frac{1.06 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.034 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

6) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

▪ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 10 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 7.87 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.1256) \rightarrow \tau_{se} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.54 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

▪ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	1.3	3.02	5474.8	0.72	15	Vérifiée
En appui	- 0.77	2.25	3101.1	0.56	15	Vérifiée

Tableau III.71 : Vérification des contraintes dans le béton des volées I et II.

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$FPN: \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa} . \text{Aucune vérification à faire.}$$

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

BAEL91 (Art .B.7.5)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{lx} = \frac{13}{108} = 0.12 \geq \frac{M_t}{20 * M_o} = \frac{1.3}{20 * 1.53} = 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 2.41 * 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

7) Schéma de ferrailage :

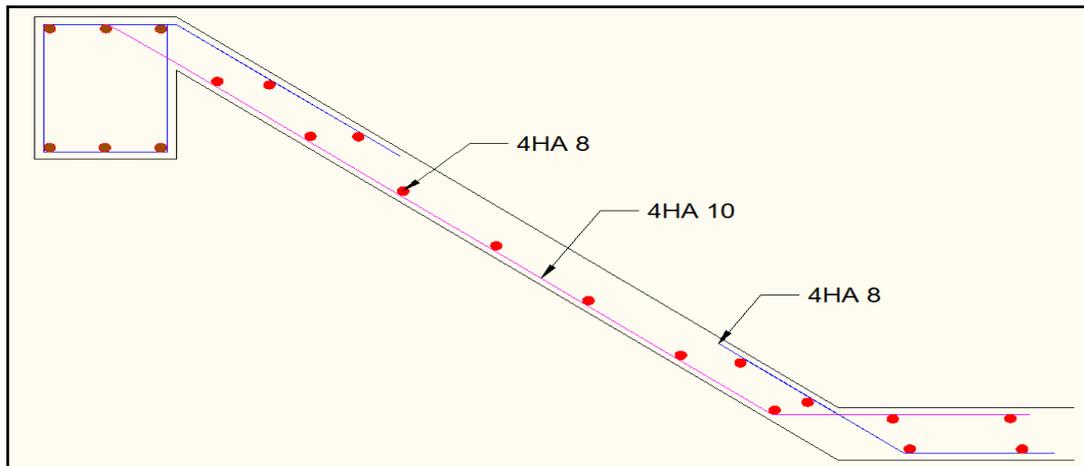


Figure III.25 : Schéma de ferrailage des volées I et II.

III.2.3.2. Etude de la volée intermédiaire :

La volée intermédiaire se calcule comme une console sollicitée par les charges suivantes :

1) Le chargement :

$$G = 8.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$R_A = \frac{q \cdot l}{2}$$

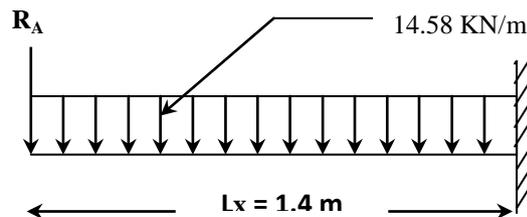


Figure III.26 : Schéma statique de la volée intermédiaire.

2) Combinaison de charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1m, (b=1m)

D'où :

ELU :

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 14.58 \text{ KN/m.}$$

$$R_A = 6.195 \text{ KN.}$$

ELS:

$$q_{sv} = G + Q = 10.52 \text{ KN/m.}$$

$$R_A = 4.47 \text{ KN.}$$

3) Les sollicitations :

Par calcul RDM :

$$\text{ELU : } M_{0\max} = \frac{q_{uv} \cdot l^2}{2} + R_A \cdot l = 22.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{0\max} = \frac{q_{sv} \cdot l^2}{2} + R_A \cdot l = 14.78 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = q_{uv} \cdot l + R_A = 26.60 \text{ KN.}$$

4) Ferrailage :

$$b= 1\text{ m}; h= 15 \text{ cm}; d= 13 \text{ cm}; f_{bu}= 14.2 \text{ MPA}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$
Sens principal	22.96	0.095	0.126	0.123	5.35

Tableau III.72 : Ferrailage de la volée intermédiaire de l'escalier type 3.

5) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité :

sens	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	Observation	$A_{adop} (\text{cm}^2/\text{ml})$
Sens principal	5.35	1.57	Vérifiée	5HA12 =5.65

Tableau III.73 : Vérification de la condition de non fragilité.

- **Les armatures de répartition : BAEL91(E.8.2.4.1)**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , \text{ on adopte: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min (2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t \leq \min (3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

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

$$V_{max} = 26.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{26.60}{1*0.13} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{admi} = (0.07*f_{c28})/1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \tau_{admi} = 1.2 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

6) Vérification à L'ELS :

▪ Etat limite de compression de béton :

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Sens principal	14.78	3.92	9019.93	6.43	15	Vérifiée

Tableau III.74 : Vérification des contraintes dans le béton pour la volée intermédiaire.

▪ Etat limite d'ouverture des fissures :

FPN: $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.Aucune vérification à faire.

▪ Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

BAEL91 (Art B.7.5)

$$\text{AN: } \begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{14.78}{20 \cdot 14.78} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b_o \cdot d} = 0.0043 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche.

7) Schéma de ferrailage :

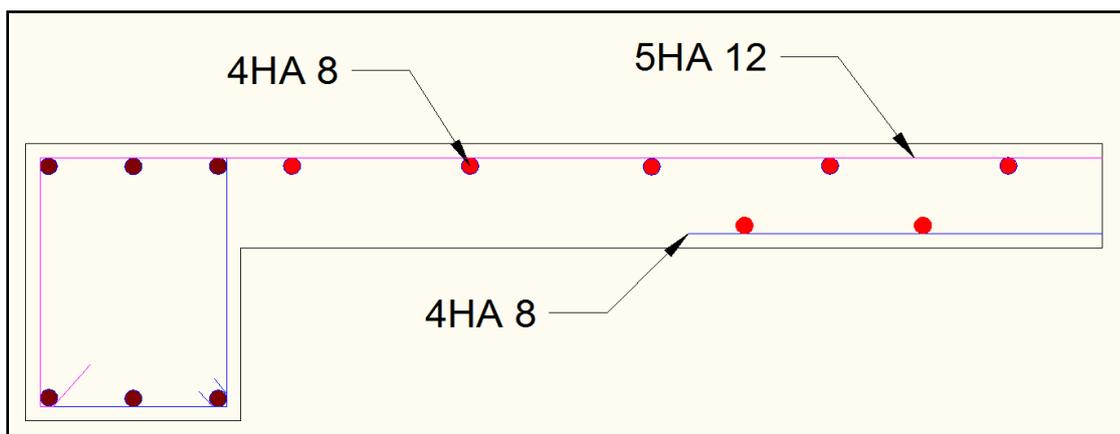


Figure III.27: Schéma de ferrailage de la volée intermédiaire de l'escalier type 3.

III.2.3.3. Etude de la poutre brisée :

La poutre brisée est une poutre inclinée qui se calcule à la flexion simple et à la torsion. Elle est soumise à son poids propre, les charges transmises par la volée sous forme de réaction d'appui ainsi qu'au moment de torsion et le poids du mur qu'elle supporte.

1) Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement se fait suivant la condition de la flèche tout en respectant les exigences du RPA99/2003 :

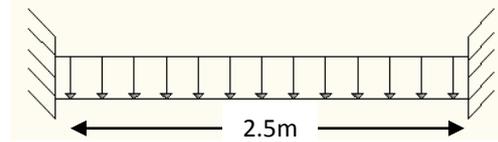


Figure III.28 : Schéma statique de la poutre brisée.

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10}$$

$$\Rightarrow 16.66 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Alors on prend : } \begin{cases} h = 25 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification des Exigences du RPA 99/2003:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases}$$

$$\text{Les conditions sont vérifiées donc on opte pour : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Le chargement :

- ✓ Poids propre de la poutre : $g_0 = 0.3 * 0.35 * 25 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Poids du mur : $g_m = 2.85 * 1.36 = 3.876 \text{ KN/ml.}$
- ✓ La charge transmise par l'escalier : $\begin{cases} ELU: R_B = 26.60 \text{ KN} \\ ELS: R_B = 19.20 \text{ KN} \end{cases}$

Alors :

$$\begin{cases} q_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B = 1.35(2.625 + 3.876) + 26.60 = 35.37 \text{ KN/ml.} \\ q_s = g_0 + g_m + R_B = 2.625 + 3.876 + 26.60 = 25.7 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

3) Les sollicitations :

ELU	ELS
$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 35.92 \text{ KN.m}$	$M^{max} = \frac{q_s * l^2}{8} = 26.1 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85 * M^{max} = 30.53 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 * M^{max} = 22.18 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.4 * M^{max} = -14.15 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.4 * M^{max} = -10.44 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 50.4 \text{ KN}$	$V_u = \frac{q_s * l}{2} = 36.62 \text{ KN}$

Tableau III.75 : Les sollicitations de la poutre brisée.

4) Ferrailage à la flexion simple :

- **Armatures longitudinales :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	30.53	0.066	0.085	0.318	2.75	5.25
En appuis	14.15	0.030	0.038	0.324	1.25	5.25

Tableau III.76 : ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.

❖ **Exigences du RPA Art7.5.2.1 (pour les poutres) :** $A_{min} = 0.5 \% b \cdot h = 5.25 \text{ cm}^2$.

5) Vérification à L'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \cdot d} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{ FPN}$$

C'est vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(50.4 \times 10^{-3} - \frac{14.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = 0.036 \text{ cm}^2$$

C'est Verifiée.

- **L'espace St :**

$$St \leq \min(0.9 \cdot d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 28.8 \text{ cm. On opte } St = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures Transversales :**

$$A_t \geq (0.4 \cdot b \cdot S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2. \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A : On a pas besoin d'armatures comprimés.}$$

D'après les calculs, la section d'armatures supérieure A' est nulle, mais le DTR exige de mettre des aciers de construction.

6) Ferrailage à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée.

$$M_{tor} = 22.96 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

- U : Périmètre de la section « Ω »
- Ω : l'aire de torsion (contour tracer a mi hauteur)
- e : Epaisseur de la paroi
- A_l: Section d'acier

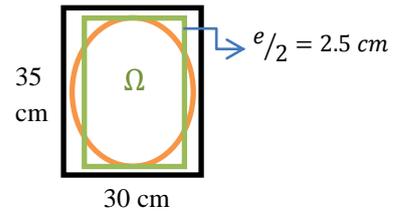


Figure III.29 : Section considérée dans le calcul de torsion.

▪ Armatures longitudinales :

$$A_{tor}^L = \frac{M_{tor} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$U = 1.07 \text{ m} , \Omega = 7.05 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 , e = 0.05 \text{ m}$$

$$A_{tor}^L = \frac{22.96 * 1.07 * 1.15}{2 * 7.05 * 400} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^L = \frac{e * U}{f_e} * 0.4 = 0.535$$

$$A_{tor}^L = 5.0 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^L \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

▪ Armatures transversales :

Soit St= 20 cm

$$A_{tor}^T = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$A_{tor}^T = \frac{22.96 * 0.2 * 1.15}{2 * 7.05 * 400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^T = \frac{e * S_t}{f_e} * 0.4 = 0.1$$

$$A_{tor}^T = 0.94 \text{ cm}^2 > A_{min}^T \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

7) Section d'armatures finale :

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	2.75	1.25	5	2.75 + $\frac{5}{2}$ = 5.25	1.25 + $\frac{5}{2}$ = 3.75	3HA16 = 6.03	3HA14 = 4.62
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.94	0.6 + 0.94 = 1.54		4φ ₈ = 2.01cm ² (Etrier + cadre) φ ₈ S _t = 20cm	

Tableau III.77 : Section d'armatures en travée et aux appuis de la poutre brisée.

$$A^t + A^a = 6.03 + 4.62 = 10.65 > A_{min} = 0.5 \% b * h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau < \bar{\tau}_u$

Avec: $\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ [BAEL91 Art A.5.4.2.1]

On a: $V^{max} = 50.4$ KN

$\tau_{flexion} = \frac{V^{max}}{b*d} = 0.5$ MPA

$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2*\Omega*e} = \frac{22.96*10^{-3}}{2*0.0705*0.05} = 3.25$ MPA

$\tau = 3.28$ MPA $< \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5$ MPA) = 3.34 MPA.....Condition vérifiée.

8) Vérification à L'ELS :

▪ **Etat limite de compression de béton :**

On doit avoir : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$, on aura "y" .

$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2$.

✓ **En travée :**

$M_t^{ser} = 22.18$ KN.m

Calculs	Vérifications
$y = 0.086$ m	$\sigma_b = 5.69$ MPA $< \bar{\sigma}_b = 15$ MPA Vérifiée.
$I = 33598.1$ cm ⁴	
$\sigma_b = 5.69$ MPA	

Tableau III.78 : Vérification des contraintes en travée.

✓ **En appuis :**

$M_a^{ser} = -10.44$ KN.m

Calculs	Vérifications
$y = 0.065$ m	$\sigma_b = 3.49$ MPA $< \bar{\sigma}_b = 15$ MPA Vérifiée.
$I = 19293.8$ cm ⁴	
$\sigma_b = 3.49$ MPA	

Tableau III.79 : Vérification des contraintes aux appuis.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10*M_o} \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

AN:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{35}{250} = 0.14 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \textit{Verifiée} \\ \frac{A}{b*d} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \textit{Verifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{250} = 0.14 \geq \frac{M_t}{10*M_o} = 0.085 \dots\dots\dots \textit{Verifiée} \end{cases}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

9) **Schéma de ferrailage de la poutre brisée :**

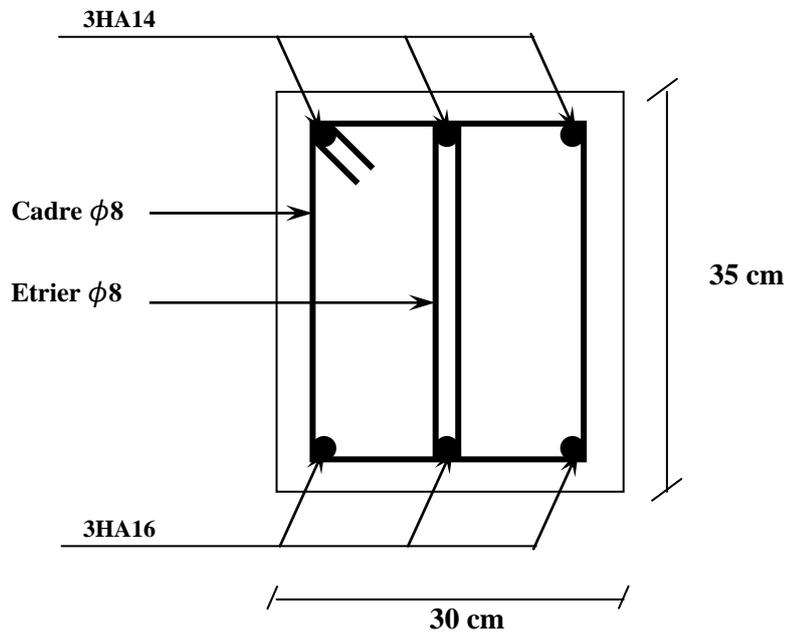


Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.3. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant 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.

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

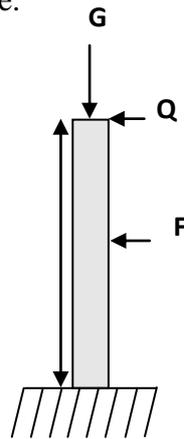


Figure III.31 : Les Sollicitations sur l'acrotère

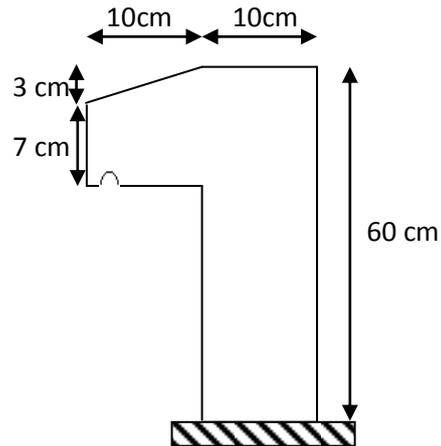


Figure III.32 : Les dimensions de l'acrotère.

III.3.1. 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.

III.3.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

- Surface: $S = [(0.6 \cdot 0.1) + (0.07 \cdot 0.1) + (0.1 \cdot 0.03)/2] \implies S = 0.0685 \text{ m}^2$.
- Poids propre: $G_1 = 25 \cdot 0.0685 \cdot 1 \implies G_1 = 1.7125 \text{ KN}$.
- Poids d'enduits extérieurs (ciment: $e = 1.5 \text{ cm}$) :
 $G_2 = 20 \cdot 0.015 \cdot 0.6 \cdot 1 \implies G_2 = 0.18 \text{ KN}$.
- Poids d'enduits intérieurs (ciment: $e = 2 \text{ cm}$) :
 $G_3 = 20 \cdot 0.02 \cdot 0.6 \cdot 1 \implies G_3 = 0.24 \text{ KN}$.
- Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.12 \text{ KN}$.
- La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$.

➤ **Horizontales** : (Force due au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{RPA99 (art 6.2.3)}$$

Avec:

F_p : Une force horizontale due au séisme

A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1) du RPA99.

W_p : poids de l'acrotère.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (Bejaia).

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,12 \text{KN} / \text{ml}. \end{array} \right.$$

Donc : $F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.12 \implies F_p = 1.02 \text{ KN}.$

III.3.3. Calcul des sollicitations :

A) Calcul du centre de gravité :

$$x_g = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_g = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

A.N:

$$x_g = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1 / 2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1 / 3)}{0,0685}$$

$$x_g = 6,12 \text{cm}$$

$$y_g = 32,85 \text{cm}$$

B) Moment engendré par les efforts normaux :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.12 \text{KN} / \text{ml} \implies M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{ml} \implies M_Q = 1 * 0.6 \implies M_Q = 0,6 \text{KN.m}.$$

$$F_p = 1.02 \text{KN} \implies M_{F_p} = F_p * y_g = 1.02 * 0.3285 \implies M_{F_p} = 0,335 \text{KN.m}.$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2.12	2,86	2,12
M (KN)	0.935	0,9	0,6

Tableau III.80 : Différentes combinaisons d'actions.

C) Calcul de l'excentricité :

$$\text{On a : } e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.86} \implies e_1 = 0.31 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 Par e (l'excentricité réelle de calcul) tel que : « $e = e_1 + e_2 + e_a$ ».

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Telles que :

e_1 : excentricité structurelle.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

Selon le (RPA Art A.4.3.5) : $e_a = \max(2cm; \frac{H}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée. Généralement est égale à 2.

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 2 \times H = 0.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{On a : } M_G = 0 \implies \alpha = 0$$

$$\text{Donc : } e_2 = 0.0086 \text{ m}$$

$$e = 0.31 + 0.02 + 0.0086 \implies e = 0.338 \text{ m.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.86 \text{ KN}; M_U = N_U * e = 2.86 * 0.338 = 0,967 \text{ KN.m}$$

III.3.4. Ferrailage :

A) Calcul à L'ELU :

$$h = 10 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

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

- ✓ M_u et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.967 + 2.86 * \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.024 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.024 * 10^{-3}}{1 * 0.07^2 * 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

$$d' \text{ où : } A's = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.018$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.07 \text{ m}$$

$$A_L = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.024 * 10^{-3}}{0.07 * 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.42 * 10^{-4} - \frac{2.86 * 10^{-3}}{348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

B) Vérification à L'ELU :

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,07 * \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1,13 cm}^2 / \text{ml).}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 * f_{c28}, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2.5, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.03 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement

• **Vérification de l'adhérence : (BAEL91 Article. A.6.1, 21)**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$$

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

C) Vérification à L'ELS :

$$d = 0.07 \text{ m} ; N_{ser} = 2.12 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que :

e_A : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.12) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.3 \text{ m}$$

$$e_A > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.07 - 0.3 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m}$$

$$c = -0.23 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b$$

$$\begin{cases} P = -3 * (-0.23)^2 + 90 * 2.01 * 10^{-4} * \frac{(0.07+0.23)}{1} = -0.153 \text{ m}^2 \\ q = -2 * (-0.23)^3 + 90 * 2.01 * 10^{-4} * \frac{(0.07+0.23)^2}{1} = 0.023 \text{ m}^3 \end{cases}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.233 \Rightarrow y_{ser} = 0.003 \text{ m}$.

