

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

Université Abderrahmane MIRA de Béjaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie civil

Option : Matériaux et structures

Thème :

Étude d'un bâtiment (R+6+2 Entres Sol) contreventé par un système mixte Voiles-Portiques

Réalisé par :

M^{elle} : BOUBEZZOU Samia

M^r : HAYOUNE Khelaf

Encadré par :

M^{me} CHIKH AMER H.

Membres de jury :

M^{me} : SFAKSI O.

M^r : OURTEMACHE M.

Promotion : 2014/2015

Remerciements

Nous remercions avant tous Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances et nos remerciements à notre promotrice M^{me} CHIKH AMER, pour avoir accepté de nous guider dans ce travail.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous nos amis pour leur aide, et leur encouragement, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Khélaf et Samia

Dédicacəs

Je dédie ce mémoire :

A toute ma famille, mes parents, ma sœur,
Mon frère, mes cousins et mes cousines.

A tous mes amis (es) : Khaləd , Amirouche,
Amour, Azzedine, Samir, Hichem, Nabil,
Abderrzak, et les résidents de A05, B210
(R.U.T.O).

Et bien sûr à Samia.

Je dédie ce mémoire exceptionnellement à une
personne très spéciale, c'est pour toi *Mouni*,
Merci pour ton soutien.

Khelaf

Dédicacəs

Je dédie ce mémoire :

A toute ma famille, mes parents, mes sœurs,
Mes frères, mes cousins et mes cousines.

A tous mes amis (es) : Khaled , Amirouche,
Amour, Azzedine, Nassima, Sabrina, les
résidents G303, G304 (R.Ü 17 octobre).

Et bien sûr à Khaled.

Je dédie ce mémoire exceptionnellement à une
personne très spéciale, c'est pour toi *Yemma*.

Samia

Liste des figures

Figure I.1 : Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU.	7
Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.	9
Figure II.1: Disposition des poutrelles.	13
Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.	13
Figure II.3 : Panneau de la dalle 1.	14
Figure II.4 : Panneau de la dalle 2.	15
Figure II.6 : Panneau de la dalle 4.	15
Figure II.7 : Panneau de la dalle 5.	15
Figure II.8 : Panneau de la dalle 6.	16
Figure II.9 : Détail d'un escalier droit.	16
Figure II.10 : Cage d'escalier type 1.	17
Figure II.11 : Schéma de la volée 1 L'entre sol	18
Figure II.12 : Schéma statique de la volée 2 de type d'escalier	18
Figure II.13 : Volée 1 de type d'escalier 2.	19
Figure II.14 : Cage d'escalier du RDC (type 2).	19
Figure II.15 : Volée 1 de l'escalier type 3.	19
Figure II.16 : Cage d'escalier type 3.	19
Figure II.17 : Volée 2 de l'escalier type 3.	20
Figure II.18 : Volée 1 de l'escalier du duplex.	20
Figure II.19 : Cage d'escalier du duplex.	20
Figure II.20 : Volée 2 de l'escalier du duplex.	21
Figure II.21 : Schéma de l'acrotère	22
Figure II.22 : Plancher terrasse inaccessible	23
Figure II.23 : Plancher étage courant.	24
Figure II.24 : Plancher balcon.	25
Figure II.25 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau de RDC.	28
Figure II.26 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau des étage 1,2,3 et 4.	28
Figure II.27 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau de l'étage 5.	29
Figure II.28 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau de l'étage 6.	29
Figure II.29 : Surface afférente au niveau du plancher terrasse inaccessible.	30
Figure II.30 : Surface afférente au niveau du plancher bureaux (entre sol).	30
Figure III.1 : Dimensions de la poutrelle.	38
Figure III.2 : Schéma d'une poutre continue.	41
Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées	41
Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.	41
Figure III.5 : Schéma de la poutrelle de type 1, habitation.	43
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle de type 1 habitation.	44
Figure III.7 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle de type 1 habitation.	45
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	63
Figure III.9 : Schéma statique de la dalle 1	64
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle 1.	66
Figure III.11 : Schéma statique de la dalle 2.	66

Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle 2	67
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle 3.	71
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle 4.	74
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	78
Figure III.16 : Volée 1 de l'escalier type 3.	79
Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier type 3.	79
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier.	82
Figure III.19 : Schéma statique de la Poutre palière.	83
Figure III.20 : Schéma de ferrailage en travée de la poutre palière.	88
Figure III.21 : Schéma de ferrailage en appui de la poutre palière.	88
Figure III.22 : Schéma statique de la volée (ABCD).	88
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la dalle (ABCD).	90
Figure III.24 : Schéma de la poutre brisée.	90
Figure III.25 : Schéma de ferrailage en travée de la poutre brisée.....	93
Figure III.26 : Schéma de ferrailage en appui de la poutre brisée.	93
Figure III.27 : Coupe transversale de l'acrotère.....	94
Figure III.28 : Section de l'acrotère à ferrailer.....	97
Figure III.29 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	99
Figure III.30 : Poutre de chainage type 1.	100
Figure III.31 : Poutre de chainage type 2.	100
Figure III.32 : Schéma de ferrailage du chainage type 1	103
Figure III.33 : Schéma de ferrailage du chainage type 2.	103
Figure IV.1 : Spectre obtenu.	109
Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.	110
Figure IV.3 : Mode 1.....	111
Figure IV.4 : Mode 2.....	112
Figure IV.5 : Mode 3.....	112
Figure V.1 : Dispositions constructives des portiques.	120
Figure V.2 : Zone nodale poteau-poutre.	128
Figure V.3 : Section du poteau.....	133
Figure V.4 : Les moments résistant dans la zone nodale.	135
Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 au niveau des entres sol et RDC.....	143
Figure VI.1: Schéma de la dalle la plus défavorable du radier.	155
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage du radier.	158
Figure VI.3 : Schéma des nervures dans le sens x-x.....	159
Figure VI.4 : Schéma des nervures dans le sens y-y.....	159
Figure VI.5 : Section de la nervure à ferrailer.	161