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 1.97 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} * y = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_S = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = 10.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_S = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

III.3.5. Schéma de Ferrailage :

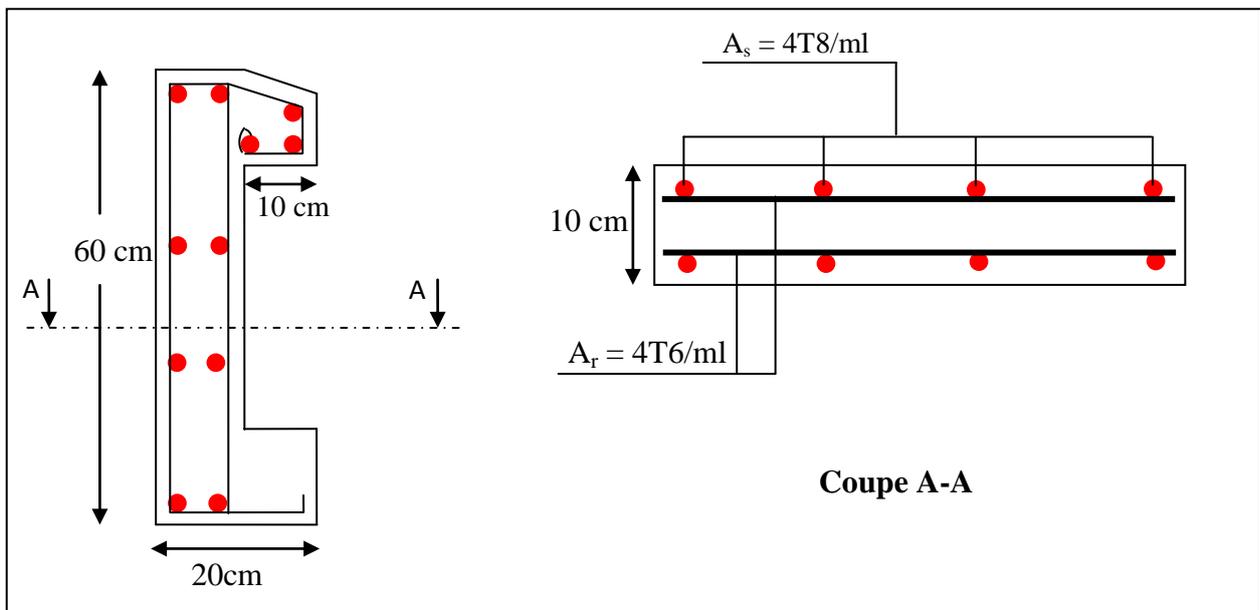


Figure III.33: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes ou des chargements vers les différents niveaux de la construction, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

III.5.1. Caractéristiques de l'ascenseur :

- **Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{Charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8,4$$

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur pour 8 personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L_y = 150 \text{ cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_x = 130 \text{ cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220 \text{ cm}$: Hauteur de l'ascenseur

$F_c = 102 \text{ KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82 \text{ KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_p = 6,3 \text{ KN}$: la charge nominale.

$V = 1 \text{ m/s}$: La vitesse.

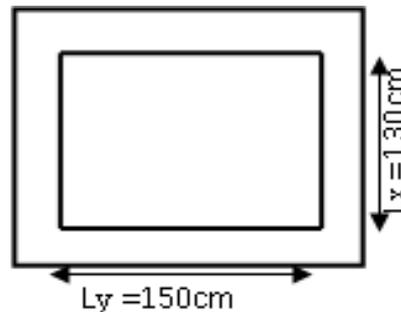


Figure III.34 : Les dimensions de l'ascenseur.

III.4.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 130 \text{ cm}$, $L_y = 150 \text{ cm} \Rightarrow S = 1,30 * 1,50 = 1,95 \text{ m}^2$

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur de **e = 20cm**.

III.4.2.1. La dalle inferieure « Cas d'une charge repartie » :

1) Evaluation des charges et surcharges :

✓ Poids de la dalle en béton armé :

$$G_1 = 25 \cdot 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Poids de revêtement en béton : (e= 4 cm)

$$G_2 = 25 \cdot 0.04 = 1 \text{ KN/m}^2$$

✓ La charge due a la cuvette :

$$G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.95} = 52.3 \text{ KN/m}^2$$

✓ La charge total G :

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 5 + 1 + 52.3 = 58.3 \text{ KN/m}^2$$

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

2) Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \cdot 58.3 + 1.5 \cdot 1 = 80.95 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,87 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

▪ Calcul des moments : (Annexe 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,87 \\ v = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q_u = 6.65 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 4.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ Calcul des moments réels :

✓ Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x' : M_t^x = 0.85 \cdot M_{ox} = 0.85 \cdot 6.65 = 5.65 \text{ KN.m} \\ \text{Sens } y - y' : M_t^y = 0.85 \cdot M_{oy} = 0.85 \cdot 4.82 = 4.1 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Moment en appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = M_a^y = -0.4 \cdot M_{ox} = -2.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3) Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x=18\text{cm}$ et $d_y=17\text{cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens		$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	5.65	0.0122	0.0154	0.1788	0.90
	y-y	4.1	0.0099	0.0125	0.1691	0.70
appui		2.66	0.0057	0.0072	0.1794	0.42

Tableau III.81 : Ferrailage de la dalle inferieure d'ascenseur.

4) Vérifications à l'ELU :

▪ **Condition de non fragilité :**

Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité :

sens		A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation	A_{adop} (cm ² /ml)
travée	x-x	0.90	1.7	Non vérifiée	4HA10 =3.14
	y-y	0.70	1.6	Non vérifiée	4HA10 =3.14
appui		0.42	2.05	Non vérifiée	4HA10 =3.14

Tableau III.82 : Vérification de la condition de non fragilité.

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{min}

Avec : $e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$

$$A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3-\rho}{2}\right) * b * e \quad ; \quad A_y^{min} = \rho_0 * b * e$$

▪ **Espacement des barres :**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

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

$$V_{max} = V_x = \frac{q_u}{2} l_x * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 33.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{33.64}{1*0.17} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{admi} = (0.05 * f_{c28}) = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \tau_{admi} = 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement, donc : pas d'armatures transversales.

5) Vérifications à l'ELS :

$$q_s = 58.3 + 1.5 = 59.8 \text{ KN}$$

▪ **Calcul des moments : (Annexe 1)**

$$\begin{cases} \rho = 0,87 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 5,62 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 4,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Calcul des moments réels :**

✓ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 5.62 = 4.78 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 4.54 = 3.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{ox} = -1.9 \text{ KN.m}$$

▪ **Etat limite de compression de béton :**

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	xx	4.78	3.673	11319.62	1.55	15	Vérifiée
	yy	3.86	3.558	10011.77	1.37	15	Vérifiée
En appuis		1.9	3.673	11319.62	0.62	15	Vérifiée

Tableau III.83 : Vérification des contraintes dans le béton.

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \sigma_{bc} \frac{(d-y)}{y} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$FPN: \bar{\sigma}_{st} = \frac{fe}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
En travée	xx	4.78	3.673	11319.62	90.75	348	Vérifiée
	yy	3.86	3.558	10011.77	77.73	348	Vérifiée
En appuis		1.9	3.673	11319.62	36.07	348	Vérifiée

Tableau III.84 : Vérification des contraintes dans l'acier.

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 * M_o} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A}{b_o * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots 2 \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Art B.7.5)}$$

Sens xx :

$$\begin{cases} \frac{h}{lx} = \frac{20}{130} = 0.15 \geq \frac{M_t}{20 * M_o} = \frac{4.78}{20 * 5.62} = 0.045 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b_o * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.18} = 1.74 * 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Sens yy :

$$\begin{cases} \frac{h}{ly} = \frac{20}{150} = 0.13 \geq \frac{M_t}{20 * M_o} = \frac{3.86}{20 * 4.54} = 0.04 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b_o * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.17} = 1.84 * 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

6) Schéma de ferrailage :

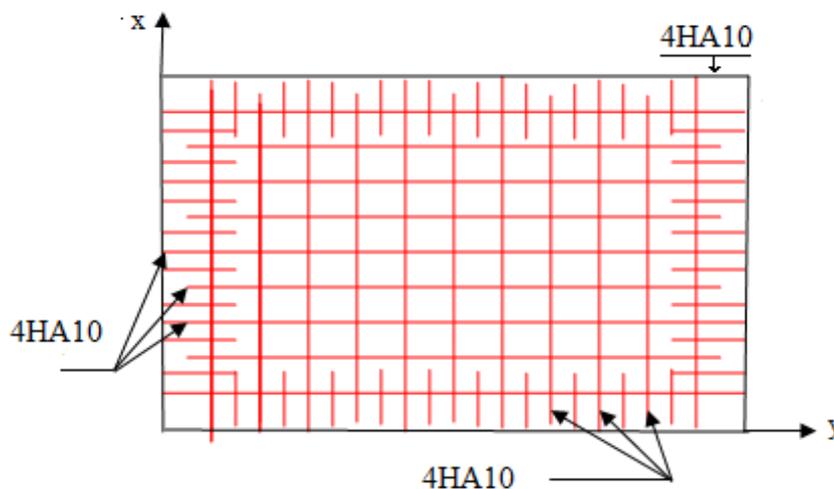


Figure III.35 : Schéma de ferrailage de la dalle inférieure.

III.4.2.2. La dalle supérieure « cas d'une charge concentrée » :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \cdot b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

Avec :

- ✓ a_0, b_0 : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.
- ✓ u, v : les dimensions de la surface du rectangle d'impact de la charge p .
- ✓ a_0 et u : dimensions suivant x-x.
- ✓ b_0 et v : dimensions suivant y-y.

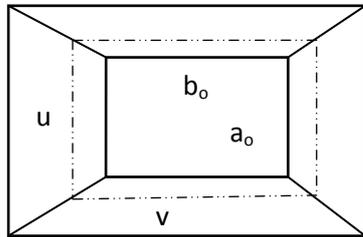


Figure III.36 : Schéma représentant la surface d'impact.

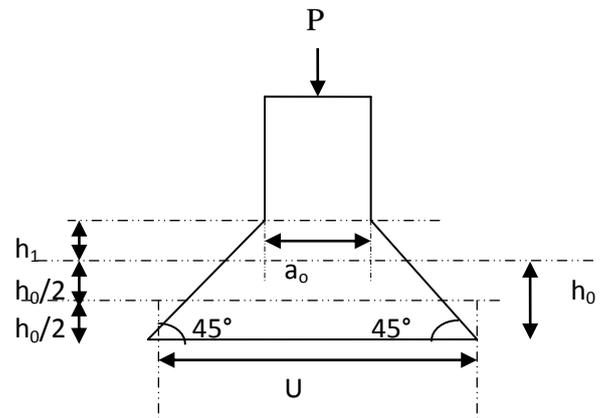


Figure III.37: Calcul du Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a : } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

- ✓ h_1 : Épaisseur de revêtement sur la dalle $h_1 = 4\text{cm}$
- ✓ h_0 : Épaisseur de la dalle
- ✓ ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

On a un revêtement en béton donc : $\xi = 1$

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 * 1 * 4 = 108 \text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 * 1 * 4 = 108 \text{ cm} \end{cases}$$

1) Evaluation des charges :

- ✓ D_m : Charge due à la salle des machines
- ✓ P_m : Charge due à l'ascenseur.
- ✓ P_p : La charge nominale

$$G = D_m + P_m + P_p = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

2) Calcul des sollicitations: ELU

$$P_u = 1.35 * G = 1.35 * 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{p}{a_0 * b_0} = \frac{139.455}{0.8 * 0.8} = 217.9 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Calcul des moments :**

✓ **Moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * (M_1 + vM_2) * u * v \\ M_{y2} = q_u * (M_2 + vM_1) * u * v \end{cases}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{108}{130} = 0.83$ et $\rho = 0,87$
- M_2 est en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{108}{150} = 0.72$ et $\rho = 0,87$
- $v = 0$ à l'ELU

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.065$ KN.m et $M_2=0.052$ KN.m

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 * q_u * u * v \\ M_{y1} = M_2 * q_u * u * v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 0.065 * 217.9 * 1.08 * 1.08 = 16.52 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0.052 * 217.9 * 1.08 * 1.08 = 13.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments due au poids propre de la dalle :**

$$q_u = 1.35 * 6 + 1.5 * 1 = 9.6 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,87 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 0.79 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 16.52 + 0.79 = 17.31 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 13.22 + 0.57 = 13.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 17.31 = 14.71 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 13.80 = 11.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{ox} = - 6.92 \text{ KN.m}$$

3) Ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x=18\text{cm}$ et $d_y=17\text{cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens		$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	14.71	0.0319	0.04	0.177	2.38
	y-y	11.73	0.0285	0.036	0.167	2.01
appui		6.92	0.016	0.019	0.178	1.12

Tableau III.85 : Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur.

4) Vérification à l'ELU :

▪ **Condition de non fragilité :**

Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité :

sens		A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Observation	A _{adop} (cm ² /ml)
travée	x-x	2.38	1.7	Vérifiée	4HA10 = 3.14
	y-y	2.01	1.6	Vérifiée	4HA10 = 3.14
appui		1.12	2.05	A _{min}	4HA10 = 3.14

Tableau III.86 : Vérification de la condition de non fragilité.

▪ **Espacements :**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 100/4 = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

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

➤ Sous charge concentrée : avec $a_0 = b_0$

$$V_{\max} = \begin{cases} V_x = \frac{p_u}{3a_0 \cdot b_0} & \text{si } a_0 > b_0 \\ V_x = \frac{p_u}{3b_0} & \text{si } a_0 \leq b_0 \end{cases}$$

$$V_{\max} = V_x = \frac{p_u}{3b_0} = \frac{139.455}{3 \cdot 0.8} = 58.106 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{58.106}{1 \cdot 0.18} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{admi}} = (0.07 \cdot f_{c28}) / 1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} < \tau_{\text{admi}} = 1.2 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

▪ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq \frac{0.045}{\gamma b} \cdot v \cdot h \cdot f_{c28} \dots \dots \dots \text{A.5.2.4.2}$$

- ✓ Q_u : charge de calcul à l'ELU
- ✓ h : l'épaisseur totale de la dalle, $h = 20\text{cm}$
- ✓ v : le périmètre du rectangle d'impact.

$$v = (v + u) \cdot 2 = 4.32\text{m}$$

$$Q_u = 217.9 \text{ KN} < 648 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

5) Vérification à L'ELS :

$$P_s = p = 103.3 = 103.3 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{p}{a_o * b_o} = \frac{103.3}{0.8 * 0.8} = 161.40 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des moments :**

- ✓ **Moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + vM_2) * q_u * u * v \\ M_{y2} = (M_2 + vM_1) * q_u * u * v \end{cases}$$

- $v = 0.2$ à l'ELS

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.065 \text{ KN.m}$ et $M_2=0.052 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_{x1} = (0.065 + 0.2 * 0.052) * 161.4 * 1.08 * 1.08 = 14.19 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (0.052 + 0.2 * 0.065) * 161.4 * 1.08 * 1.08 = 12.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Moments due au poids propre de la dalle :**

$$q_s = 6+1 = 7 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,87 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 0.66 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 14.19 + 0.66 = 14.85 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 12.23 + 0.53 = 12.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 14.85 = 12.62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 12.76 = 10.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{ox} = -5.94 \text{ KN.m}$$

➔ **Vérification des contraintes :**

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	xx	12.62	3.673	11319.62	4.09	15	Vérifiée
	yy	10.85	3.558	10011.77	3.85	15	Vérifiée
En appuis		5.94	3.673	11319.62	1.92	15	Vérifiée

Tableau III.87 : Vérification des contraintes dans le béton.

- **État limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \sigma_{bc} \frac{(d-y)}{y} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

		M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (Cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
En travée	xx	12.62	3.673	11319.62	263.89	201.64	Non Vérifiée
	yy	10.85	3.558	10011.77	239.05	201.64	Non Vérifiée
		5.94	3.673	11319.62	124.163	201.64	Vérifiée

Tableau III.88 : Vérification des contraintes dans l'acier.

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ La condition n'est pas vérifiée donc il faut recalculer la section d'armature à l'ELS :

- **Sens x-x :**

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{13.90}{1*(0.18)^2*201.64} = 0.00212$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \rightarrow \text{par tâtonnement on trouve } \alpha = 0.23$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 4.147 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 4HA12 $\Rightarrow A_{adop} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- **Sens y-y :**

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{11.87}{1*(0.18)^2*201.64} = 0.00181$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \rightarrow \text{par tâtonnement on trouve } \alpha = 0.215$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 3.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5HA10 $\Rightarrow A_{adop} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

6) Schéma de ferrailage :

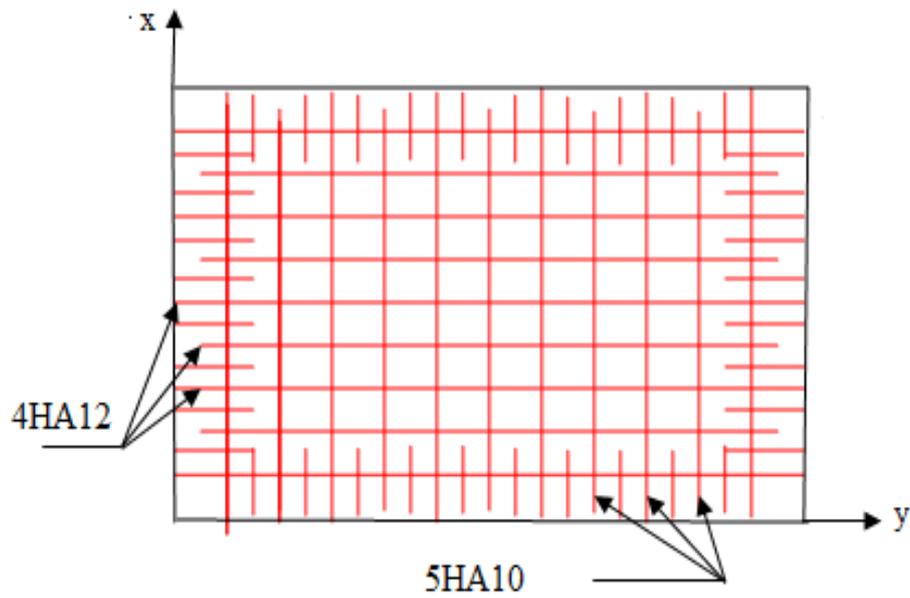


Figure III.38 : Schéma de ferrailage de la dalle supérieure.

III.5. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, dans notre structure elles servent d'appui pour la cloison extérieure et aussi pour le plancher à corps creux.

III.5.1. Pré-Dimensionnement :

III.5.1.1. Exigences du RPA 99/2003 (Art 9.3.3)

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15$ cm.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

$$\text{Donc : } b \geq 2/3 * 30 = 20 \text{ cm.}$$

III.5.1.2. Condition de la flèche : $L_{\max} = 3.85$ m

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$$

$$\text{On opte : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

III.5.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple.

❖ Type de poutre de chaînage :(Etage de service 1)



Figure III.39 : Schéma statique des poutres chaînées.

- ✓ Poids propre : $G_{p.c} = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Poids du mur : $G_{mur} = 2.85 (3.06 - 0.35) = 7.75 \text{ KN/ml.}$

$$ELU: \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 14.01 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2 / 8 = 25.95 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l / 2 = 26.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 10.38 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2 / 8 = 19.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Correction des moments :

$$\text{Travée : } \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 22.05 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 16.35 \text{ KN.m} \end{cases}, \quad \text{Appuis : } \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -12.97 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -9.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.3. Ferrailage :

- Armatures longitudinales : $d = 32\text{cm}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	22.05	0.042	0.054	0.34	1.85	3HA12=3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.16$
Appuis	-12.97	0.025	0.031	0.34	1.08	3HA10=2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.16$

Tableau III.89 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

- Armatures transversales :

Soit : $A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

III.5.4. Vérification à L'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, \text{ FN ... Vérifiée.}$$

- L'espacement :

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 71.33 \text{ cm.}$$

$$\textcircled{2} S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 28.8 \text{ cm.}$$

$$\textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})} \leq \frac{0.8 * 400 * 1.85}{30(0.28 - 0.3 * 1 * 2.1)} \leq 0$$

Avec : $k = 1$, car $\begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$

Le RPA99/2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h, 25 \text{ cm})$

On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.5.5. Vérification à L'ELS:

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	16.35	0.084	31406.4	5.12	15	Vérifiée
Appuis	- 9.61	0.063	18054.6	3.92	15	Vérifiée

Tableau III.90 : Vérification des contraintes à L'ELS.

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10*M_o} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{35}{385} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b*d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{385} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10*M_o} = 0.084 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de faire la vérification.

III.5.6. Schéma de ferrailage :

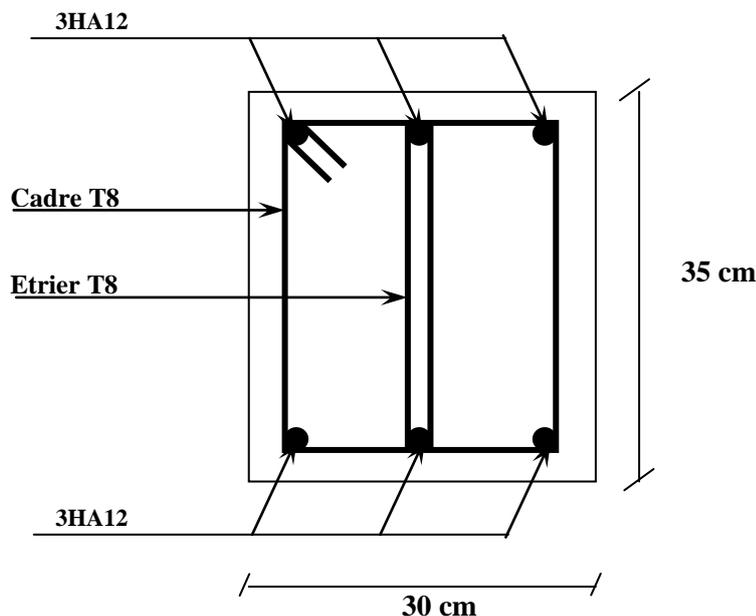


Figure III.40 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut induire des dégâts matériels et humains très importantes. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. A cause de ces dégâts l'étude du comportement de la construction sous l'action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue.