Liste des tableaux

Tableau I.1 : fe en fonction du type d'acier.	9
Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utilisés.....	10
Tableau II.1 : Dimensions de partie BC de l'escalier type 1.....	18
Tableau II.2 : dimensions de la volée 2 de l'escalier type 1.	19
Tableau II.3 : dimensions de la volée 1 de type d'escalier 2.....	19
Tableau II.4 : Dimensions de la volée 1 de l'escalier type 3.....	20
Tableau II.5 : Dimensions de la volée 2 de l'escalier type 3.....	20
Tableau II.6 : Dimensions de la volée 1 de l'escalier du duplex.....	21
Tableau II.7: Dimensions de la volée 2 de l'escalier du duplex.	21
Tableau II.8: La charge permanente du plancher terrasse inaccessible.	23
Tableau II.9: La charge permanente du plancher terrasse accessible.....	24
Tableau II.10: La charge permanente du plancher étage courant.....	24
Tableau II.11: La charge permanente du plancher balcon.	25
Tableau II.12: La charge permanente des murs doubles cloisons.....	25
Tableau II.13: La charge permanente du palier.....	26
Tableau II.14: La charge permanente de la paillasse.	26
Tableau II.15: Les charges d'exploitations.	27
Tableau II.16 : Descente de charge.	32
Tableau II.17 : Vérification des poteaux à la compression simple.	36
Tableau II.18 : Vérification des poteaux au flambement.	36
Tableau III.1 : Les différentes charges sur les poutrelles.....	39
Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles.....	42
Tableau III.3 : Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.....	46
Tableau III.4 : Les sollicitations des poutrelles du plancher service.....	47
Tableau III.5 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.	48
Tableau III.6 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible.	49
Tableau III.7 : Ferrailage des poutrelles des plancher habitation et bureaux.....	52
Tableau III.8 : Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible et inaccessible.	53
Tableau III.9 : Vérification de l'effort tranchant en travée.	55
Tableau III.10 : Vérification de l'effort tranchant en l'appui intermédiaire.	55
Tableau III.11 : Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive.....	56
Tableau III.12 : État limite de compression pour le plancher habitation et terrasses.	56
Tableau III.13 : État limite de compression pour le plancher bureaux.	56
Tableau III.14: Vérifications de la flèche pour le plancher terrasse (en mm).....	61
Tableau III.15: Vérifications de la flèche pour le plancher service.	61
Tableau III.16 : Schémas de ferrailage des poutrelles	62
Tableau III.17 : Ferrailage de la dalle 1.	64
Tableau III.18 : Ferrailage de la dalle 2.	66
Tableau III.19 : Vérification de la flèche pour la dalle 2.	67
Tableau III.20 : Ferrailage de la dalle 3.	69
Tableau III.21 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 3.....	70
Tableau III.22 : Ferrailage de la dalle 4.	72
Tableau III.23 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 4.....	73

Tableau III.24: Vérification de la flèche pour la dalle 4.	74
Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.	76
Tableau III.26 : Vérification de la compression de béton pour la dalle sur 4appuis.	77
Tableau III.27 : Calcul des armatures principales de l'escalier type3.	80
Tableau III.28 : État de compression du béton pour l'escalier.	81
Tableau III.29 : Vérification de la flèche pour l'escalier type 3.	81
Tableau III.30: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	84
Tableau III.31 : Les sollicitations sur la poutre palière.	85
Tableau III.32 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	85
Tableau III.33 : Ferrailage de la poutre palière à la torsion.	86
Tableau III.34 : Vérification de compression dans la poutre palière.	87
Tableau III.35 : Ferrailage de la volée (A B C D) de l'escalier duplex.	89
Tableau III.36 : Sollicitations sur la poutre brisée.	90
Tableau III.37 : Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.	91
Tableau III.38 : Ferrailage de la poutre brisée à la torsion.	91
Tableau III.39 : Vérification de compression dans la poutre palière.	92
Tableau III.40 : Charge permanente revenant à l'acrotère.	94
Tableau III.41 : Combinaisons d'action de l'acrotère.	95
Tableau III.42 : Les sollicitations maximales dans les chainages.	101
Tableau III.43 : Ferrailage de la poutre de chainage.	101
Tableau III.44 : Vérification de la compression dans le béton.	102
Tableau III.45 : Vérification de la flèche pour chainage type 1.	103
Tableau III.46 : Vérification de la flèche pour chainage type 2.	103
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	105
Tableau IV.2 : Les valeurs de $\xi(\%)$	107
Tableau IV.3 : Sections des poteaux.	110
Tableau IV.4 : Mode de vibration et taux de participation des masses.	111
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.	113
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.	114
Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.	115
Tableau IV.8 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.	115
Tableau IV.9 : Calcul des déplacements.	116
Tableau IV.10 : Vérification des effets $P-\Delta$	117
Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.	121
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.	123
Tableau V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	124
Tableau V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton.	124
Tableau V.5 : Vérification de la flèche pour les poutres.	124
Tableau V.6 : Schémas de ferrailage des poutres.	125
Tableau V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	128
Tableau V.7 : Sollicitations dans les poteaux.	129
Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux.	131
Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales.	131
Tableau V.10 : Vérification du flambement pour les poteaux.	133
Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	134
Tableau V.12 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.	134

Tableau V.13 : Les moments résistants dans les poteaux.	135
Tableau V.14 : Vérification de la zone nodale.	136
Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale après l'augmentation A_s des poteaux.	136
Tableau V.16 : Schémas de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.	137
Tableau V.17 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$	140
Tableau V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.	143
Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.	144
Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.	144
Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.	145
Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux.	146
Tableau V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x6} dans tous les niveaux.	147
Tableau V.24 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.	147
Tableau V.25 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.	148
Tableau V.26 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.	149
Tableau V.27 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux.	150
Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.	155
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier du radier.	157
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes du béton et de l'acier après l'augmentation de A_s	158
Tableau VI.4 : Sollicitations dans la nervure dans le sens $x-x$	160
Tableau VI.5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens $y-y$	161
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures dans le sens $y-y$	161
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures dans le sens $x-x$	162
Tableau VI.8 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.	162
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans les nervures.	163
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s	163
Tableau VI.11 : Schémas de ferrailage des nervures.	165

NOTATIONS

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C₇ : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

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_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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 .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

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' : longueur fictive.