La conception parasismique ne se limite pas seulement au dimensionnement, mais elle met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

IV.1. Méthodes de calcul :

Le règlement parasismique algérien « **RPA99/2003** » propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente :

A/ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B/ Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003 (art 4.1.2)**.

C/ Calcul de la force sismique totale : (Art 4.2.3) RPA99/version 2003

L'effort sismique total V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**

Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique **Tableau (4.1)**.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dans notre cas : - Groupe d'usage 2} \\ \text{- Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

- **R : Coefficient du comportement global de la structure**

Sa Valeur est donnée par le (**Tableau 4.3**) du **RPA 99 /2003** en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte) $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$

- **Q : Facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent ;
- La régularité en plan et en élévation;
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec :

P_q : La pénalité à retenir selon que les critères de qualité q " sont satisfaits ou non

Sa valeur est donnée par le **Tableau 4.4** du **RPA99/2003**

Pénalités	Observée	Q _x	Observée	Q _y
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.05	Oui	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
Somme		1.05		1.05

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q.

▪ **W : Poids total de la structure**

W est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

- ❖ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- ❖ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ❖ β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **Tableau (4-5)**.

β = 0,2 → Usage d'habitation et service.

β = 0,6 → Usage commercial.

Pour notre structure : **W = 25411.218 KN.**

▪ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

✓ *Estimation de la période fondamentale de la structure :*

Selon le **RPA 99/2003 (Art 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) T = C_T * H_N^{3/4} \quad \text{(Formule 4-6)}$$

Avec :

H_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

⇒ H_N = 26.50 m.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

(Tableau 4.6 du RPA 99 /2003) $\Rightarrow C_T = 0.05$

Donc : $T = 0.584 \text{ s}$

$$2) T = 0,09 * \frac{H_N}{\sqrt{L}} \quad \text{(Formule 4-7)}$$

Avec :

L : La dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 19.30 \text{ m} \\ L_y = 10.90 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.543 \text{ s} \\ T_y = 0.722 \text{ s} \end{cases}$$

On prend la petite valeur pour T :

$$T_X = \min (0.522; 0.567) = 0.543 \text{ s}$$

$$T_Y = \min (0.695; 0.567) = 0.584 \text{ s}$$

Donc la Periode fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_X = 1.3 * 0.522 = 0.706 \text{ s}$$

$$T_Y = 1.3 * 0.567 = 0.759 \text{ s}$$

✓ Valeur de T_1 et T_2 :

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **RPA99/2003** (Tableau 4.7)

$$\text{Sol Meuble} \Rightarrow \text{site } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

Puisque : $T_2 < T < 3 \text{ s}$ On prend : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ \rightarrow facteur de correction d'amortissement.

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, du type de remplissage **RPA 99/2003** (Tableau 4.2).

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$.

Ce qui donne : $\eta = 0.82$

$$\begin{cases} D_x = 1.931 \\ D_Y = 1.839 \end{cases}$$

Donc :

$$V_X = 1543.075 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1472.034 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

➤ **Modale spectrale :**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A/ Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B/ Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 % de la masse globale de la structure.

C/ Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **RPA99 (Formule 4-13)**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

D/ Représentation graphique du spectre de réponse :

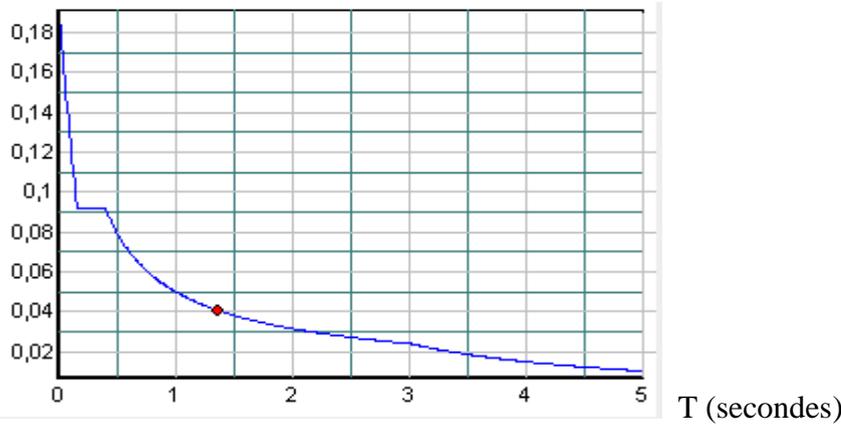


Figure IV.1 : Spectre de réponse de la structure.

➤ **Par Accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2. Analyse dynamique :

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, notre structure sera modélisée grâce au logiciel **SAP2000 (version 14.2.2)**.

Ce dernier (**SAP 2000**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post processeur graphique facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats de calcul.

IV.2.1. Disposition des voiles adoptée :

Après avoir essayé plusieurs dispositions de voiles avec le souci d'éliminer la torsion des premiers modes de vibration et aussi celui d'avoir une interaction voile-portique satisfaisant à la fois les règles du **RPA99 /2003** et les contraintes architecturales de la structure ;

On a opté pour la disposition suivante :

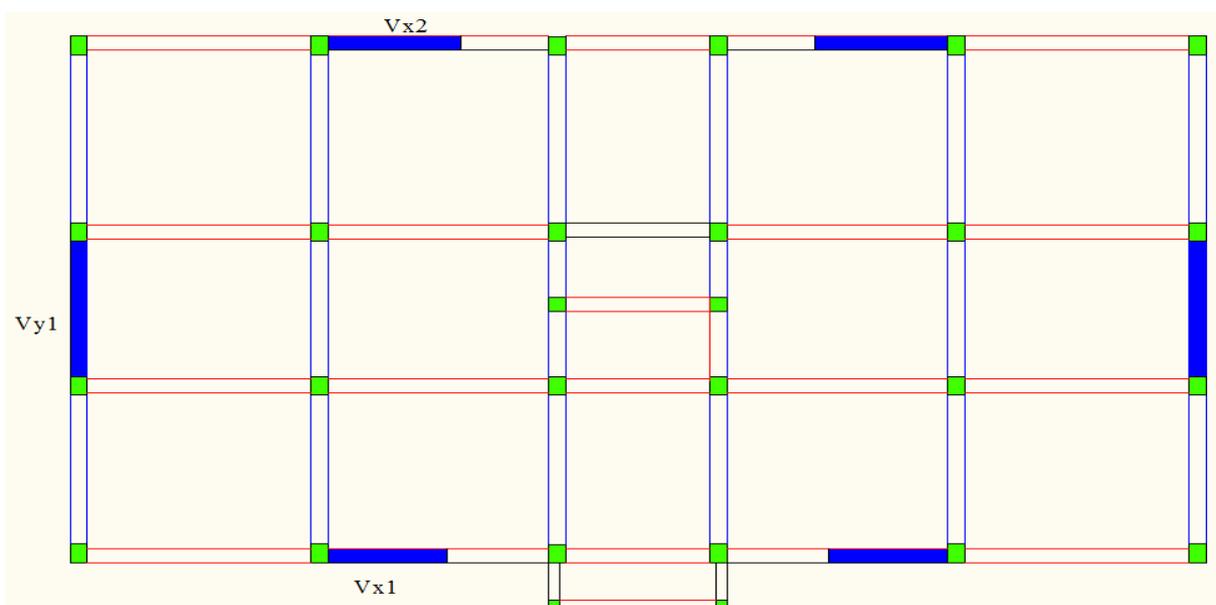


Figure IV.2 : disposition des voiles de contreventement.

IV.2.2. Analyse du comportement de la structure :

✓ Mode (1) :

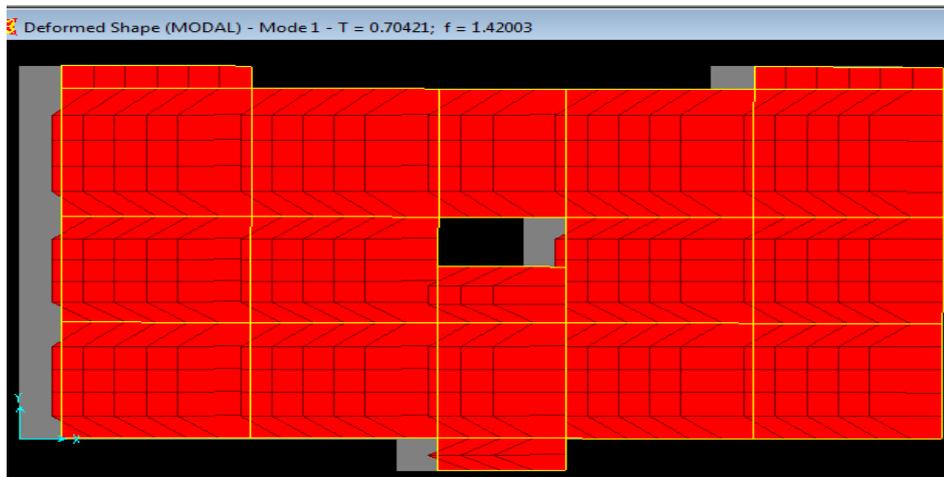


Figure IV.3 : 1^{er} mode de déformation (translation suivant x Avec $T = 0.704$ sec)

Analyse des résultats :

La participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, ce qui donne un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.704$ sec) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30% ($T = 0.706$ sec).

✓ Mode (2) :

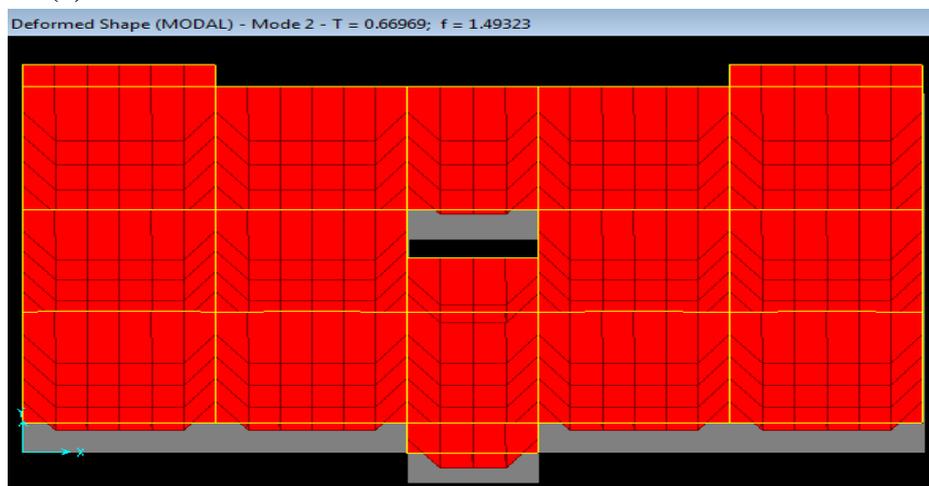


Figure IV.4: 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y Avec $T=0.669$ sec)

Analyse des résultats :

La participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, ce qui donne un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T= 0.669$ sec) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30% ($T= 0.759$ sec).

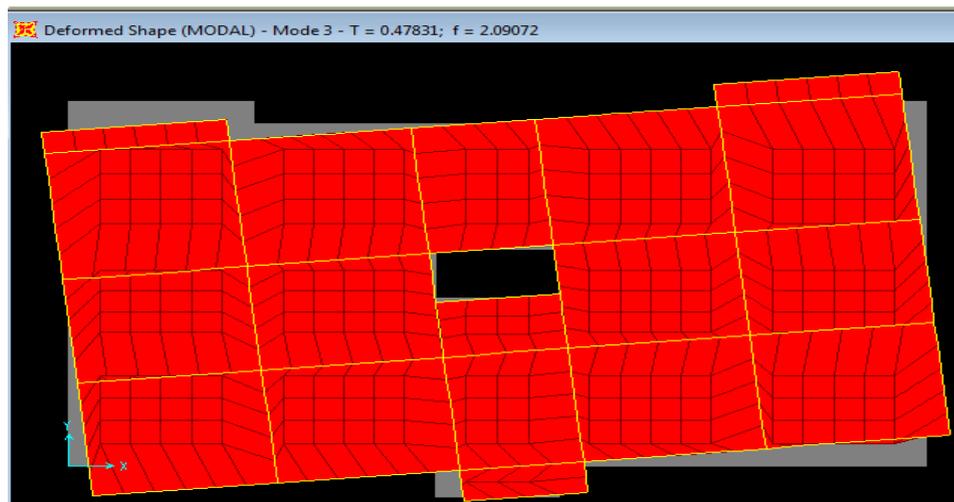
✓ **Mode (3) :**

Figure IV.5: 3^{ème} mode de déformation (torsion suivant Z Avec $T=0.478$ sec)

IV.2.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

✓ Période de vibration et taux de participation des masses modales :

Le RPA99/2003 (Art 4-3-4) exige que le taux de participation massique pour les modes retenus soit supérieur à 90% de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant résume les résultats :

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,704212	0,73674	0,00016	2,381E-08	0,73674	0,00016	2,381E-08
2	0,669691	0,00016	0,70325	4,286E-07	0,7369	0,70341	4,524E-07
3	0,478305	0,00082	0,0000011	6,686E-08	0,73772	0,70341	5,193E-07
4	0,229316	0,12784	1,727E-07	0,00000010	0,86555	0,70341	6,213E-07
5	0,193196	1,209E-10	0,15572	0,00481	0,86555	0,85913	0,00481
6	0,183015	2,825E-08	0,00733	0,08825	0,86555	0,86647	0,09306
7	0,13617	0,03857	6,018E-07	1,007E-09	0,90412	0,86647	0,09306
8	0,12521	0,004	2,375E-07	1,103E-07	0,90812	0,86647	0,09306
9	0,113586	6,999E-07	0,04508	0,00001677	0,90813	0,91155	0,09308
10	0,097772	1,164E-13	0,0000424	0,00006484	0,90813	0,91159	0,09314
11	0,089318	0,0003	5,754E-08	1,861E-10	0,90842	0,91159	0,09314
12	0,08838	0,03586	1,319E-08	2,637E-07	0,94429	0,91159	0,09314

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation des masses modales.

NB :

Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 9^{ème} mode (Sens - Y) et à partir du 7^{ème} mode dans (Sens - X) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

✓ **Justification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article (3.4.A.4.a) du **RPA99/version2003** stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

▪ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{: Pourcentage des charges verticales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{: Pourcentage des charges verticales repris par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales sont résumés dans le tableau suivant :

niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	20105,81	1988,07	91,001	8,999
1^{er} étage	20318,71	4462,85	81,991	18,008
2^{ème} étage	16915,33	3876,72	81,354	18,645
3^{ème} étage	14060,69	3255,55	81,199	18,801
4^{ème} étage	11495,16	2665,39	81,177	18,822
5^{ème} étage	9033,46	2017,74	81,741	18,258
6^{ème} étage	6566,46	1375,93	82,676	17,323
7^{ème} étage	4226,32	685,43	86,044	13,955

Tableau IV.3 : Interaction sous charges verticales.

▪ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales repris par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
RDC	400,755	283,365	58,579	41,420	502,972	650,237	43,614	56,385
1 ^{er} étage	506,485	627,451	44,666	55,333	448,823	564,977	44,271	55,728
2 ^{ème} étage	614,704	475,936	56,361	43,638	556,847	480,336	53,688	46,311
3 ^{ème} étage	593,577	401,223	59,667	40,332	480,585	442,931	52,038	47,961
4 ^{ème} étage	520,4	361,226	59,027	40,977	450,183	361,732	55,447	44,552
5 ^{ème} étage	509,696	235,037	68,440	31,559	432,515	253,033	63,090	36,909
6 ^{ème} étage	354,743	233,4	60,315	39,684	424,678	128,005	76,839	23,160
7 ^{ème} étage	351,047	116,92	75,015	24,984	456,682	123,344	78,734	21,265

Tableau IV.4 : Interaction sous charges horizontales.

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portiques-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

✓ Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon le **RPA99/2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn} / V_{sta}
Sens x-x	1235,744	1543,075	0.8008832
Sens y-y	1228,3	1472,034	0,834424

Tableau IV.5: Vérification de l'effort tranchant à la base.

On voit bien que : $V_{dy} > 0.8V_{sta}$

Avec :

V_{dy} : Effort tranchant (Dynamique) retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

V_{sta} : Effort tranchant(Statique) calculé à partir de la méthode statique équivalente

Donc : Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort normale réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul.

B_c : Aire (section brute) du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours = 25 MPa

Niveaux	Repérage des poteaux	Combinaison	B_c (cm ²)	N_d (KN)	V	Observation
RDC	Frame 81	G+Q+Ex	0,3	1732,743	0,23103	Vérifiée
1 ^{er} étage	Frame 212	G+Q+Ex	0,3	1553,757	0,20716	Verifiée
2 ^{ème} étage	Frame 230	G+Q+Ex	0,3	1306,081	0,17414	Verifiée
3 ^{ème} étage	Frame 267	G+Q+Ex	0,27	1080,962	0,16014	Verifiée
4 ^{ème} étage	Frame 457	G+Q+Ex	0,27	869,204	0,12877	Verifiée
5 ^{ème} étage	Frame 458	G+Q+Ex	0,2475	663,556	0,10724	Verifiée
6 ^{ème} étage	Frame 509	G+Q+Ex	0,2475	464,202	0,07502	Verifiée
7 ^{ème} étage	Frame 510	G+Q+Ex	0,22	266,085	0,04837	Verifiée

Tableau IV.6: Vérification de l'effort normal réduit.

✓ **Vérification des déplacements : (Article 4.4.3) RPA 99/2003**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4-19).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Donc : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ RPA99 (Art. 5.10)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

▪ Sens x-x :

Niveaux	Sens X – X						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	
RDC	0,0009	0,0045	0	0,0045	4,08	0,00110294	vérifiée
1 ^{er} étage	0,002	0,01	0,0045	0,0055	3,06	0,00179739	vérifiée
2 ^{ème} étage	0,0034	0,017	0,01	0,007	3,06	0,00228758	vérifiée
3 ^{ème} étage	0,0049	0,0245	0,017	0,0075	3,06	0,00245098	vérifiée
4 ^{ème} étage	0,0063	0,0315	0,0245	0,007	3,06	0,00228758	vérifiée
5 ^{ème} étage	0,0076	0,038	0,0315	0,0065	3,06	0,00212418	vérifiée
6 ^{ème} étage	0,0089	0,0445	0,038	0,0065	3,06	0,00212418	vérifiée
7 ^{ème} étage	0,0099	0,0495	0,0445	0,005	3,06	0,00163399	vérifiée

Tableau. IV. 7: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

▪ Sens y-y :

Niveaux	Sens Y – Y						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	
RDC	0,0007	0,0035	0	0,0035	4,08	0,00085784	vérifiée
1 ^{er} étage	0,0017	0,0085	0,0035	0,005	3,06	0,00163399	vérifiée
2 ^{ème} étage	0,003	0,015	0,0085	0,0065	3,06	0,00212418	vérifiée
3 ^{ème} étage	0,0045	0,0225	0,015	0,0075	3,06	0,00245098	vérifiée
4 ^{ème} étage	0,006	0,03	0,0225	0,0075	3,06	0,00245098	vérifiée
5 ^{ème} étage	0,0076	0,038	0,03	0,008	3,06	0,00261438	vérifiée
6 ^{ème} étage	0,0091	0,0455	0,038	0,0075	3,06	0,00245098	vérifiée
7 ^{ème} étage	0,0105	0,0525	0,0455	0,007	3,06	0,00228758	vérifiée

Tableau. IV. 8: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Analyse des résultats :

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage :

$$\Delta k_{\max} = 0.75 \text{ cm} < 1\% h_k = 3.06 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

✓ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d'étage (k).

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Si $\theta_k < 0,1$: Les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Sens X - X					Observation
	Δk (m)	Pk (t)	Vk(t)	hk (m)	θ	
RDC	0,0045	25411,218	1235,744	4,08	0,02268033	vérifiée
1^{er} étage	0,0055	19103,935	1133,936	3,06	0,03028137	vérifiée
2^{ème} étage	0,007	15941,709	1090,64	3,06	0,03343721	vérifiée
3^{ème} étage	0,0075	13096,191	994,8	3,06	0,03226629	vérifiée
4^{ème} étage	0,007	10296,838	881,626	3,06	0,02671752	vérifiée
5^{ème} étage	0,0065	7496,482	744,733	3,06	0,02138203	vérifiée
6^{ème} étage	0,0065	4740,048	588,143	3,06	0,01711953	vérifiée
7^{ème} étage	0,005	0	467,967	3,06	0	vérifiée

Tableau. IV.9: Vérification de l'effet P-Δ (sens x-x).