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

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Règlements et normes utilisés	2
I.4. États limites	2
I.5. Actions	3
I.6. Matériaux utilisés (acier et béton).....	5

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction	11
II.2. Prédimensionnement des éléments principaux.....	11
II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires	12
II.4. Évaluation des charges et surcharges	23
II.5. Prédimensionnement des poteaux	27
II.6. Descente de charge	28
II.7. Conclusion	37

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1. Introduction	38
III.2. Étude des planchers	38
III.3. Étude des dalles pleines.....	64
III.4. Étude des escaliers	79
III.5. Étude de l'acrotère	94
III.6. Étude des poutres de chaînage	100

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1. Introduction	104
IV.2. Méthode de calcul	104
IV.3. Modélisation et résultats	109
IV.4. Vérifications.....	113
IV.5. Conclusion	117

Chapitre V : Étude des éléments structuraux

V.1. Étude des poutres.....	118
V.2. Étude des poteaux.....	127
V.3. Étude des voiles.....	139

Chapitre VI : Étude des fondations

VI .1. Introduction.....	151
VI.2. Choix du type des fondations.....	151
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer.....	151
VI .4. Étude des fondations	151

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Introduction

générale

Introduction générale

Le génie civil est le domaine d'activités dont le but est de construire des ouvrages et des infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité publique. C'est le souci majeur des ingénieurs civils, ils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation, et de la réhabilitation de ces constructions.

L'émergence du domaine de la construction exige l'instauration des règles et des normes afin d'assurer la sécurité et le confort de vie à une population qui ne cesse d'augmenter. Le risque est présent sous toutes ses formes, particulièrement le risque sismique (tremblements de terre), il dépend d'une part de la probabilité d'occurrence du séisme, donc de l'aléa sismique et d'autre part de la vulnérabilité des constructions existantes. Les tremblements de terre sont imprévisibles et inévitables, faute de pouvoir les éviter, on doit chercher à limiter leurs dommages. Dans la majorité des cas, leur ampleur est imputable à des choix conceptuels inadéquats à tous les niveaux ou à une négligence dans la réalisation et son contrôle. Ces dommages pourraient être réduits si certaines règles adoptées globalement sont respectées, tel qu'un dimensionnement adéquat, une bonne conception et une mise en œuvre exécutée dans les règles de l'art.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment (R+6+2 entres sol) bi-fonctionnel, contreventé par un système mixte (voiles et portiques). Il regroupe à la fois bureaux au niveau des entres sol et logements d'habitations aux autres niveaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons procédé au calcul des éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles de contreventement. La structure est soumise au spectre de réponse du RPA99version2003, sa réponse est calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq, l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles on prend appui, afin d'aboutir à la réalisation d'une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et la caractérisation des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+6+2 entres-sol, cette structure est destinée à l'usage habitation et bureaux, et classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la commune de Sidi aiche, wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone IIa (zone moyenne sismicité).

Remarque : Notre bâtiment n'a aucun contact latéral avec le sol car il est entouré de 2 blocs et une cour réalisée en portiques (voir les plans), ce qui résulte l'absence de l'étude du mur de soutènement ou un voile périphérique.

I.2.1. Description architecturale :

- La longueur du bâtiment : 18.30 m.
- La largeur du bâtiment : 11.90 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 28.73 m.
- Hauteur du RDC et autres étages : 3.06 m.
- Hauteur de l'entre sol 1 : 3.57 m.
- Hauteur de l'entre sol 2 : 3.74 m.

Le RPA exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, d'introduire des voiles. On adopte pour notre structure un contreventement mixte (portiques-voiles) avec interaction.

I.2.2. Description structurales :

- **Les planchers :** Sont deux types dans notre structure :
 - planchers à corps creux.
 - planchers à dalle pleine : Sont utilisées dans les éléments en porte à faux et au niveau des parties de planchers en contact avec les escaliers.
- **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre bâtiment on a trois cages d'escaliers à deux volées, la cage au niveau des entresols, la cage du rez de chaussée et les autres étages, et celle du duplex.
- **Les façades et les cloisons :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm .

séparés par une lame d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront réalisés en une seule paroi de brique de 10cm.

• **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

-transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

-limiter les tassements différentiels.

- L'encastrement de la structure dans le sol.

Le type de fondation sera déterminé en fonction des données du rapport de sol (annexe 1).

D'après ce rapport, le terrain d'assise devant accueillir ce bâtiment, est constitué d'un sol de résistance moyenne à bonne en surface à satisfaisante en profondeur, avec une contrainte admissible de 2 bars.

I.3. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- CBA93 (Code de Béton Armé).
- BAEL91/version 99 (Béton Armé aux États Limites)
- RPA99 /version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- DTR BC2.33.2 (Document technique Règlementaire des charges et surcharges).
- DTR B.C.2.2. (Règles de calculs des fondations superficielles).

I.4. États limites : (BAEL91)

I.4.1. Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) État limite ultime(ELU) : Les états limites ultimes sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) État limite de service (ELS): Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : Ouverture des fissures, déformation des éléments.

I.4.2. Hypothèses de calcul :

I.4.2.1. E.L.U :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

1- conservation des sections planes après déformation.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5% ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2% dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- la section d'un groupe de barres est concentrée en son centre de gravité.

I.4.2.2. E.L.S :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1,2,3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence.
- 4- l'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.

I.5. Actions :

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliqués à une structure ou bien comme une déformation imposée à une construction.

I.5.1. Différents types d'action :

- **Actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - les poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations permanentes imposées à la structure.
- **Actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
 - Les Charges appliquées en cours d'exécution.
- **Actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs, les séismes, les explosions.

I.5.2. Combinaisons d'actions:

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions des coefficients de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Ces valeurs seront combinées pour déterminer le cas de chargement le plus défavorable.

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

G_{max} : les actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

G_{min} : Les actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

Q₁ : Action variable dite de base.

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

a) Combinaison d'action à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situations durables ou transitoires :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

γ_{Q1} : vaut 1.5 dans le cas général et 1.35 dans les cas suivants:

- la température
- les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.
- les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération, pour les bâtiments à usage courant $\psi_{0i} = 0.77$

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{11} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \psi_{2i} = 0 \rightarrow \text{Vent, neige pour altitude } \leq 500\text{m, et variation uniforme de température.} \\ \psi_{2i} = 0.1 \rightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS :

CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

c) Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations- accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E \text{ (pour les poteaux des portiques auto-stables).} \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.6. Matériaux utilisés (acier et béton)

I.6.1. Béton : est un mélange du ciment, du sable, du granulat et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel). le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

- Caractéristiques mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindrique en béton normalisée (16cm*32cm) dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} .

En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante

$$f_{cj} = \sigma_j / 1.15$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1)}$$

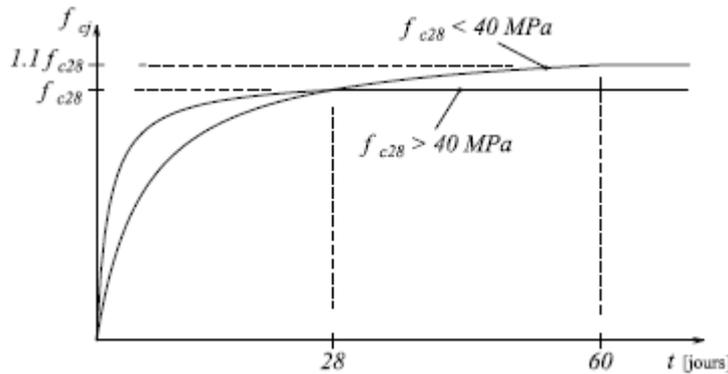


Figure I.1: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance à la traction **CBA93 (article A.2.1.12).**

f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : **BAEL91 (article A.5.1.211)**

$$\tau_{Adm} \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, il est pris égal :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \quad \text{CBA (Art: A.2.1.2.1).$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte des déformations de fluage du béton, le module de instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3) * E_{ij}$$

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

e) Module déformation transversale du béton :

CBA93 (article A.2.1.3).

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contrainte-déformation :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc}):

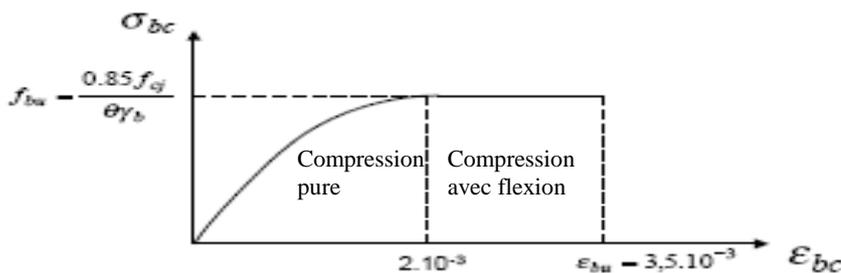


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU.

$-f_{bu}$: est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si durée} \geq 24\text{h} ; \\ 0.9 & \text{si } 1\text{h} \leq \text{durée} < 24\text{h} ; \\ 0.8 & \text{si durée} < 1 ; \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{(cas courants)} ; \\ 1.15 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.6.2. L'acier:

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton seul, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS :**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}]$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, ; 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \quad [\text{MPa}]$$

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \quad [\text{MPa}].$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\begin{cases} \eta=1 & \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1.6 & \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

I.6.2.2. Principales armatures utilisés :

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

Type	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000$ MPa.

I.6.2.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ($\sigma_{su} = E_s \cdot \epsilon_s$) de pente $E = 2 \cdot 10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

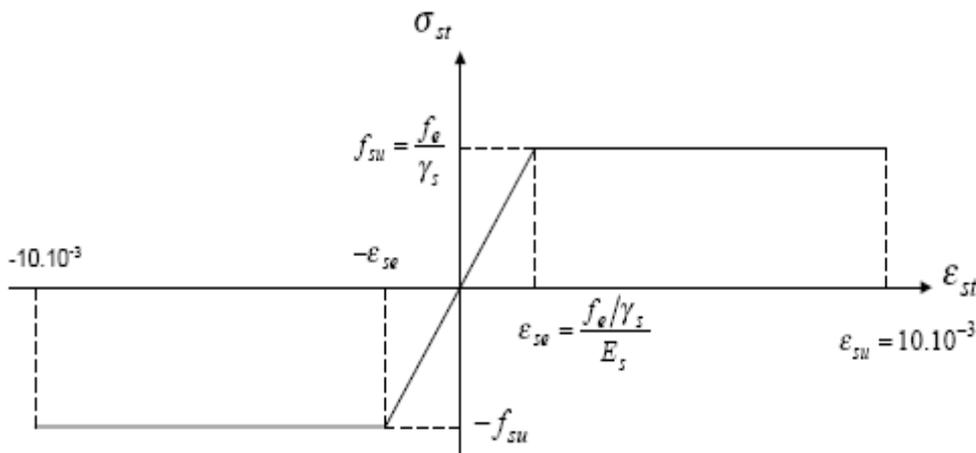


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.6.3. Résumé des caractéristique des matériaux à utilisés :

Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinal instantané E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinal différé E_{vj}	10721.39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	201,63
	*FTN	164.97

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

II.2. Prédimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres :

Leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10.$$

Avec : L_{\max} est portée maximale entre nus d'appuis.