Niveau	Sens Y - Y					Observation
	Δk (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	
RDC	0,0035	25411,218	1228,3	4,08	0,01774716	vérifiée
1 ^{er} étage	0,005	19103,935	1013,8	3,06	0,03079067	vérifiée
2 ^{ème} étage	0,0065	15941,709	1037,183	3,06	0,03264912	vérifiée
3 ^{ème} étage	0,0075	13096,191	923,516	3,06	0,03475685	vérifiée
4 ^{ème} étage	0,0075	10296,838	811,915	3,06	0,03108373	vérifiée
5 ^{ème} étage	0,008	7496,482	685,548	3,06	0,02858829	vérifiée
6 ^{ème} étage	0,0075	4740,048	552,683	3,06	0,02102067	vérifiée
7 ^{ème} étage	0,007	0	580,026	3,06	0	vérifiée

Tableau. IV.10: Vérification de l'effet P- Δ (sens y-y).

Analyse des résultats :

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet **P- Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente ($H > 23$ m). La modélisation de notre structure est donc réalisée à l'aide du logiciel **Sap2000 V14.2.2**. Après plusieurs essais, nous avons retenue une disposition qui assure un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis du **RPA 99/version 2003**. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ) et toutes les exigences du RPA et cela nous a conduit à changer les dimensions des poteaux, des poutres et des voiles comme suit :

- ✓ Section transversale des poutres principales et secondaires (30 x 40).
- ✓ Epaisseur des voiles $\begin{cases} 20 \text{ cm, Sous sol, RDC.} \\ 15 \text{ cm, (1^{er} - 7^{ème}) étage.} \end{cases}$
- ✓ Poteaux Sous-sol, RDC et 1^{er} étage : (60*50) cm²
- ✓ Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage : (60*45) cm²
- ✓ Poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage : (55*45) cm²
- ✓ Poteaux 6^{ème} et 7^{ème} étage : (55*40) cm²
- ✓ Poteaux de galerie: (65*50) cm².

Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1. Étude des poteaux :

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

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14.2.2 dans l'ordre suivant :

(RPA99/2003)

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- ✓ $G + Q$(2)
- ✓ $G + Q \pm Ex$(3)
- ✓ $G+Q \pm Ey$(4)
- ✓ $0.8 G \pm Ex$ (5)
- ✓ $0.8G \pm Ey$(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : N_{max} \longrightarrow $M_{correspondant}$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : N_{min} \longrightarrow $M_{correspondant}$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : M_{max} \longrightarrow $N_{correspondant}$.

V.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_c : Hauteur d'étage.

$(h_1 * b_1)$: Section transversale du poteau.

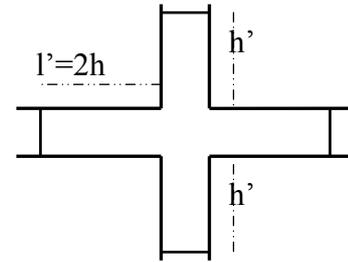


Figure. V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99/V2003** sont apportées dans le tableau suivant :

Poteau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol, RDC, 1 ^{er} étage	60*50	24	120	180
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*45	21.6	108	162
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*45	19.8	99	148.5
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	55*40	17.6	88	132

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

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.

ρ_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 λ_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** : $t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- **Dans la zone courante** : $t \leq 15\phi_t$. En zone IIa.

Où : ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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 (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP 2000. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$M_{\max} \Leftrightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\max} \Leftrightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \Leftrightarrow M_{\text{corr}}$		V
	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
60*50	83.384	813.697	2123.869	62.796	1.048	14.322	98.136
60*45	120.878	196.803	1358.606	24.756	0.439	4.994	79.075
55*45	72.024	185.105	1181.925	8.999	10.179	8.66	66.151
55*40	79.699	171.415	949.719	2.507	0.305	9.385	52.168

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

V.1.3.Ferraillage :

A. Armatures longitudinales :

Le ferraillage des poteaux se fait selon la combinaison la plus défavorable, les résultats sont tirés à partir du fichier « **Start Design/check of structure** » du logiciel **SAP2000** et de l'application Excel (**flexion composée selon BAEL 91**).

Les résultats des ferraillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (App Excel) (cm ²)	A _{sap 2000} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Sous sol, RDC, 1 ^{er} étage	60*50	24	0	30	8HA20 + 4HA16 = 33.18
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*45	21.6	2.88	27	4HA20 + 8HA16 = 28.65
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*45	19.8	1.08	24.75	12HA16 = 24.13
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	55*40	17.6	0.48	22	8HA16 + 4HA14 = 22.24
Poteau de galerie	65*50	26	0	32.5	8HA20+4HA16 = 33.18

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

B. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Troisième

Niveau	Sous sol, RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	Poteau de Galerie
Section (cm ²)	60*50	60*45	55*45	55*40	65*50
ϕ_l^{max} (cm)	2	2	1.6	1.6	2
ϕ_l^{min} (cm)	1.4	1.6	1.6	1.4	1.6
l_f (cm)	285.6	214.2	214,2	214,2	499.8
Λ_g	4.76	3.57	3.89	3.89	7.68
Vu (KN)	98.13	79.075	66.15	52.16	38.97
l_r (cm)	80	80	64	64	80
S_t Zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_t Zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	2.29	1.85	1.69	1.33	0.56
A_t^{min} Zone nodale (cm ²)	2.75	2.475	2.475	2.2	1.5
A_t^{min} Zone courante (cm ²)	4.125	3.71	3.71	3.3	2.25
A_t adopté (cm ²)	6HA10= 4.71	6HA10=4.71	6HA10= 4.71	6HA10= 4.71	6HA10= 4.71

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux.

Remarque :

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit

vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

On a : $10 \text{ mm} \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$: C'est vérifiée.

V.1.4. Vérifications :

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. I), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

- Exemple de calcul :

$h = 7.14 \text{ m}$ et $N_{max} = 1565.613 \text{ KN}$. Poteau de galerie

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tels que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 499.8$ m), l_0 : hauteur libre d'étage = $(h - h_{poutre})$

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.65^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}},$$

$$\Rightarrow i = 0.187m$$

$$\lambda = \frac{4.998}{0.187} = 26.72$$

$$\text{On a: } \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{26.72}{35}\right)^2} = 0.77$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) = (65 - 2)(50 - 2) = 3024 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.77 \times \left[\frac{0.3024 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.18 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 5200.64KN$$

$$N_{max} = 1565.613KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{max} (KN)	N_u (KN)
Sous sol, RDC, 1 ^{er} étage	60×50	2.856	0.173	16.5	0.813	33.18	2784	2123.86	5129.74
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60×45	2.142	0.173	12.38	0.829	28.65	2494	1358.6	4654.86
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55×45	2.142	0.158	13.56	0.825	24.13	2279	1181.92	4174.23
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	55×40	2.142	0.158	13.56	0.825	22.24	2014	949.71	3715.13
Poteau de galerie	65×50	4.998	0.187	26.73	0.77	33.18	3024	1565.61	5200.64

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.

Commentaire : On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

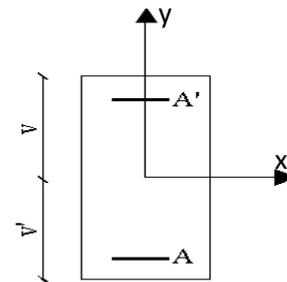


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{b1} (MPa)	σ _{b2} (MPa)	Observation
Sous-sol - 1 ^{er}	60*50	54	33.18	58,48	1,52	0,03333	1270.31	28.77	4,52	4.01	Vérifiée
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	60*45	54	28.65	58,32	1,68	0,02975	999.53	56.04	5.72	4.18	Vérifiée
4 ^{ème} - 5 ^{ème}	55*45	49.5	24.13	53,32	1,68	0,02274	870.49	26.22	4.38	3.66	Vérifiée
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	55*40	49.5	22.24	53.13	1.87	0.02001	701.29	34.65	3.89	2.93	Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Commentaire :

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification des sollicitations tangentes : RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _r (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
Sous-sol 1 ^{er} étage	60*50	2.856	4.76	0.04	54	98.136	0.36	1
2 ^{ème} -3 ^{ème}	60*45	2.142	3.57	0.04	54	79.075	0.325	1
4 ^{ème} -5 ^{ème}	55*45	2.142	3.89	0.04	49.5	66.151	0.297	1
6 ^{ème} -7 ^{ème}	55*40	2.142	3.89	0.04	49.5	52.168	0.263	1

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.

Commentaire :

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 * \Phi \text{ en zone IIa}$$

$$\Phi = 20 \text{ mm : } L_r > 40 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi = 16 \text{ mm : } L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

▪ **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

$$\text{S.Sol} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{RDC} : \begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{1}^{\text{er}}\text{-7}^{\text{ème}} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous montrons sur la figure suivante les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux :

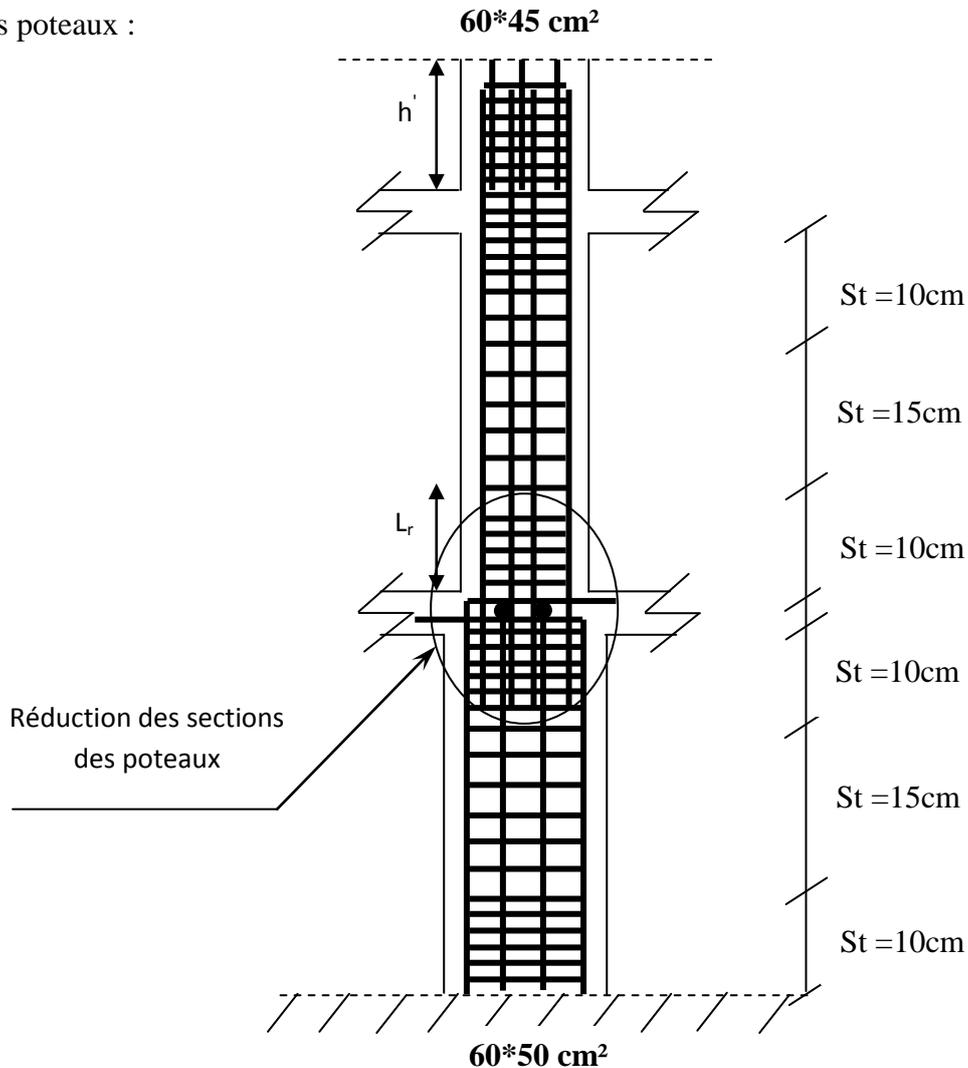


Figure V.3 : Zone de recouvrement

V.1.6. Schémas de ferrailage :

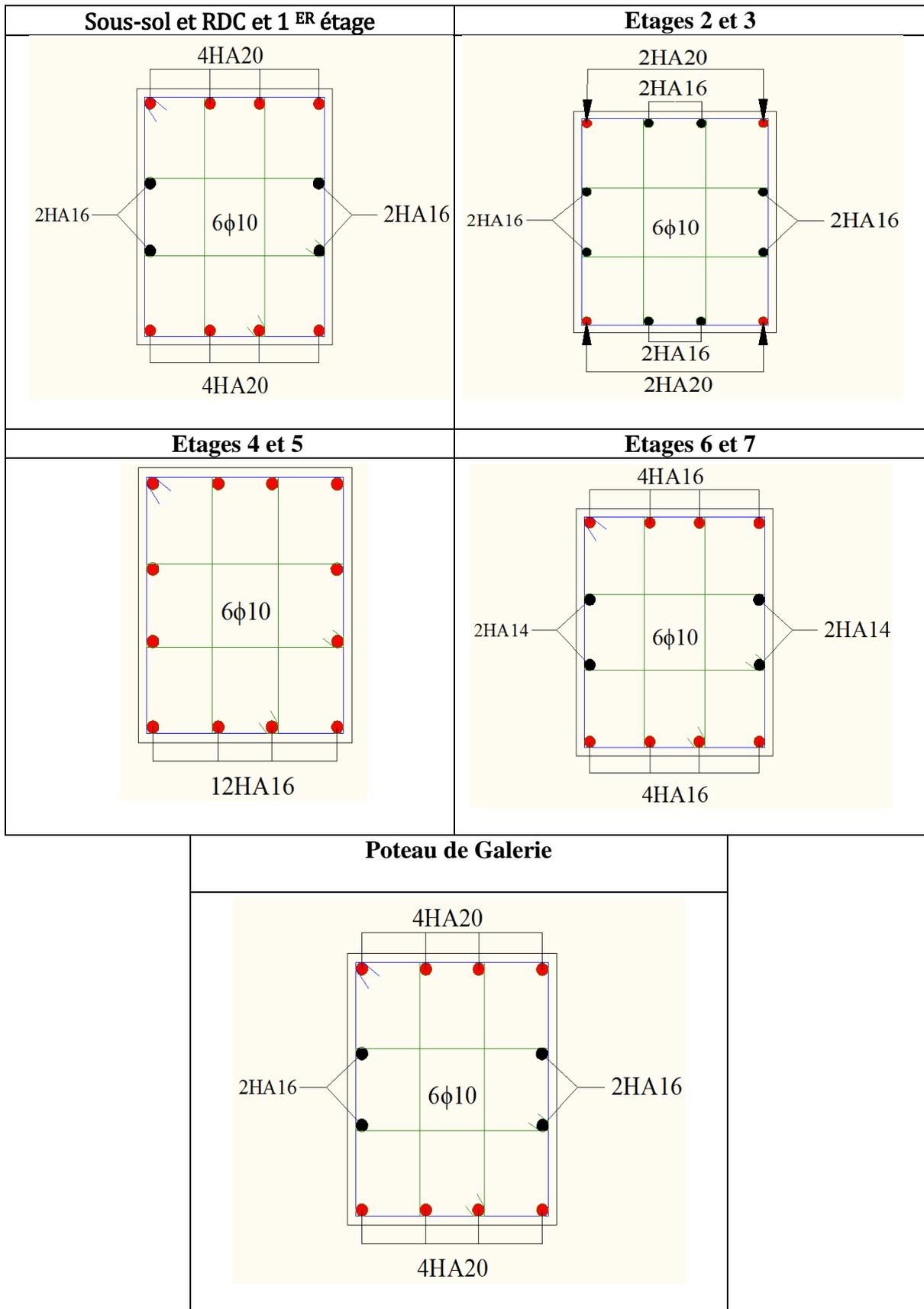


Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 /2003** suivantes :

- ✓ $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0.8 \cdot G + E$
- ✓ $0.8 \cdot G - E$

dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- Poutres principales (30*40)
- Poutres secondaires (30*40)

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

▪ Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (article 7.4.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \phi_{\max}$ en zone IIa
 ϕ_{\max} : le diamètre maximal utilisé

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

▪ **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

- ✓ 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 :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_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.

V.2.2.Ferraillage des poutres :

V.2.2 .1. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Planchers	Poutres principales			Poutres secondaires		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)	$M_{travé}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)
commerce	46.82	-75.93	110.94	26.43	-57.612	88.747
Services	90.59	-86.72	101.66	82.25	-77.86	162.85
Habitation	89.64	-93.08	109.42	42.28	-55.55	89.43
Terrasse	55.72	-80.81	90.13	45.17	-44.01	91.11

Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

V.2.2.2. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **SAP 2000**. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Planchers	Type de poutres	Localisation	A _{sap} (Cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Commerce	Principale	Appui	5.88	6.15	6	6 HA 12 = 6.79
		Travée	0.369	3.69		3 HA 16 = 6.03
	Secondaire	Appui	4.04	4.59	6	6 HA12 = 6.79
		Travée	3.53	2.04		3 HA 16 = 6.03
Service	Principale	Appui	5.18	7.10	6	3HA12+3HA14 = 8.01
		Travée	5.15	7.45		2HA20+1HA16 = 8.29
	Secondaire	Appui	5.8	6.32	6	6 HA12 = 6.79
		Travée	6.07	6.71		2HA16+1HA20 = 7.16
Habitation	Principale	Appui	5.51	7.68	6	3HA12+3HA14 = 8.01
		Travée	5.51	7.37		2HA20+1HA16 = 8.29
	Secondaire	Appui	4.16	4.41	6	6 HA12 = 6.79
		Travée	3.53	3.32		3 HA 16 =6.03
Terrasse	Principale	Appui	3.53	6.58	6	6 HA 12 = 6.79
		Travée	3.66	4.43		3 HA 16 = 6.03
	Secondaire	Appui	5.51	3.46	6	6 HA 12= 6.79
		Travée	5.51	3.55		3 HA 16 = 6.03

Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \Phi_l \quad \text{RPA/2003 Art (7.5.2.1).}$$

- ❖ $\Phi_l = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$, on adopte: $L_r = 80 \text{ cm}$.
- ❖ $\Phi_l = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$, on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$.
- ❖ $\Phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

▪ **Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux:**

$$0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2 < 6.03 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

V.2.2.3. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_l = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}.$$

Donc on prend $\phi_l = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

▪ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 36.66 \text{ cm}$$

→ **Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$, On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{\min}\right) = 10 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3. Vérifications à l'ELU :

V.2.3.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{admi} = \min (0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa,}$$

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Principales	110.94	0.973	Vérifiée
Secondaires	162.85	1.428	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types de poutres.

V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\checkmark \text{ En appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ En appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	Ma (KN.m)	Appui de rive	Appui intermédiaire	Observation
Principale	8.01	110.94	93.08	8.01 > 3.19	8.01 > -3.14	Vérifiée
Secondaires	6.79	162.85	77.86	6.79 > 4.68	6.79 > -1.86	Vérifiée

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout les types de poutres.

V.2.4. Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	53.316	89938	9.82	5.82	15
	Travées	33.111	83306	11.36	4.51	15
Poutres secondaires	Appuis	45.57	89938	9.82	4.97	15
	Travées	48.39	83306	11.36	6.59	15

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton.

- **Etat limite de déformation : BAEL 91(Article B.6.5) et CBA 93.**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10*M_0} \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

➤ **Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus élancée :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{415} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b*d} = 0.007 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{415} = 0.096 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus élancée.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b*d} = 0.0062 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0.1 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire :

Les trois conditions de flèche étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

V.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/2003 (Art.7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

Avec :

M_w : moment résistant à gauche du nœud considéré.

M_e : moment résistant à droite du nœud considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.

M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré.

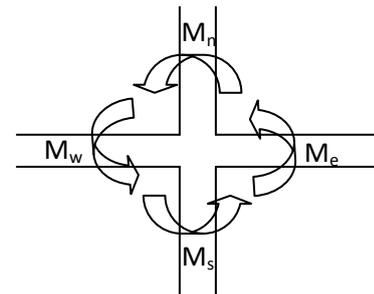


Figure V.4 : La zone nodale

A. Détermination des moments résistants dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.
- $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$
- $z = 0.85h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
S-sol, RDC et 1 ^{er}	50 × 60	0.51	33.18	555.33
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45 × 60	0.51	28.65	508.48
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45 × 55	0.4675	24.13	404.77
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40 × 55	0.4675	22.24	361.82

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux.

B. Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Type	Section	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	PP	30*40	0.34	8.01	94.65
	PS	30*40	0.34	6.79	80.04
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PP	30*40	0.34	8.01	94.65
	PS	30*40	0.34	6.79	80.04
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	PP	30*40	0.34	8.01	94.65
	PS	30*40	0.34	6.79	80.04
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	PP	30*40	0.34	6.79	80.04
	PS	30*40	0.34	6.79	80.04

Tableau V.15 : Moments résistant dans les poutres.

C. Vérification des zones nodales :

Niveaux	Sens	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25 (M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
Sous- Sol, RDC et 1 ^{er}	PP	555.33	555.33	94.65	1110.66	236.62	Vérifiée
	PS			80.04		200.1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	PP	508.48	508.48	94.65	1016.96	236.62	Vérifiée
	PS			80.04		200.1	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	PP	404.77	404.77	94.65	809.54	236.62	Vérifiée
	PS			80.04		200.1	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	PP	361.82	361.82	80.04	723.64	200.1	Vérifiée
	PS			80.04		200.1	Vérifiée

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales.

V.2.6. Schémas de ferrailage des poutres :

❖ Poutres principales des étages services et d'habitation:

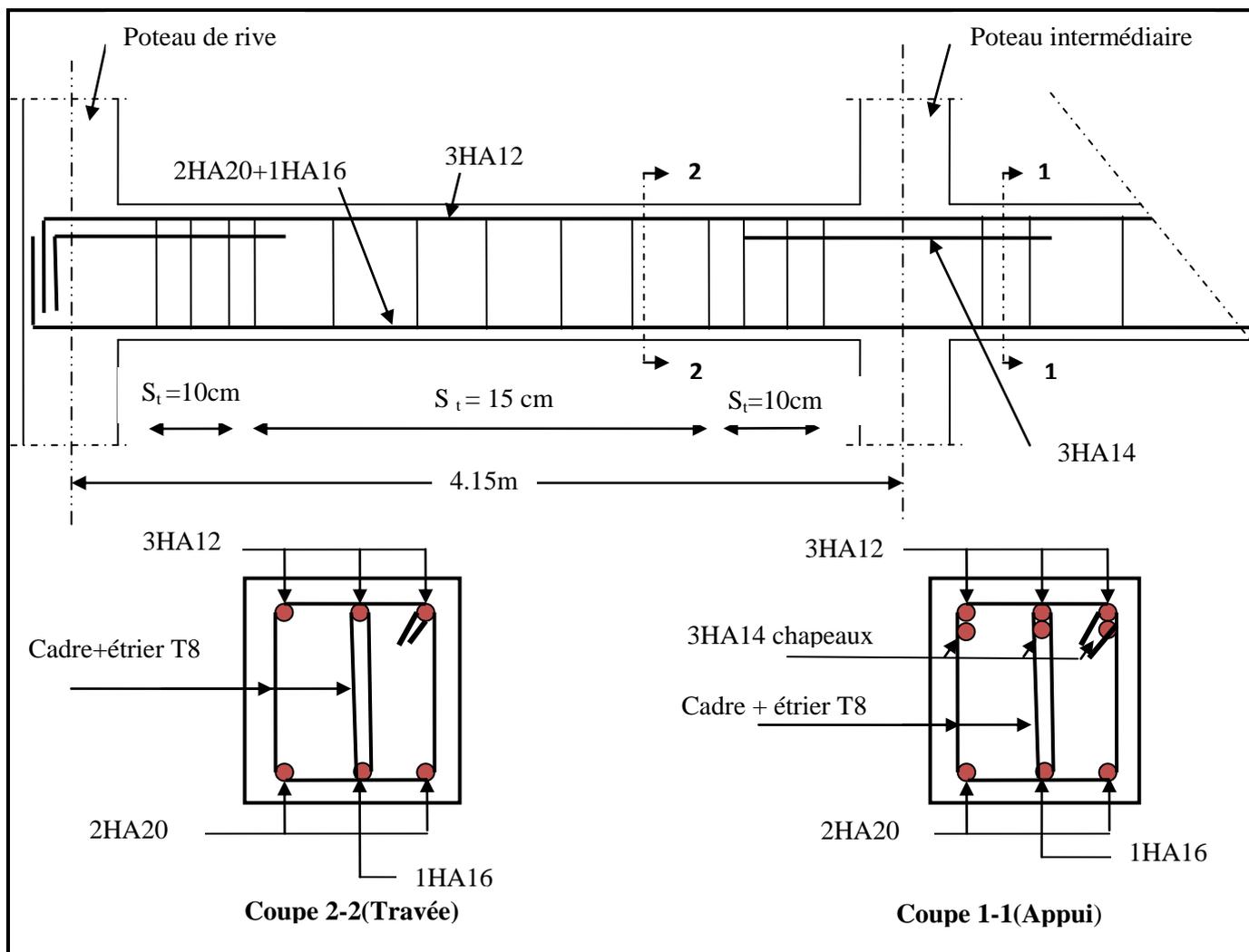


Figure V.5 : Ferrailage des poutres principales des étages services et d'habitation.

❖ Poutres principales et secondaires d'étage commercial et terrasse, poutre secondaire d'habitation :

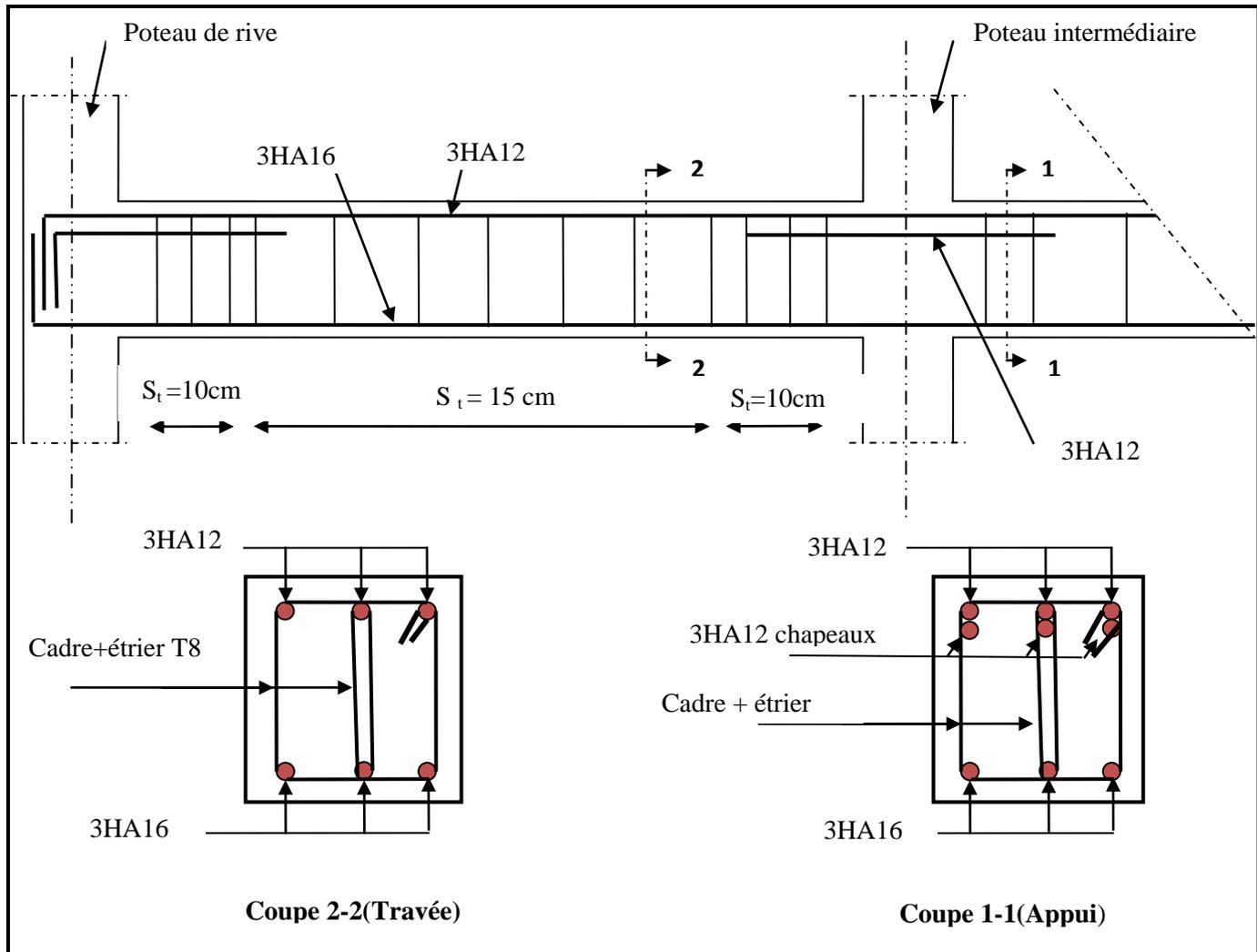


Figure V.6 : Ferrailage des poutres principales et secondaires d'étage commercial et terrasse et des poutres secondaires d'habitation.

❖ Poutres secondaires des étages services :

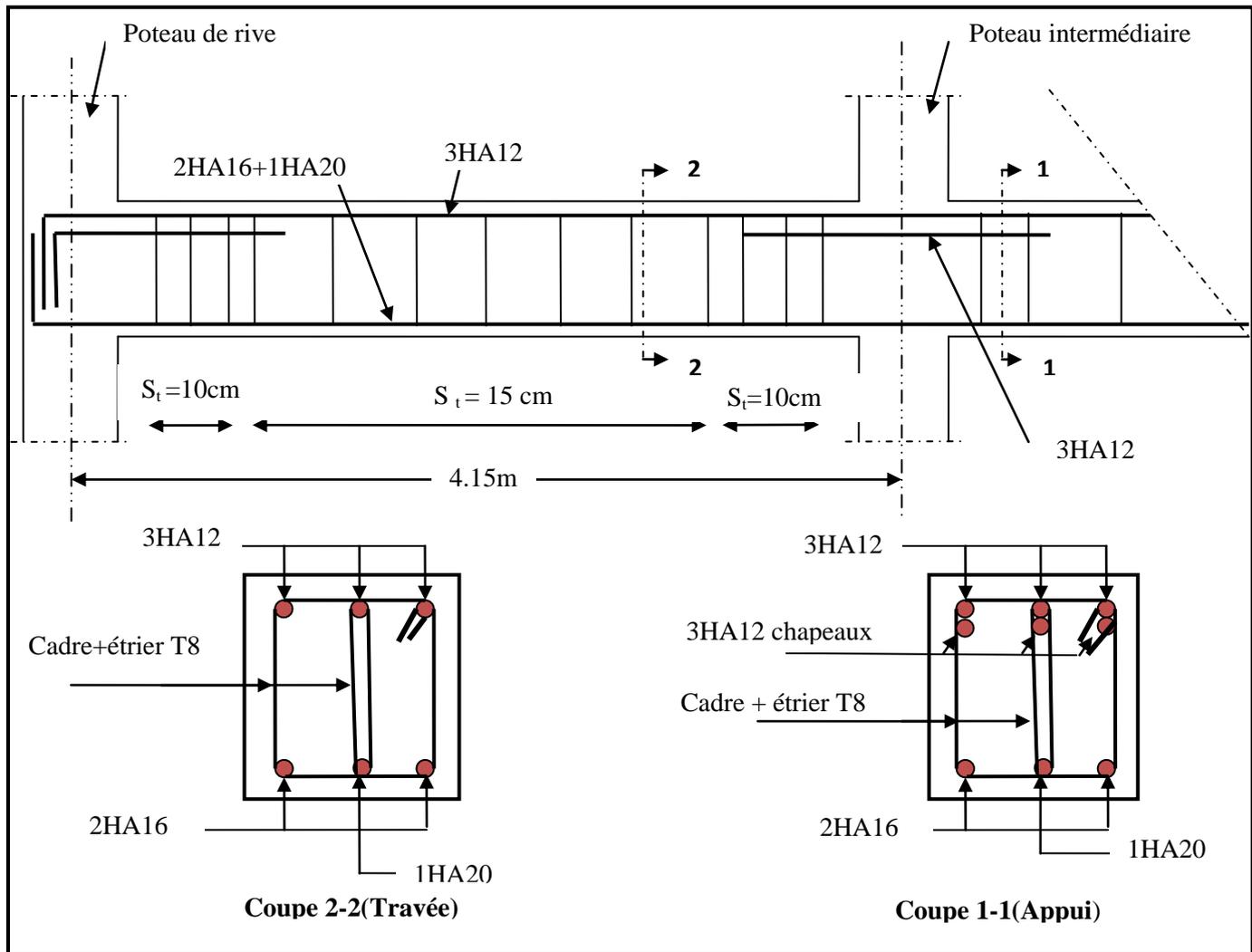


Figure V.7 : Ferrailage des poutres secondaires des étages services.

V.3. Etude des voiles :

Le **RPA 99/ 2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandations du RPA :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2 \% (L_t * e)$
 - L_t : Longueur de la zone tendue.
 - e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leur flambement et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi l$.

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - Amin = 0.15% de la section du voile, dans la section globale du voile.
 - Amin = 0.10% de la section du voile, dans la zone courante
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Diamètre des barres : $\phi < \frac{1}{10} e$

V.3.2. Ferrailage :**A. Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant
- ✓ $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant
- ✓ $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

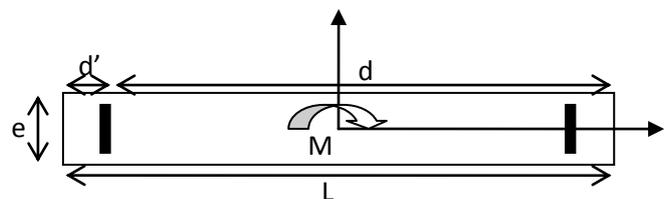


Figure V.8 : Schéma d'un voile plein.

B. Armatures horizontales :

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ $A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: section d'armatures verticales pour une seule face de voile.
- ✓ A_v^{min} : section d'armatures verticales minimales dans le voile complet.
- ✓ $A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: section d'armatures verticales adoptées pour une seule face de voile.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adoptées par face.
- ✓ St : espacement.
- ✓ A_h^{min} : section d'armatures horizontales minimales dans le voile complet.
- ✓ $A_h^{\text{calculé}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales pour une seule face de voile.
- ✓ $A_h^{\text{adopté}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales adoptées pour une seule face de voile.
- ✓ $A_v^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times L$: section d'armatures verticales minimales dans le voile.
- ✓ $A_H^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times h$: Section d'armatures verticales minimales dans le voile.

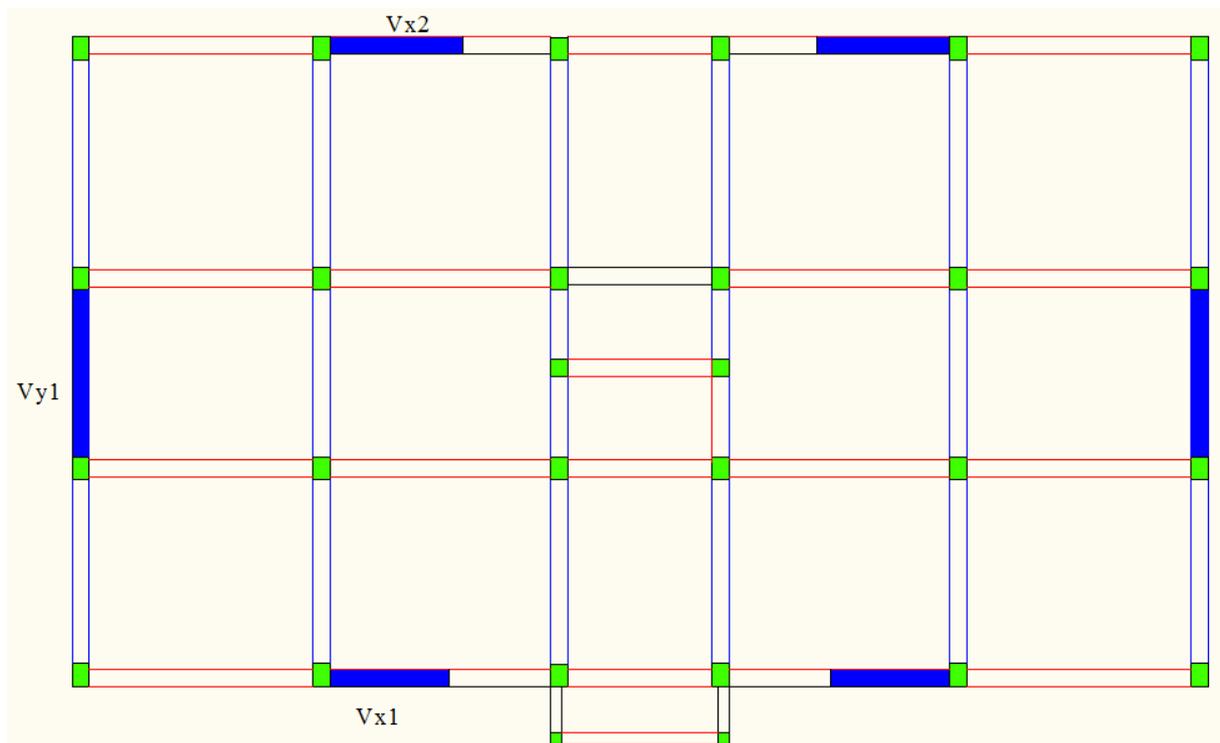


Figure IV.9 : disposition des voiles de contreventement.

❖ Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont déduites directement du logiciel

SAP 2000 :

➤ Voile V_{x1} : $L = 2 \text{ m}$

	$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant		$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant		$M_{\max} \rightarrow N$ Correspondant		V
S-sol, RDC	1747.34	7.74	769.05	1781.74	1796.53	1087.61	276.45
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1488.2	14.55	655.74	636.69	636.69	916.95	187.78
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1023.05	10.14	402.73	811.34	813.63	561.58	156.02
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	514.98	6.85	271.3	624.09	625.97	376.86	105.55

Tableau V.17 : Les sollicitations dans le voile V_{x1} .

➤ Voile V_{x2} : $L = 2.3 \text{ m}$

	$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant		$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant		$M_{\max} \rightarrow N$ Correspondant		V
S-sol, RDC	1988.06	10.58	1047.28	2240.3	2253.23	1457.09	395.52
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1781.77	1.96	775.78	583.99	278.17	1303.92	275.31
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1206.9	4.02	633.48	739.55	773.01	669.44	194.48
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	624.03	3.83	329.5	604.74	605.81	456.97	121.59

Tableau V.18 : Les sollicitations dans le voile V_{x2} .

➤ Voile V_y : $L = 3.3 \text{ m}$

	$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant		$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant		$M_{\max} \rightarrow N$ Correspondant		V
S-sol, RDC	2358.34	71.56	639.59	1691.19	1710.45	889.6	645.39
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	2021.88	32.27	1053	1017.43	1036.12	1459.05	541.34
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1407.8	66.1	558.81	220.98	509.86	1049.62	365.54
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	738.09	59.36	194.65	160.77	250.13	550.58	148.25

Tableau V.19 : Les sollicitations dans le voile V_y .

❖ Calcul du ferrailage :

➤ Voile V_{x1} : $L = 2$ m

Niveaux	S-sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}
L (cm)	200	200	200	200
e (cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	7.74	14.55	10.14	6.85
N (KN)	1747.34	1488.2	1023.05	514.98
V(KN)	276.45	187.78	156.02	105.55
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_u (MPa) RPA	1.075	0.97	0.8	0.55
τ_{admi} RPA	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	25.28	21.70	14.92	7.55
A_v^{\min}	6	4.5	4.5	4.5
A_v adopté/face (cm ²)	26.89	21.80	15.39	11.31
N^{barres} /face	6HA20+ 4HA16	4HA20+6HA14	10HA14	10HA12
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.67	0.455	0.38	0.26
A_h min (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88
A_h adopté/face (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42
N^{barres} /face	16HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	25	25	25	25

Tableau V.20 : Résultats du ferrailage du voile V_{x1} .

➤ Voile V_{x2} : $L = 2.3$ m

Niveaux	S-sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}
L (cm)	230	230	230	230
e (cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	10.58	1.96	4.02	3.83
N (KN)	1988.06	1781.77	1206.9	624.03
V(KN)	395.52	275.31	194.48	121.59
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_u (MPa) RPA	1.337	1.24	0.87	0.55
τ_{admi} RPA	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	28.77	25.67	17.42	9.04
A_v^{min}	6.9	5.175	5.175	5.175
A_v adopté/face (cm ²)	30.91	28.09	18.47	9.42
N^{barres} /face	6HA20+6HA16	6HA20+6HA14	12HA14	12HA10
S_t (cm)	19	19	19	19
A_h cal/face (cm ²)	0.84	0.58	0.41	0.25
A_h min (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88
A_h adopté/face (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42
N^{barres} /face	16HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	25	25	25	25

Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile V_{x2} .

➤ Voile V_y : $L = 3.3$ m

Niveaux	S-sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}
L (cm)	330	330	330	330
e (cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	71.56	32.27	66.1	59.36
N (KN)	2358.34	2021.88	1407.8	738.09
V(KN)	645.39	541.34	365.54	148.25
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_u (MPa) RPA	1.52	1.7	1.148	0.465
τ_{admi} RPA	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	34.83	29.48	21.1	11.38
A_v^{min}	9.9	7.425	7.425	7.425
A_v adopté/face (cm ²)	37.45	32.17	21.36	12.57
N^{barres} /face	8HA20+8HA14	16HA16	8HA14+8HA12	16HA10
S_t (cm)	21	21	21	21
A_h cal/face (cm ²)	0.95	0.79	0.54	0.22
A_h min (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88
A_h adopté/face (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42
N^{barres} /face	16HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	25	25	25	25

Tableau V.22 : Résultats du ferrailage du voile V_y .