En supposant forfaitairement une largeur de poteau de 40 cm

II.2.1.1. Poutres principales (voir figure II.1 en page 13) :

$$L_{\max} = 495 - 40 = 455 \text{ cm} \Rightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h \leq 45.5 \text{ cm}.$$

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

II.2.1.2. Poutres (voir figure II.1 en page 13) :

$$L_{\max} = 385 - 40 = 345 \text{ cm} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm}.$$

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

II.2.1.3. Vérifications selon RPA 99:

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4. \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres dans le sens y-y : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres dans le sens x-x : $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.2.2. Les voiles :

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_v : Hauteur libre du voile.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

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

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_v / 20$ (2).

$$\bullet L \geq 4 e \dots\dots\dots (3).$$

pour RDC et les étages courants, on a : $h_v = 306 - 30 = 276$ cm

$$e \geq 2.76/20 \Rightarrow e \geq 13.8 \text{ cm}$$

on opte : $e = 15$ cm.

pour l'entresol 1, on a : $h_v = 357 - 30 = 327$ cm

$$e \geq 327/20 \Rightarrow e \geq 16.35 \text{ cm}$$

On opte : $e = 20$ cm

pour l'entresol 2, on a : $h_v = 374 - 30 = 344$ cm

$$e \geq 344/20 \Rightarrow e \geq 17.20 \text{ m}$$

On opte : $e = 20$ cm

II.2.3. Les poteaux :

Les poteaux seront dimensionnés à la compression simple sous un effort normal évalué par la descente de charges. L'évaluation de charges se fera ultérieurement.

II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. Les planchers :

II.3.1.1. Planchers à corps creux :

On dimensionne le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq L_{\max}/22.5$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

h_t : hauteur du plancher.

➤ Les poutrelles :

❖ Définition :

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

❖ Disposition des poutrelles :

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous optons la disposition des poutrelles montrée sur la figure suivante :

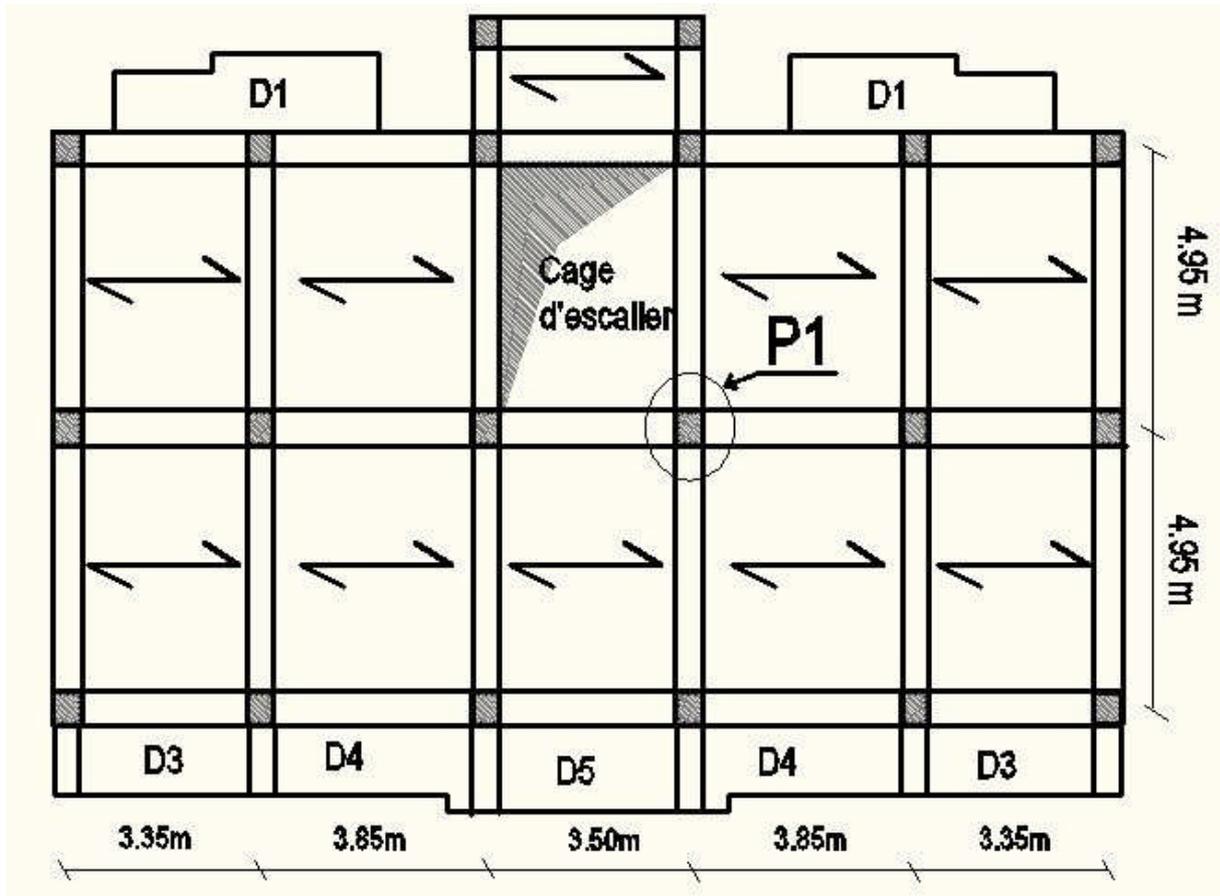


Figure II.1 : Disposition des poutrelles.