V.3.3. Schémas de ferrailage :

➤ Exemple : Voile V_{x2} ($L=2.3$ m ; $e= 20$ cm)

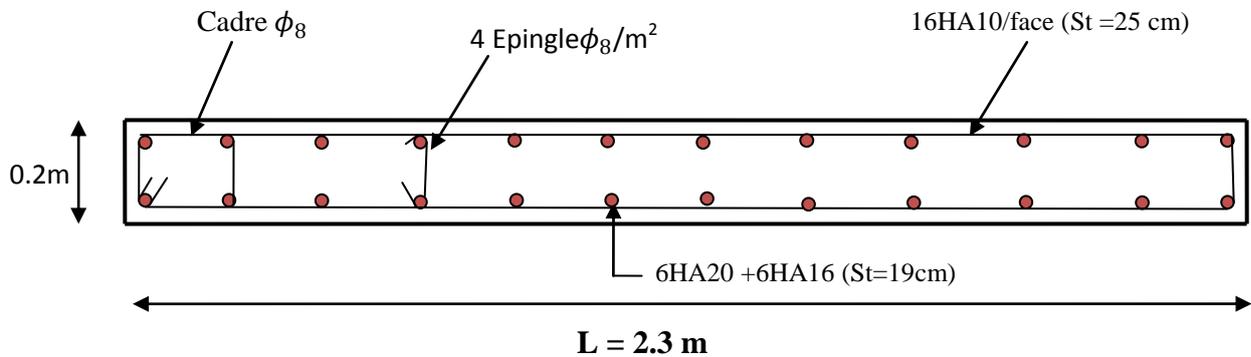


Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile V_{x2}

(Sous sol et RDC)

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination du ferrailage des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (**SAP2000**) et les applications Excel (**flexion composée selon le BAEL 91**), ainsi que le ferrailage minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**.

Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA 99/2003** est souvent plus important que celui obtenu par les calculs.

Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultante par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exerce dans des plans différents.

VI.1. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 2,20 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{A*B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec :}$$

N : Poids total de l'ouvrage.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas on passe au radier général.

VI.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a*b) d'où les semelles sont rectangulaires (A*B).

La vérification à faire : $\frac{N}{A*B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le **SAP2000 V14.**

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

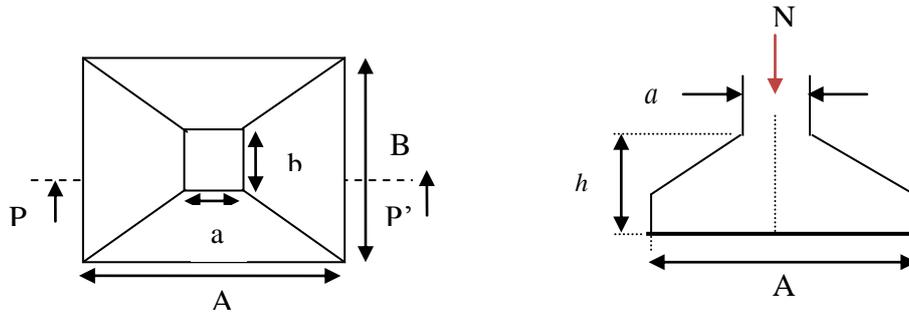


Figure VI .1: *Semelle isolée.*

La section du poteau le plus sollicité est (60*50) cm², avec N = 2123.87 KN

$$\frac{N}{A*B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots 1$$

Semelle a poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} * B \dots\dots\dots 2$$

On remplace 2 dans 1 :

$$\frac{a}{b} * B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b*N}{a*\bar{\sigma}_{sol}}}$$

AN: $B \geq \sqrt{\frac{0.6*2123.87}{0.5*120}} = 4.6 \text{ m}$

D'après les résultats, en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux sens, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.

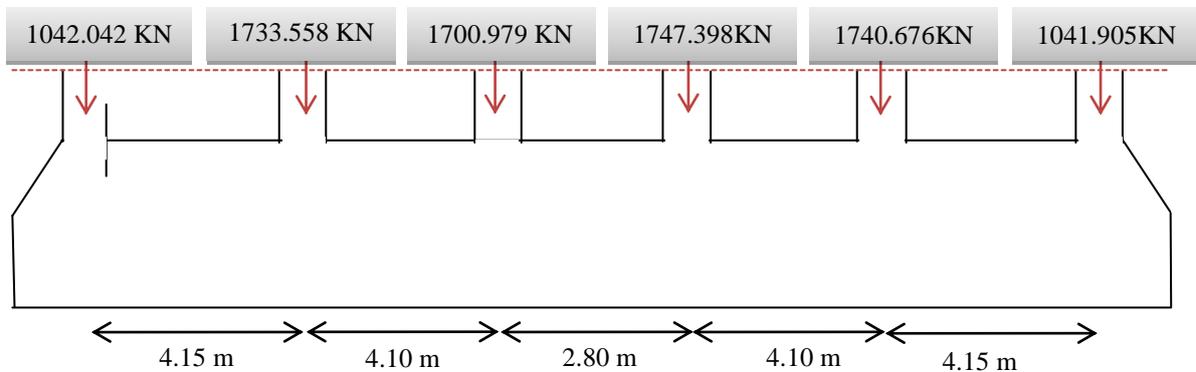


Figure VI .2 : Semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1042.042 \text{ KN}$, $N_2 = 1733.558 \text{ KN}$, $N_3 = 1700.979 \text{ KN}$, $N_4 = 1747.398 \text{ KN}$

$N_5 = 1740.676 \text{ KN}$. $N_6 = 1041.905 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 9006.558 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{9006.558}{120 * 19.3} = 3.888 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on opte pour un radier général.

VI.1.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une bonne solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité.

1) Pré-dimensionnement :

❖ Epaisseur du radier :

A. La condition de coffrage :

✓ La Nervure : $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{415}{10} = 41.5\text{cm} \Rightarrow h_t = 45\text{cm} \dots\dots(1)$

✓ La dalle : $h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{415}{20} = 20.75\text{cm} \Rightarrow h_r = 30\text{cm} \dots\dots(2)$

- Lmax = 4.15 m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

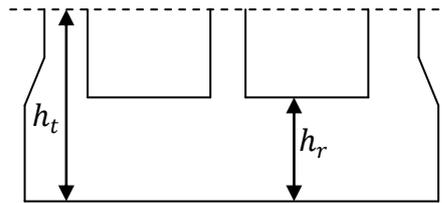


Figure VI.3 : Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K_z = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$ et $L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.43 \text{ m} \dots\dots(3)$$

A partir des deux conditions (1) et (3) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 45 \text{ cm}$.

C. Condition de non cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \tau_{admi} = (0.07 \cdot f_{c28}) / 1.5 = 1.2 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 \cdot h_r = 0.27 \text{ m}$.

$$V_{max} = \frac{N_U \cdot L_{max}}{2 \cdot S} = \frac{120 \cdot 4.15}{2} = 249 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_{max}}{b \cdot \tau_u} \Rightarrow d \geq \frac{249}{1 \cdot 1200} = 0.2075 \Rightarrow d \geq 0.213$$

Or: $h \geq \frac{d}{0.9} \Rightarrow h \geq 0.244 \dots\dots\dots (4)$

A partir des deux conditions (2) et (4) on prend :

✓ La hauteur du radier $h_r = 30 \text{ cm}$.

❖ Surface du radier :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure $N_{ser} = 31747.442 \text{ KN}$
- N : le poids du radier : $N = 25 \cdot 0.3 \cdot 221.48 = 1661.1 \text{ KN}$

$$N_t = N_{ser} + N = 33408.542 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 278.40 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 19.6 \cdot 11.2 = 221.48 \text{ m}^2$

$S_{radier} > S_{bat} \Rightarrow$ Le radier comporte des débords

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) \text{ On prend : } D = 95 \text{ cm} \text{ et } p = 61.8 \text{ m}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + D \cdot P = 280.19 \text{ m}^2$$

2) Les vérifications nécessaires :

❖ Vérification au poinçonnement :

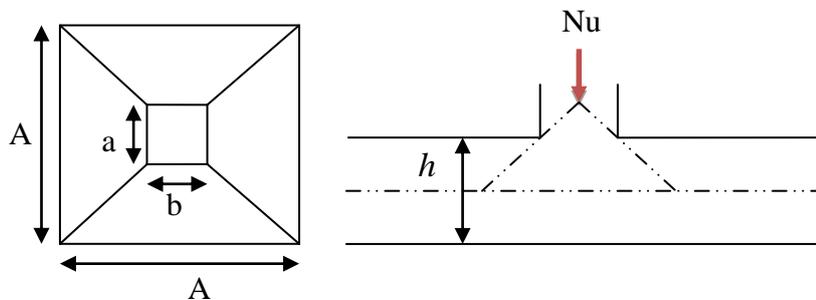


Figure VI.4: Présentation de la zone d'impact de la charge compactée.

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2.4.2)**

Avec :

- N_u : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}; \text{ On } a = b \Rightarrow A = B = 0.65 + 0.45 = 1.25 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 4.4 \text{ m}$

$$N_u = 1747.398 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 1485 \text{ KN} \text{ (La condition n'est pas vérifiée).}$$

Donc on doit augmenter la hauteur de la nervure. Soit $h = 60 \text{ cm}$.

$$N_u = 1747.39 \text{ KN} \leq 2250 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas de risque au poinçonnement.

❖ Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.3.3.1 (Art : 3.5.4.1 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec : } \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

Avec :

N: L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel **SAP 2000**, avec la combinaison (0.8G+E).

$$\begin{cases} X_G = 9.8 \text{ m}; I_{xx} = 2294.715 \text{ m}^4 \\ Y_G = 5.6 \text{ m}; I_{yy} = 7027.567 \text{ m}^4 \\ S = 211.36 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 22037.262 + 25 * 0.3 * 280.19 = 24138.687 \text{ KN}$$

▪ **Dans le sens x-x :**

$$N = 24138.687 \text{ KN} ; M_Y = 23849.951 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = \frac{24138.687}{280.19} + \frac{23849.951 * 5.6}{7027.567} = 105.156 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = 67.145 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 95.65 \text{ KPa} \leq \bar{\sigma}_{Sol} = 120 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

▪ **Dans le sens y-y :**

$$N = 24138.687 \text{ KN} ; M_X = 14357.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} * X_G = \frac{24138.687}{280.19} + \frac{14357.32 * 9.8}{2294.715} = 147.466 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} * X_G = 24.835 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 116.8 \text{ KPa} \leq \bar{\sigma}_{Sol} = 120 \text{ KPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

❖ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon l'article 10.1.5 du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

▪ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{14357.32}{24138.687} = 0.595 \text{ m} < \frac{19.6}{4} = 4.9 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Dans le sens y-y :**

$$e = \frac{23849.651}{24138.687} = 0.98 \text{ m} < \frac{11.2}{4} = 2.8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de renversement dans les deux sens.

❖ Vérification de la poussé hydrostatique :

L'effort normal N_G (G. sans surcharge) doit vérifier l'inégalité suivante, pour que notre ouvrage résiste à la sous-pression, tel que : $N_G \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

$$N_G = 27521.253 \text{ KN}$$

$H = 2.65 \text{ m}$, (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 264.56 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

On trouve : $N = 27521.256 \text{ KN} \geq 1.5 * 2.65 * 280.19 * 10 = 11137.55 \text{ KN}$.

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

3) Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2.$$

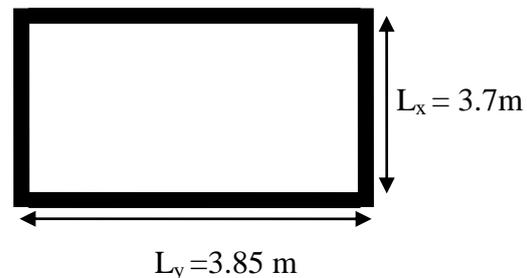


Figure VI. 5 : Dalle sur quatre appuis.

❖ Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{43492.975}{280.19} + 1.35 * 7.5 = 165.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{31747.442}{280.19} + 7.5 = 120.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,96 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

▪ **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.96 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0401. \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0401 * 165.35 * 3.7^2 = 90.772 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 82.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 77.156 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 70.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Moment en appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = -45.386 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Sens x-x	77.156	8.83	6HA14=9.24	15
	Sens y-y	70.15	8	3HA12+3HA14=8.01	15
En appuis		-45.386	5.11	5HA12=5.65	20

Tableau VI.1 : Résultats du ferrailage du radier.

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

✓ **En travée :** $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.96 \end{cases} \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

▪ **Sens xx :** $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 2.856 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^x = 7.49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.856 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sens yy :** $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^y = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **En appuis :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_a = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4) Vérifications à L'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 170.38 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 151.23 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 170.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{170.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.63 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

❖ **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$

5) Vérifications des contraintes à L'ELS:

$$\left\{ \begin{aligned} \rho &= 0.96 \\ \nu &= 0.2 \end{aligned} \right. \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.0474. \\ \mu_y &= 0.9385 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y &= \mu_y M_0^x \end{aligned} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 0.0474 * 120.80 * 3.7^2 = 78.387 \text{ KN.m} \\ M_0^y &= 75.566 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ Moment en travée : $\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.85 M_0^x = 66.628 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 0.85 M_0^y = 63.267 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

➤ Moment en appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -39.193 \text{ KN.m}$

▪ **Etat limite de compression de béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

		M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (Cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	xx	66.628	7.38	66751.53	7.6	15	Vérifiée
	yy	63.267	6.94	59490.638	7.53	15	Vérifiée
En appuis		-39.193	5.97	44574.15	5.42	15	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton.

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Il faut vérifier que : $\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	xx	66.628	7.38	66751.53	303.185	201.64	Non Vérifié
	yy	63.267	6.94	59490.638	326.44	201.64	Non Vérifié
En appuis		-39.193	5.97	44574.15	286.26	201.64	Vérifié

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.

Remarque :

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ La condition n'est vérifiée donc il faut recalculer la section d'armature à l'ELS dans les deux sens :

$$\text{On a : } \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} \text{ et } \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ et } A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}}$$

Le tableau suivant résume le recalcul de la section d'armatures à L'ELS :

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	66.628	$4.678 * 10^{-3}$	0.326	14.17	4HA14+4HA16=14.2	15
y-y	63.267	$4.3906 * 10^{-3}$	0.317	13.26	5HA12+5HA14=13.35	10
appui	-39.193	$2.7517 * 10^{-3}$	0.255	8.12	2HA16+3HA14=8.64	10

Tableau VI.4 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.

6) Schéma de ferrailage de radier :

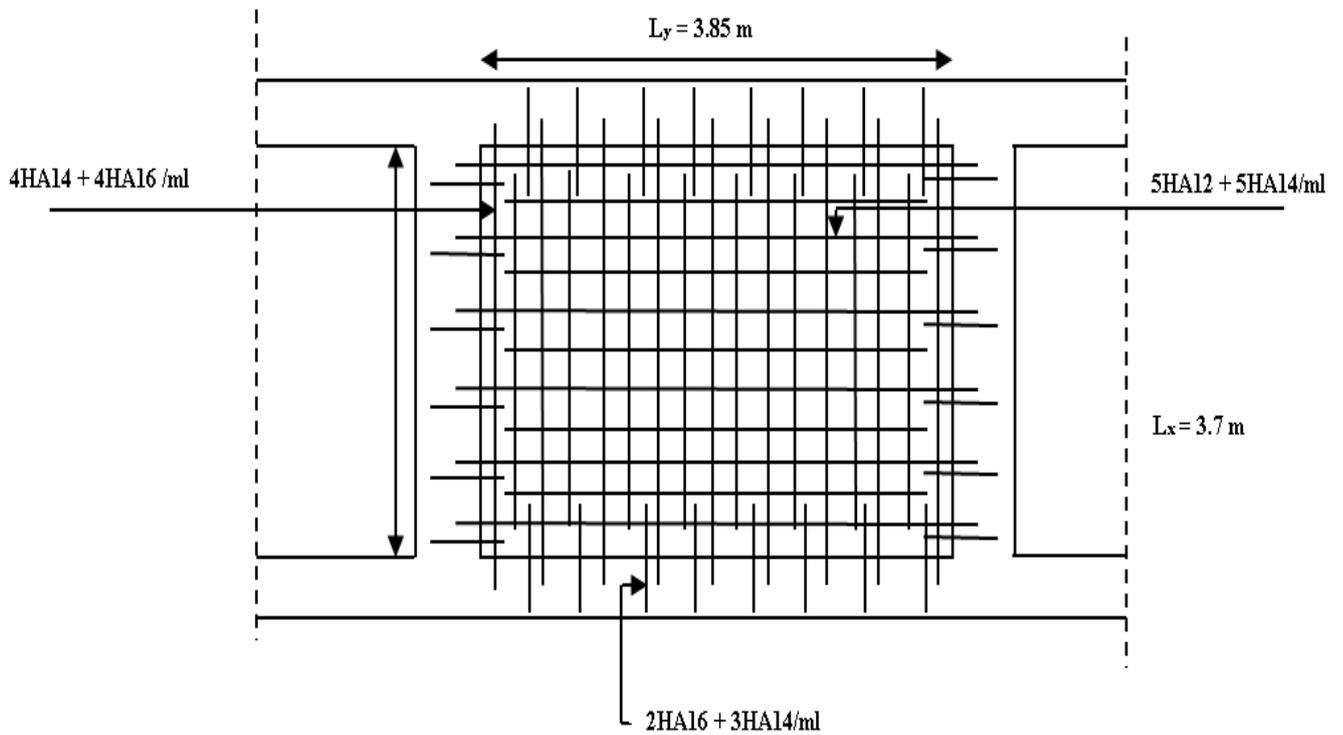


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du Radier.

VI.2. Etude des nervures :

VI.2.1. Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a : $\rho = 0.86 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

❖ Les charges trapézoïdales :

$$P_M = \frac{q_u}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right]$$

$$P_V = \frac{q_u}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$$

❖ Les charges triangulaires :

$$P_M = P_V = \frac{q_u}{2} \times \Sigma \frac{l_{xi}^2}{\Sigma l_{xi}}$$

Avec :

- ✓ P_M : charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_V : charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant que la charge réelle
- ✓ q_u : charge du radier à l'ELU : $q_u = 165.35 \text{ KN/m}^2$
- ✓ q_s : charge du radier à l'ELS : $q_s = 120.80 \text{ KN/m}^2$

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \text{ et } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

❖ Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_r(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens x-x :

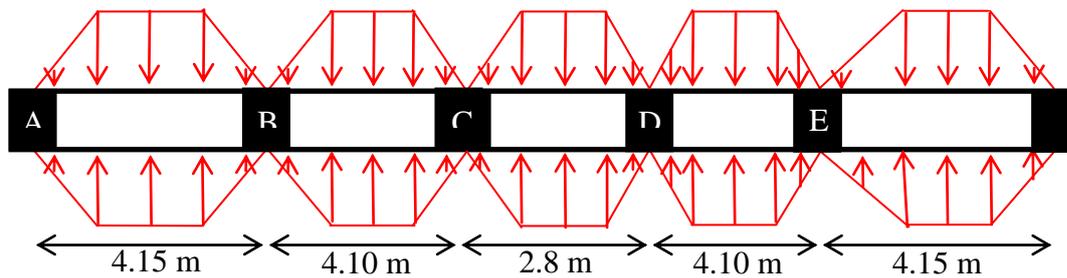


Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.15	4.15	443.615	-143.25	-688.63	1.701	641.739
B-C	4.10	3.28	439.69	-688.63	-236.299	1.954	150.457
C-D	2.8	2.24	160.87	-236.299	-236.299	1.12	135.401
D-E	4.10	3.28	439.69	-236.299	-688.63	1.326	150.457
E-F	4.15	4.15	443.615	-688.63	-143.25	2.449	641.739

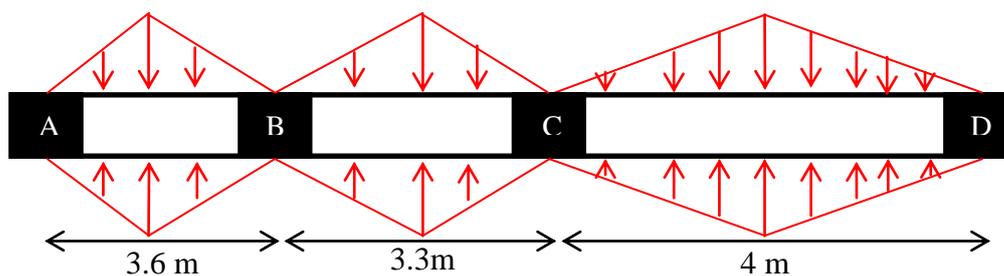
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens x-x).

Les sollicitations maximales sont résumées dans le tableau suivant :

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	641.739	-688.63
Effort tranchant (KN)	822.554	

Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens x-x).

Sens y-y :

**Figure VI. 8 :** Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.6	3.6	297.63	-99.21	-338.945	1.484	327.58
B-C	3.3	2.64	272.83	-338.945	-456.865	1.156	156.559
C-D	4	4	330.7	-456.865	-99.21	2.345	452.691

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens y-y).