Donc $L_{max} = 385 - 30 = 355 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 355 / 22.5 \Rightarrow h_t \geq 15.77 \text{ cm}$.

On adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20 \text{ cm}$ pour tout les niveaux avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression

❖ **Prédimensionnement des poutrelles :**

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 nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}.$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

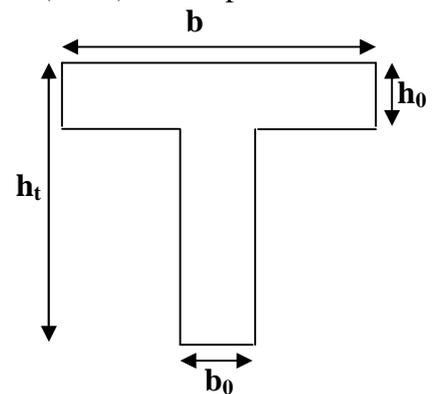


Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

L_x : est l'entre nus d'appuis de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 335-30=305$ cm

$$\text{Donc on aura : } \left(\frac{b-10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{305}{10} \right) = \min(27,5; 30,5)$$

On aura : $b \leq 65$ cm.

On opte pour : $b = 65$ cm

II.3.1.2. Les dalles pleines :

Leur prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- Critère de résistance :
 - $e \geq L_x/20 \rightarrow$ pour une dalle reposant sur un seul appui.
 - $L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \rightarrow$ pour une dalle reposant sur deux appuis.
 - $L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \rightarrow$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.
- Coupe feu : Pour deux heures de coupe feu, on a $e \geq 11$ cm.

Les types de dalles pleines existant dans notre projet :

- **Dalle 1 (D1):**

$$e \geq 130/20$$

$$\Rightarrow e \geq 6.5 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11$ cm .

$$\Rightarrow \text{On prend } e = 12 \text{ cm}$$

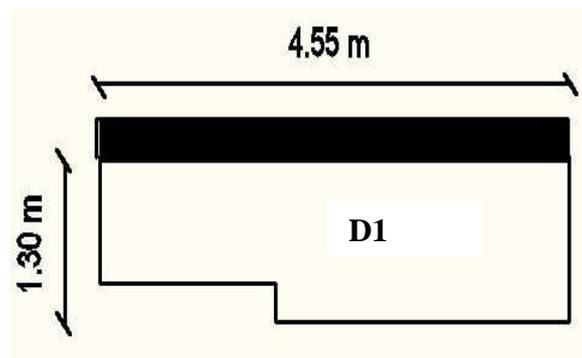


Figure II.3 : Panneau de la dalle 1.

• **Dalle 2 (D2) :**

$e \geq 130/20$

$\Rightarrow e \geq 6.5 \text{ cm}$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $e = 12 \text{ cm}$

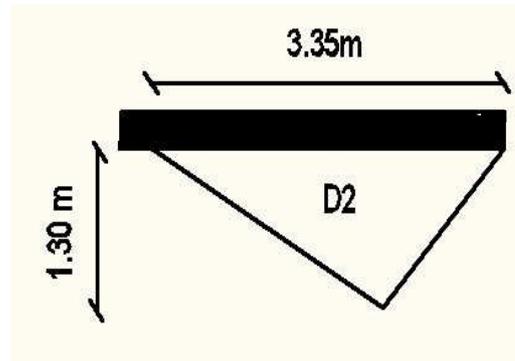


Figure II.4 : Panneau de la dalle 2.

• **Dalle 3 (D3) :**

$120/50 \leq e \leq 120/40$

$\Rightarrow 2,4 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $e = 12 \text{ cm}$

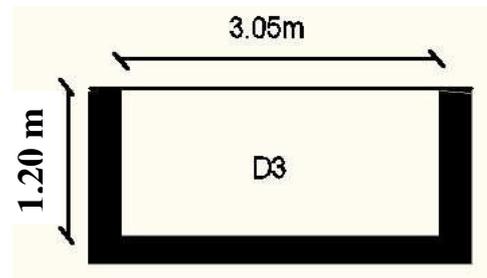


Figure II.5 : Panneau de la dalle 3.

• **Dalle 4 (D4) :**

$150/50 \leq e \leq 150/40$

$\Rightarrow 2,4 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $e = 12 \text{ cm}$

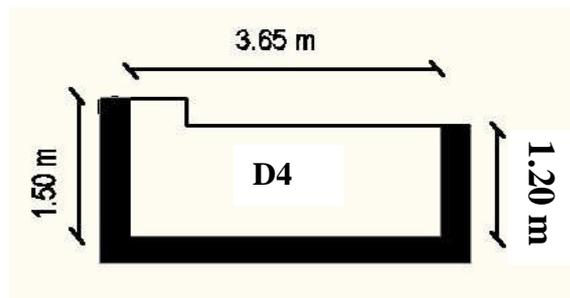


Figure II.6 : Panneau de la dalle 4.

• **Dalle 5 (D5):**

$130/50 \leq e \leq 130/40$

$\Rightarrow 2,6 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm}$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $e = 12 \text{ cm}$

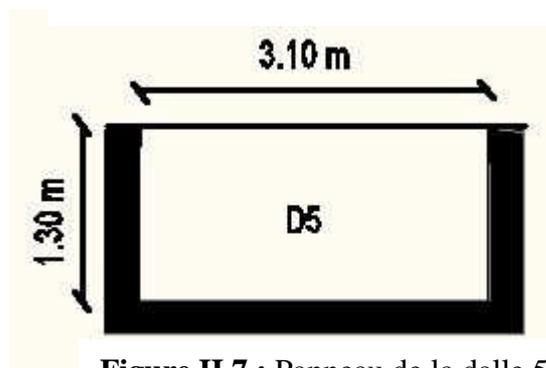


Figure II.7 : Panneau de la dalle 5.