Les sollicitations maximales sont résumées dans le tableau suivant :

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	452.691	-456.865
Effort tranchant (KN)	775.616	

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens y-y).

VI.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h_t = 0.60m, h_r = 0.30m, b_0 = 0.50m, d = 0.57m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.85}{10}; \frac{3.7}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(38.5; 185)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 35cm$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 120cm$$

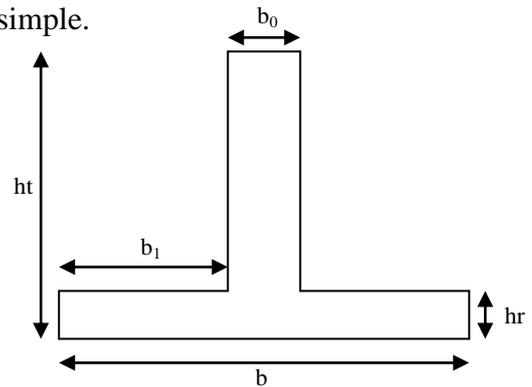


Figure VI. 9 : Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	641.739	38.87	3.44	7HA25+3HA20=43.78
	Appui	-688.63	42.02	3.44	7HA25+3HA20=43.78
Sens Y-Y	Travée	452.691	25.67	3.44	5HA20+5HA16=25.76
	Appui	-456.865	25.94	3.44	5HA20+5HA16=25.76

Tableau VI.9 : Résultats de ferrailage des nervures.

1) Vérification à L'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$$

Sens	V _u (KN.m)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Sens xx	822.554	2.38	Vérifiée
Sens yy	775.616	2.01	Vérifiée

Tableau VI.10 : Vérification de l'effort tranchant.

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max}\right] = 17.14 mm, \text{ Alors, } \phi_t = 10 mm.$$

❖ **Espacement des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 60.3 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq 21.13 \text{ cm}$$

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

2) Vérification des contraintes à L'ELS :

On a : $q_s = 120.80 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens	Travée	468.835	5.93	188.9	Vérifiée
X-X	Appui	-503.093	11.66	200.71	Vérifiée
Sens	Travée	330.724	4.95	158.82	Vérifiée
Y-Y	Appui	-333.772	9.88	173.28	Vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures.

3) Schéma de ferrailage :

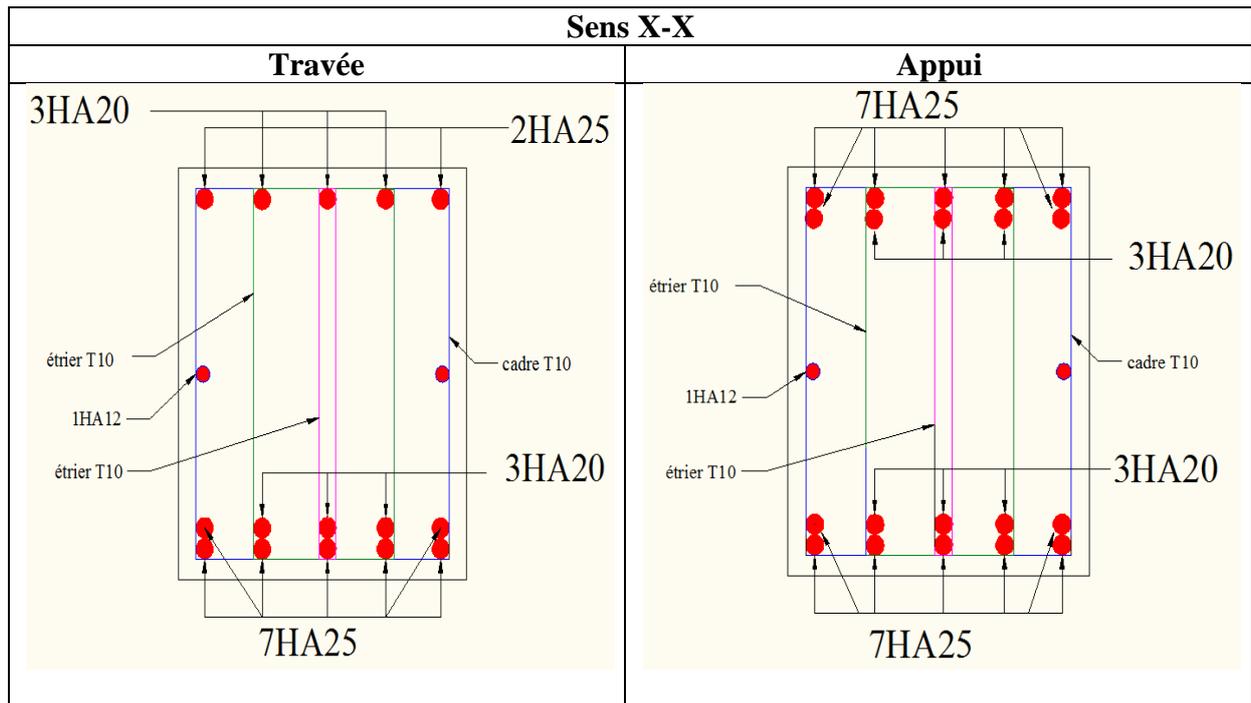


Figure VI.10 : Schémas de ferrailages des nervures sens x-x.

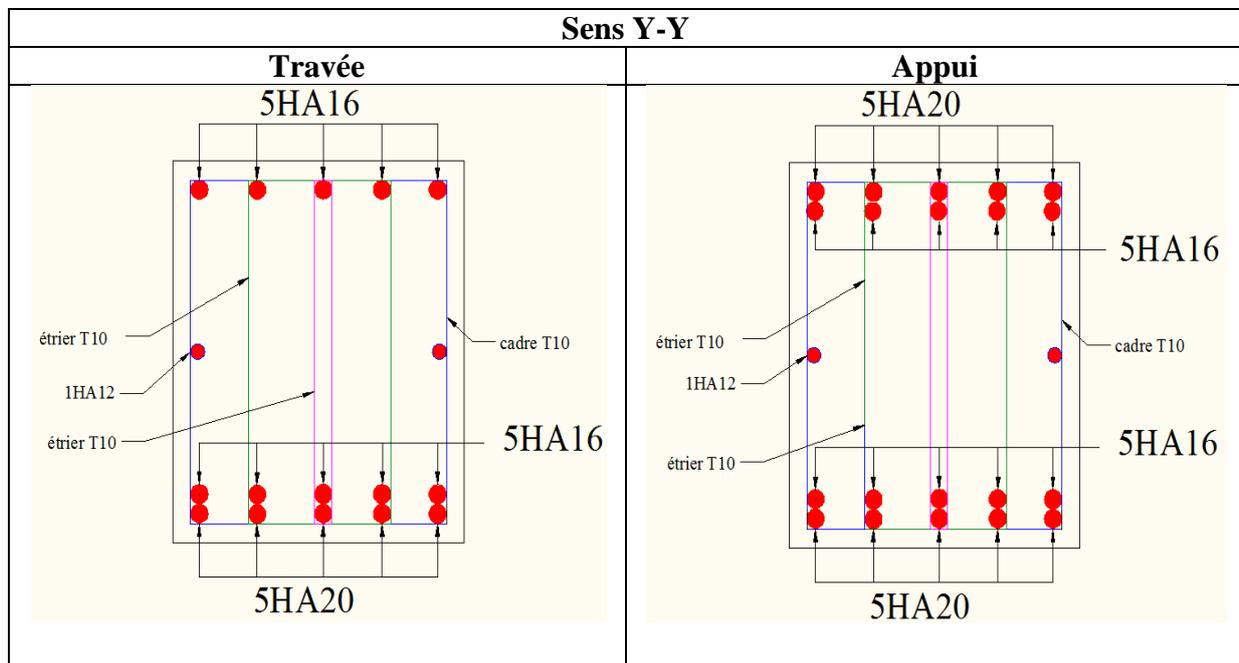


Figure VI.11 : Schémas de ferrailages des nervures sens y-y.

Remarque :

Vu la hauteur importante des nervures on a ajouté des barres de HA12 à mi-hauteur des nervures pour éviter le risque de renversement.

VI.3 Voiles périphériques :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit satisfaire les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimal $e_p \geq 15$ cm. (**article 10.1.2**)

VI.3.1. Dimensionnement du voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend :

La hauteur $h = 2.65$ m ; La longueur $L = 4.15$ m ; L'épaisseur $e = 20$ cm

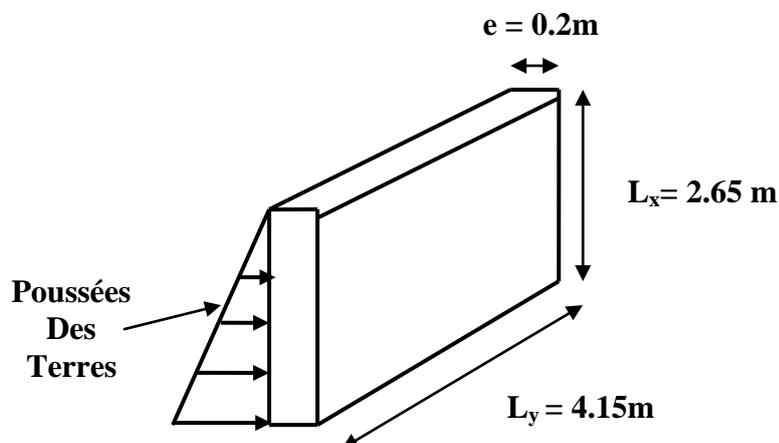


Figure VI.12 : Voile périphérique.

VI.3.2. Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma_h = 19.6$ KN/m³
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 27^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0.54$ bar

VI.3.3. Sollicitations :

Le voile périphérique est considéré comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée encastrés en chaque côté.

Le voile périphérique est soumis aux :

A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right)$$

$$P_1 = 19.6 \times 2.65 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{27}{2} \right) - 2 \times 54 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{27}{2} \right) = 46.68 \text{ KN/m}^2$$

B. Charge due à la surcharge :

En tenant compte d'une surcharge $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4.06 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.4. Ferrailage :

❖ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 69.1 \text{ KN/m}^2$$

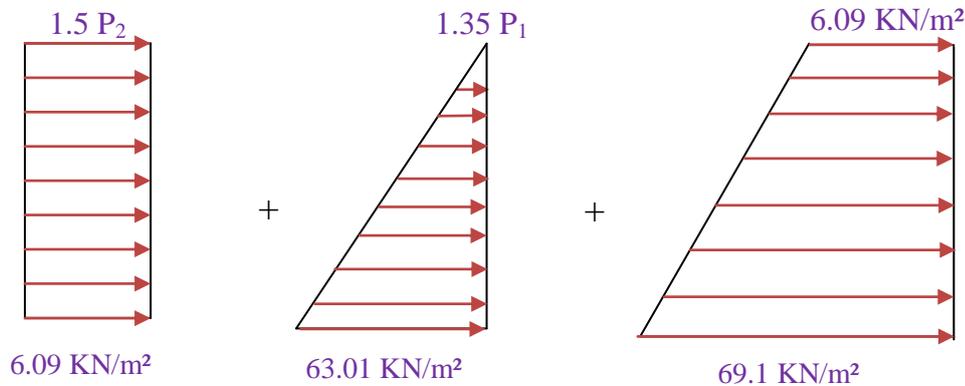


Figure VI.13: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 2.65 \text{ m} \\ L_y = 4.15 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min} (h = 0 \text{ m}) = 1.5 * P_2 = 6.09 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} (h = 2.65 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 69.01 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 53.28 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.65}{4.15} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

On a :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.65}{4.15} = 0.64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0765. \\ \mu_y = 0.3472 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Désignation	$q_u = 53.28 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	37.12	37.12
	M (KN.m)	31.55	18.56
	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /ml)	5.56	3.21
	A_{min} (cm ² /ml)	1.88	2.05
	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	5HA12 = 5.65	5HA10 = 3.93
Y-Y	M_0 (KN.m)	12.89	12.89
	M (KN.m)	10.95	6.45
	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /ml)	1.88	1.09
	A_{min} (cm ² /ml)	1.6	2.05
	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14

Tableau VI.12 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.

❖ **Vérifications à l'ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 61.04 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \cdot l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 108.69 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\text{max}} = 108.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.64 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas de risque de cisaillement par effort tranchant.

✓ **Espacement des armatures :**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

Sens X-X: $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens Y-Y: $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

En travée : $\begin{cases} e \geq 12cm \\ \rho = 0,64 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{array} \right.$

▪ Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 3.02 \text{ cm}^2/ml$

$$A_t^x = 5.65 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.88 \text{ cm}^2/ml$$

▪ Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * e = 1.66 \text{ cm}^2/ml$

$$A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

En appui :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$$

$$\Rightarrow A_a = 3.21 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$$

❖ **Vérifications à l'ELS :**

$$\begin{cases} L_x = 2.65 \text{ m} \\ L_y = 4.15 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min} (h = 0 \text{ m}) = P_2 = 4.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} (h = 2.65 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 50.74 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3*\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.07 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = 0.64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0819 \\ \mu_y = 0.5117 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_0^x = 0.0819 * 39.07 * 2.65^2 = 29.18 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.5117 * 29.18 = 14.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 24.8 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 12.69 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = -0.5 M_0^x = -14.59 \text{ KN.m}$

$$M_a^y = -0.5 M_0^y = -7.46 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Avec :

▪ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

▪ $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, (contrainte admissible de l'acier)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation	σ_s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	24.8	5.65	4,59	16276	6.99	Vérifiée	283.64	Non Vérifiée
	En appuis	-14.59	3.93	3.93	12093	4.74	Vérifiée	236.53	Non Vérifiée
Sens y-y	En travée	12.69	3.14	3.56	10012	4.51	Vérifiée	255.52	Non Vérifiée
	En appuis	-7.46	3.14	3.56	10012	2.65	Vérifiée	150.21	Vérifiée

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes.

Remarque :

La condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée, il faut augmenter la section d'acier A_s .

Donc : on recalcule la section d'aciers à L'ELS.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moments (KN.m)	β	α	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$	S_t (cm)
Sens x-x	En travée	24.8	0.311	0.248	8.01	4HA16=8.04	25
	En appuis	-14.59	0.0025	0.229	4.64	5HA12= 5.65	20
Sens y-y	En travée	12.69	0.00217	0.183	4.01	4HA12= 4.52	25

Tableau VI.14 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.

❖ Schéma de ferrailages:

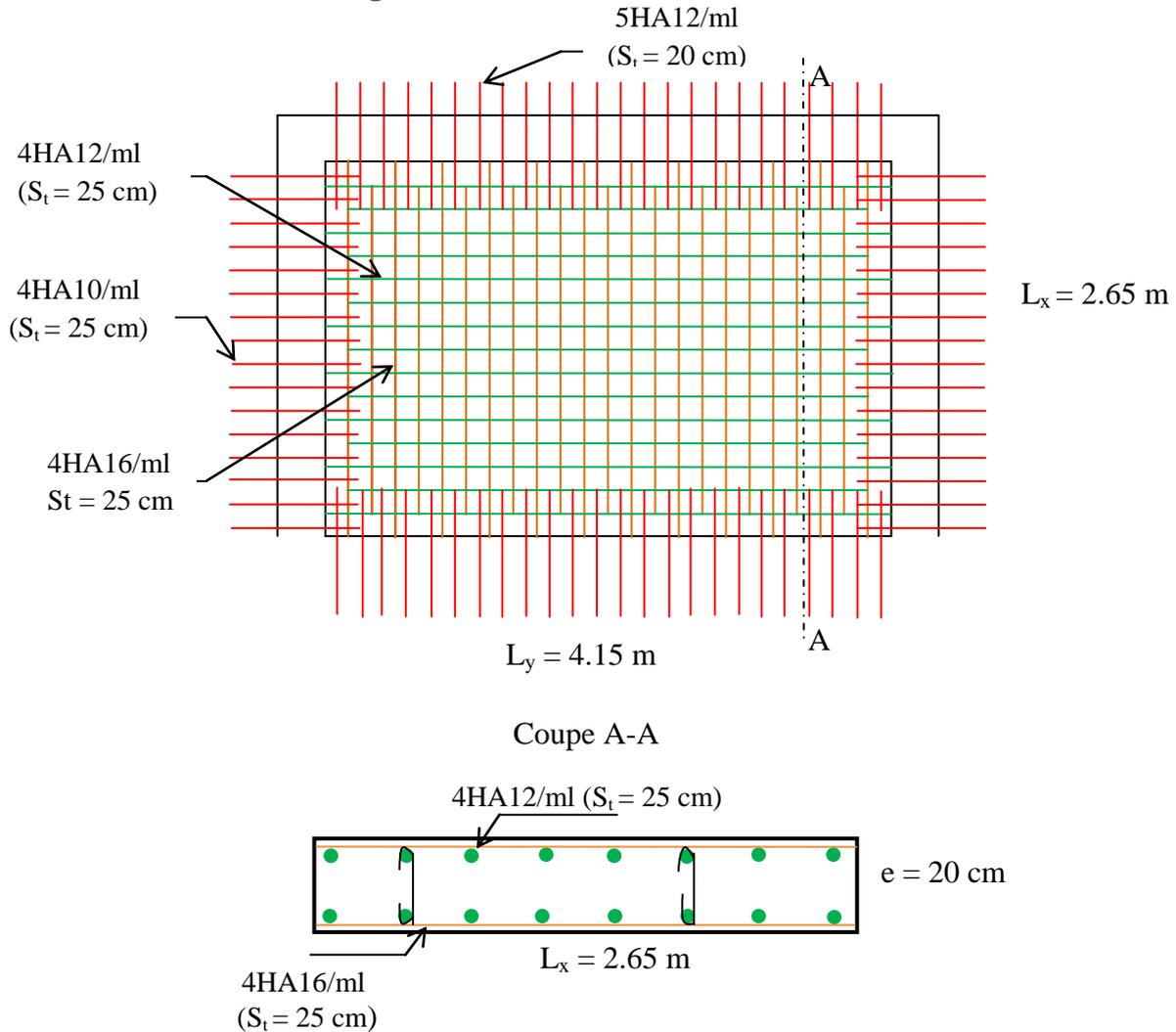


Figure VI.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion:

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure le type de fondation choisie est le radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé comme un panneau de dalle pleine délimité par le système poteau-poutre de la structure.

Conclusion générale

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment (R+7+sous-sol), contreventé par un système mixte (voile - portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Ce projet nous a permis d'exploiter les connaissances théoriques acquises, et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation, cela en appliquant les différentes règles de calcul et de conception, et en se familiarisant avec les règlements en vigueur à savoir le **RPA99 version 2003** et les différents **D.T.R.**

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel **SAP2000**.

L'étude menée nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

- ❖ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **SAP2000**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ❖ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction (voiles-portiques).
- ❖ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le **RPA99/2003** préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.
- ❖ Vu les charges importantes transmises par chaque poteau aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré préjudiciable.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « **Code du Béton Armé CBA 93** » ;
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifiés 99**) ;
- ✓ Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/V2003** » ;
- ✓ Document technique réglementaire DTR « **Charges permanente et surcharges d'exploitations DTR BC 2.2** ».

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours du cursus.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels utilisés :

- ✓ SAP 2000 V14.2.2
- ✓ Autocad 2010
- ✓ Application de Calcul Excel (Flexion simple, Flexion composé, Flèche...)