• Dalle 6 (D6) :

$$370/50 \leq e \leq 370/40$$

$$\Rightarrow 7,40\text{cm} \leq e \leq 9,25\text{cm}$$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11\text{cm}$

\Rightarrow On prend $e = 12\text{ cm}$

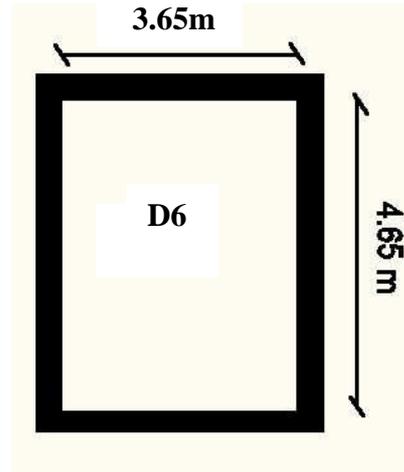


Figure II.8 : Panneau de la dalle 6.

Remarque :

- ◆ Les dalles 1,3,4 et 5 se situent au RDC, étage 1,2,3,4,5.
- ◆ La dalle 6 se situe au 5^{ème} étage.
- ◆ La dalle 2 se situe au 6^{ème} étage.

II.3.2. Les escaliers :

L'escalier est un élément secondaire de la construction, servant à relier par gradins successifs, les différents niveaux d'un bâtiment. Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

1. Palier
2. Marche
3. Contre marche de hauteur h
4. Giron(g)
5. Emmarchement
6. L'épaisseur de la paillasse e

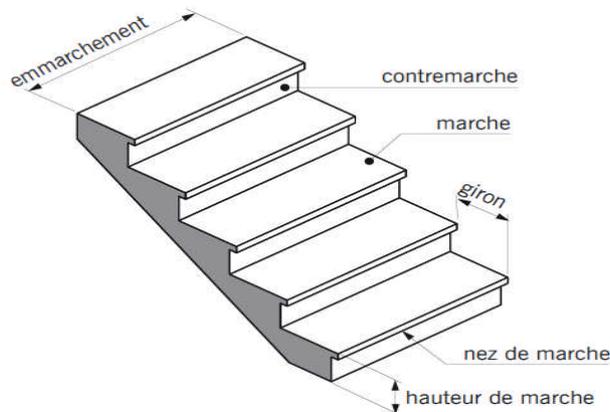


Figure II.9 : Détail d'un escalier droit.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche.

H : la hauteur de la volée

L_0 : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0/n-1$$

Si $g + 2 \times h = 64\text{cm}$ (2).

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2 H=0$

• Différents types d'escaliers existant dans notre projet :

- ✓ Type d'escalier1(Entre sol) :

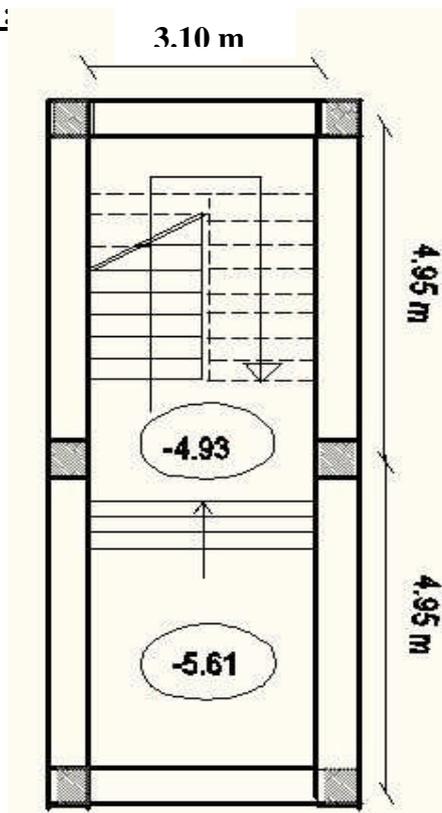


Figure II.10 : Cage d'escalier type 1.

Volée1 :

Partie AB

$H = 0.68 \text{ m} , L_0 = 0.90\text{m}$

$\text{tg}\alpha = H/L_0 = 0.68/0.90 = 0.75 \Rightarrow \alpha = 37^\circ$

$64n^2 - (64 + 2 \cdot 68 + 90)n + 2 \cdot 68 = 0 \Rightarrow n = 4$

Donc : Nombre de contre marches (n = 4)

Nombre de marches (n-1) = 3

$g = L_0 / (n-1) = 90 / 3 = 30\text{cm}$

$h = H / n = 68 / 4 = 17\text{cm}$

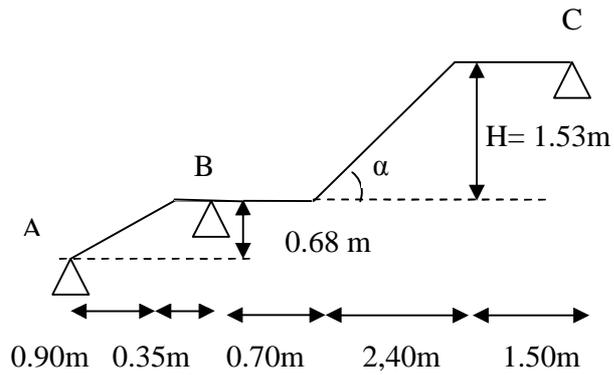


Figure II.11 : Schéma de la volée 1 L'entresol.