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

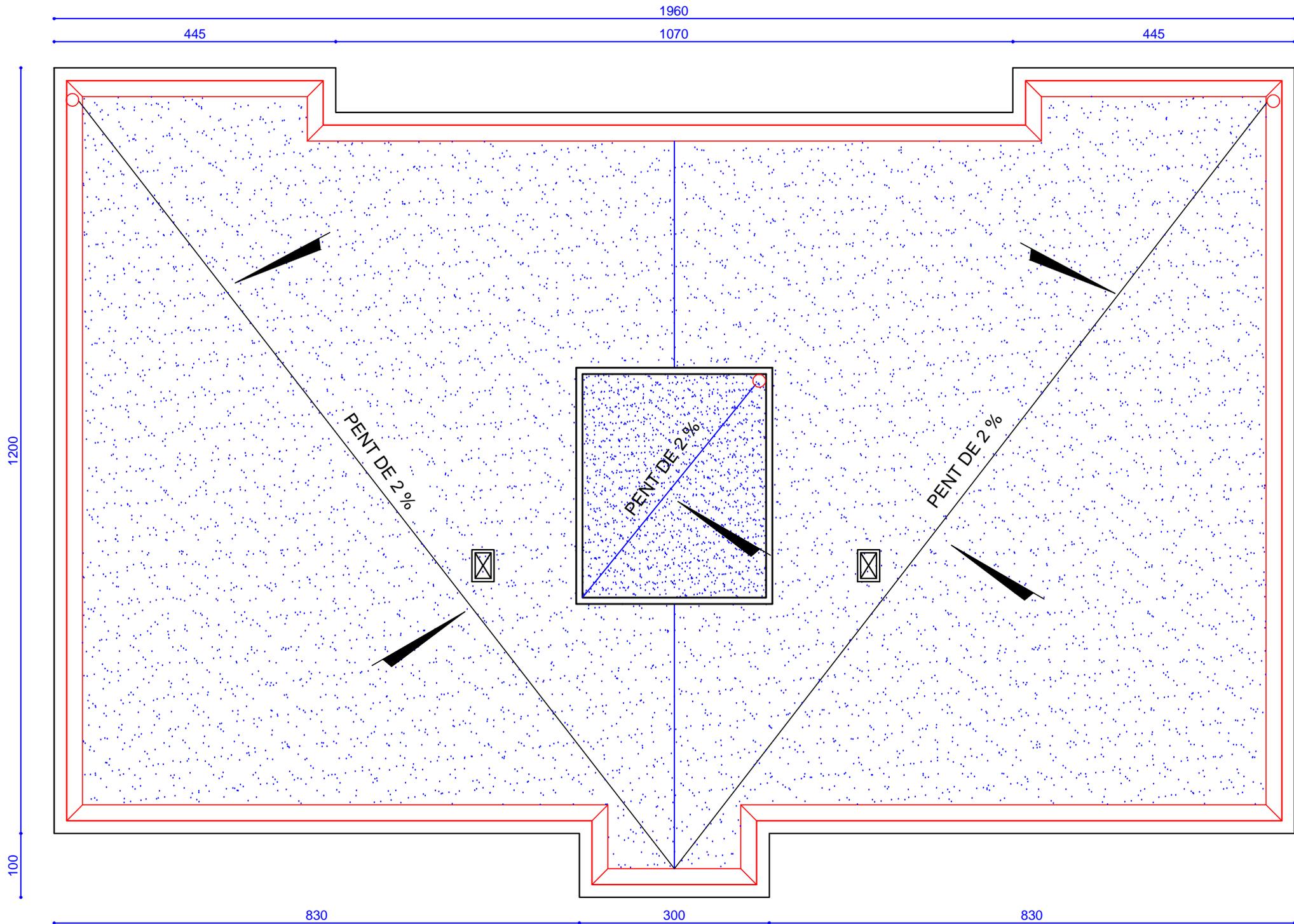
$$\rho = 0.9$$

		u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	<u>0.065</u>	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	<u>0.052</u>	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

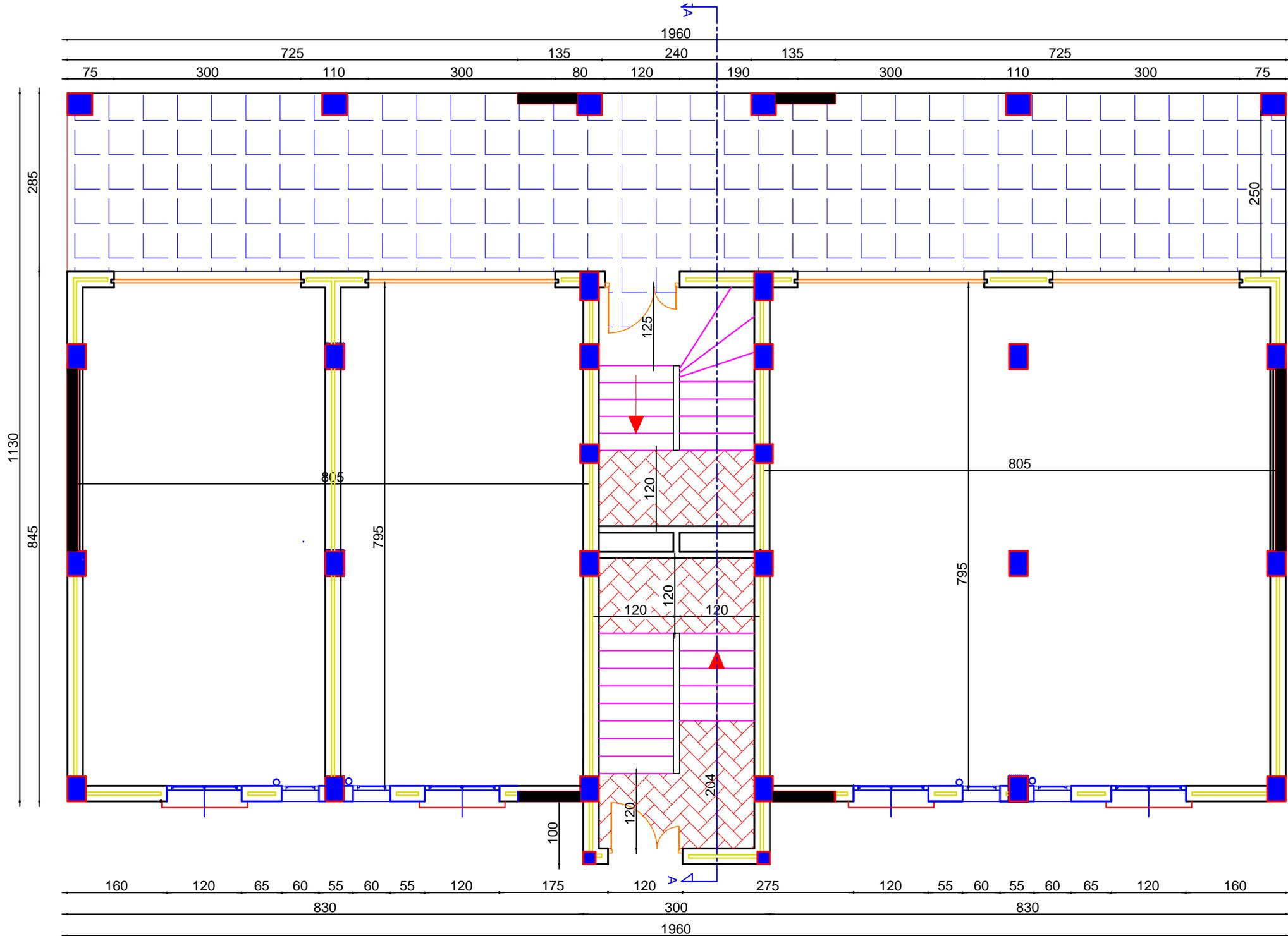
Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

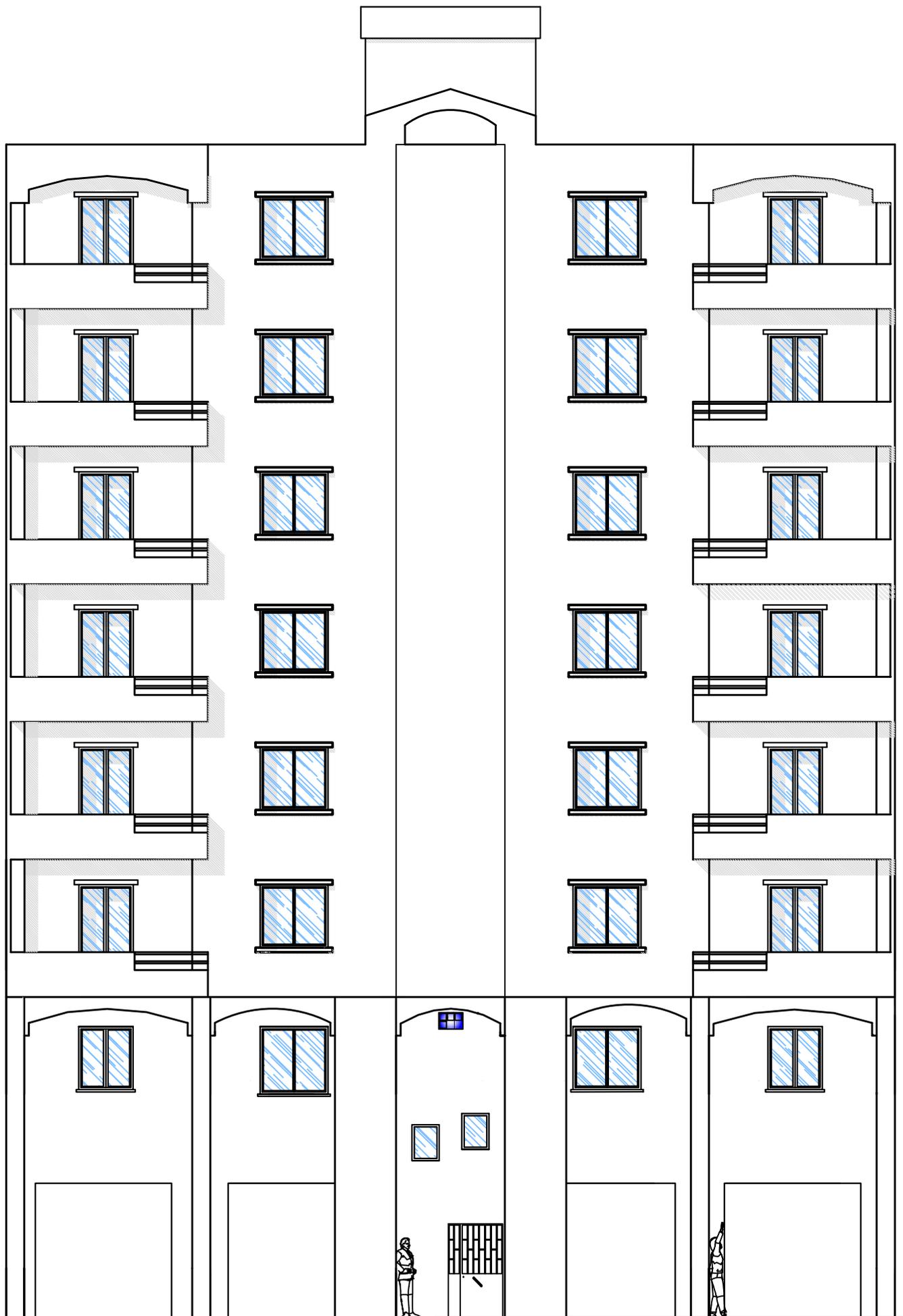
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



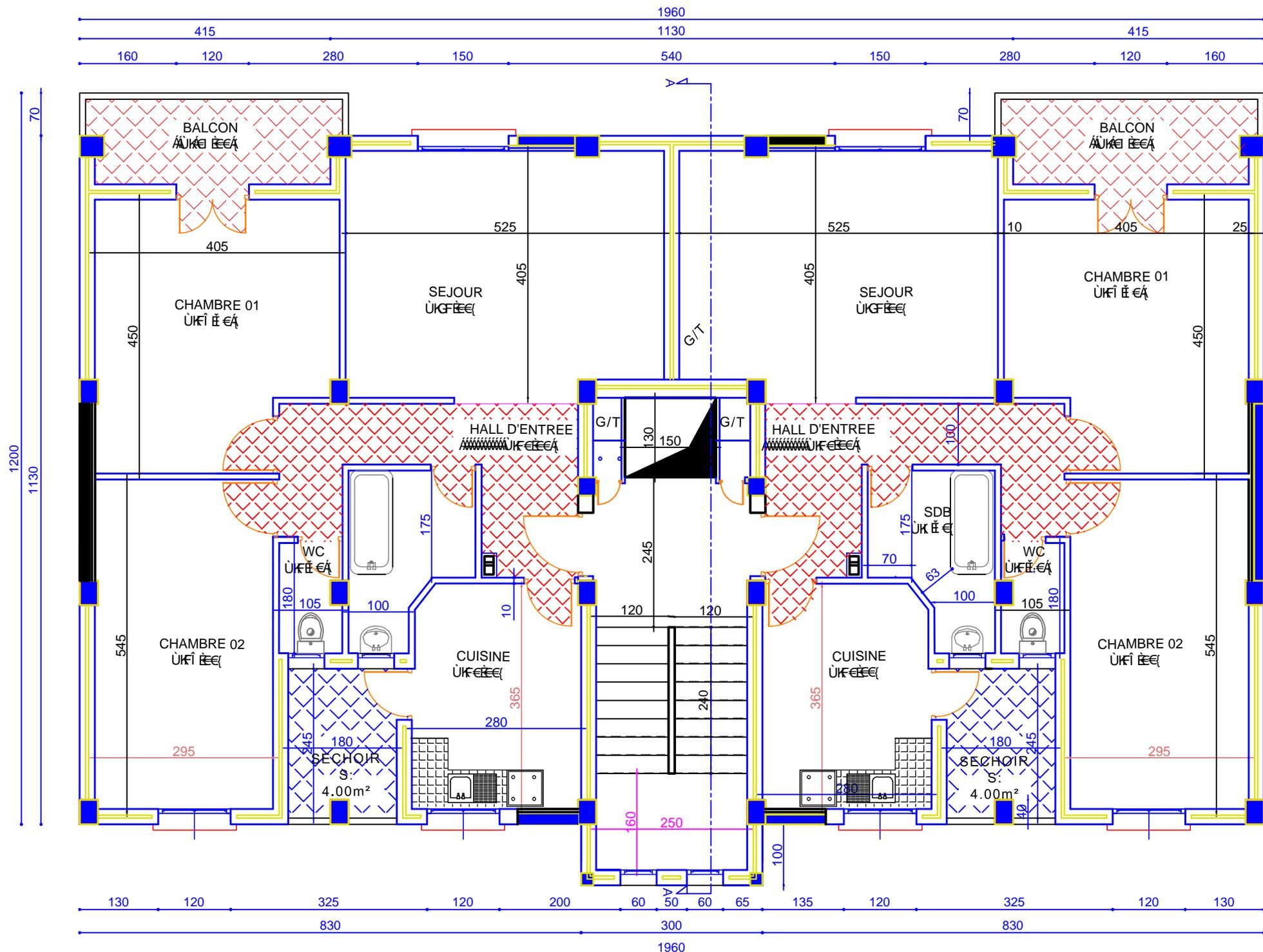
PLAN DE TERRASSE



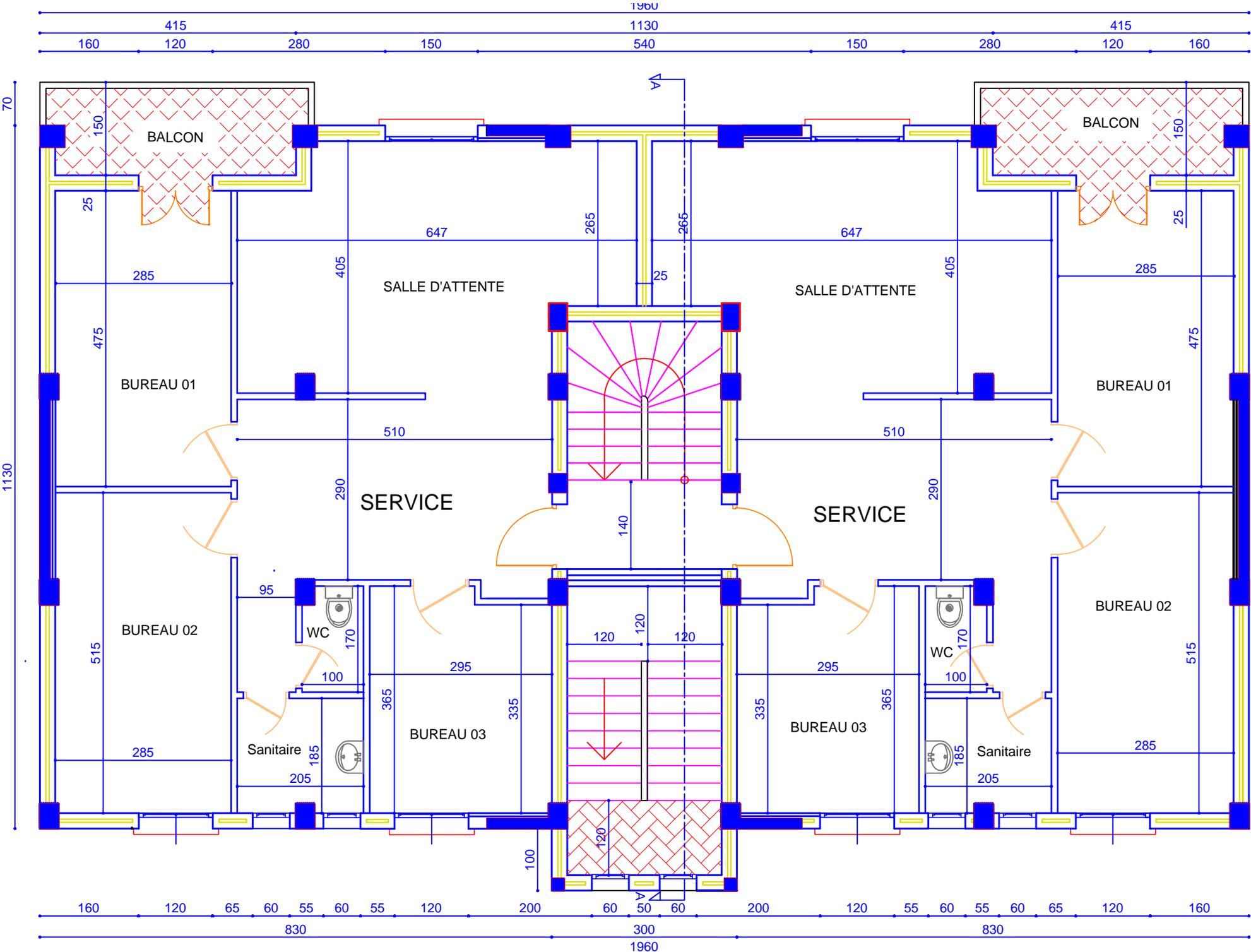
PLAN R-D-C



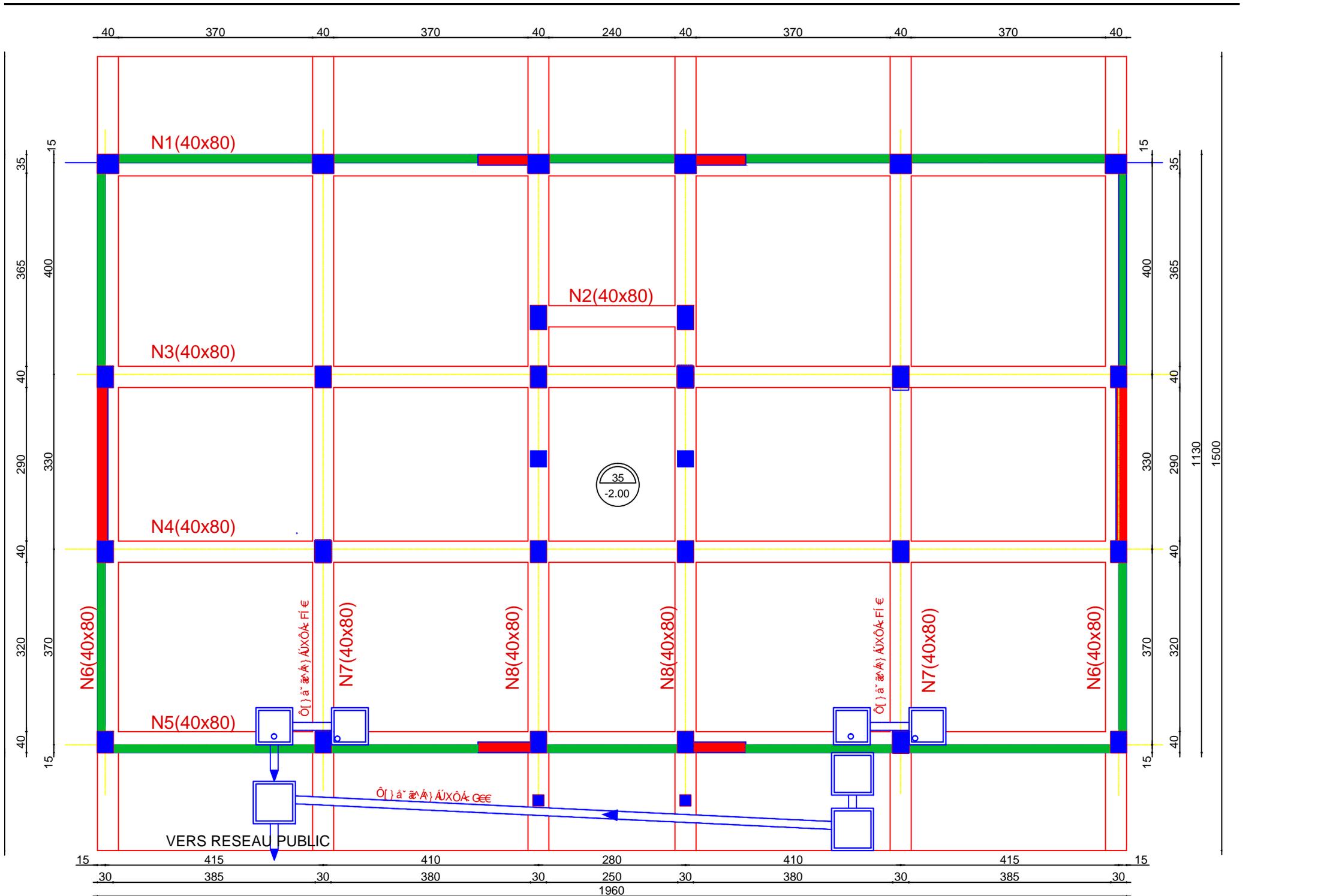
FACADE PRINCIPALE



PLAN ETAGE- 3 A 7 -



PLAN 2eme ETAGE SERVICE



PLAN SOUS SOL VIDE SANITAIRE