-Calcul de l'épaisseur :

Elle est calculée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est obtenue par la relation suivante :

$L/30 \leq e \leq L/20$

Avec $L = (90^2 + 68^2)^{1/2} + 35 = 148 \text{ cm}$

$148/30 \leq e \leq 148/20 \Rightarrow 4.93\text{cm} \leq e \leq 7.5 \text{ cm}$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11 \text{ cm}$

Pour homogénéiser l'épaisseur avec les autre volée, on prend: $e = 18 \text{ cm}$.

Partie BC:

Tableau II.1 : Dimensions de partie BC de l'escalier type 1.

H (m)	L ₀ (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	L (m)	e (cm)
1.53	2.40	9	30	17	32.52	5.04	18

▪ **Volée 2:**

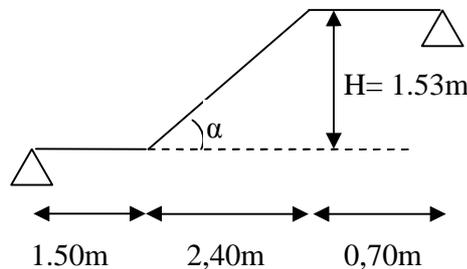


Figure II.12 : Schéma statique de la volée 2 de type d'escalier 1.

Tableau II.2 : dimensions de la volée 2 de l'escalier type 1.

H (m)	L _o (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	L (m)	e (cm)
1.53	2.40	9	30	17	32.52	504	18

✓ Type d'escalier 2 (RDC) :

▪ Volée 1 et 2 :

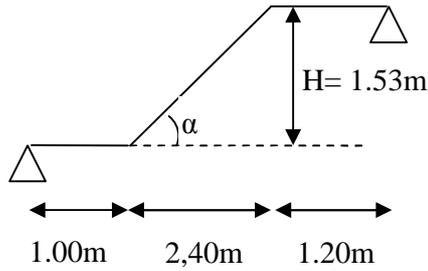


Figure II.13 : Volée 1 de type d'escalier 2.

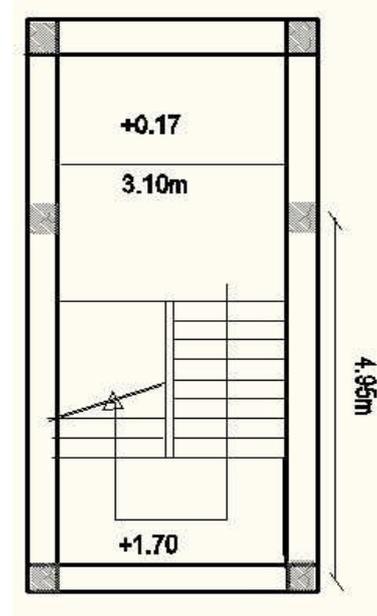


Figure II.14 : Cage d'escalier du RDC (type 2).

Tableau II.3 : dimensions de la volée 1 de type d'escalier 2.

H (m)	L _o (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	L (m)
1.53	2.40	9	30	17	32.52	5.04

✓ Type d'escalier3 (Étages courants) :

▪ Volée 1 :

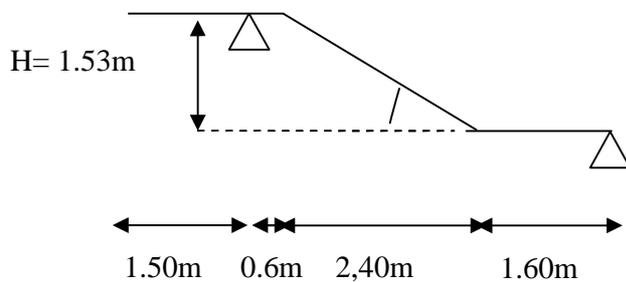


Figure II.15 : Volée 1 de l'escalier type 3.

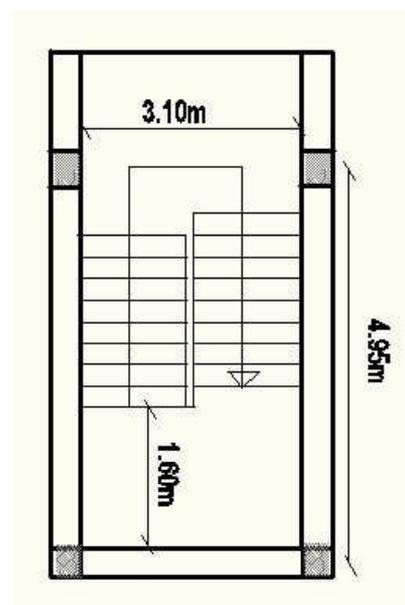
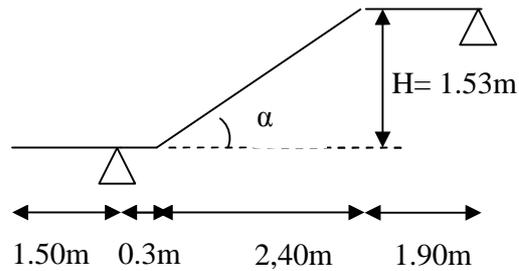


Figure II.16 : Cage d'escalier type 3.

Tableau II.4 : Dimensions de la volée 1 de l'escalier type 3.

H (m)	L _o (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	L (m)	e (cm)
1.53	2.40	9	30	17	32.52	5.04	18

▪ Volée 2:



. Figure II.17 : Volée 2 de l'escalier type 3.

Tableau II.5 : Dimensions de la volée 2 de l'escalier type 3.

H (m)	L _o (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	L (m)	e (cm)
1.53	2.40	9	30	17	32.52	5.04	18

✓ Escaliers du duplex

▪ Volée 1 :

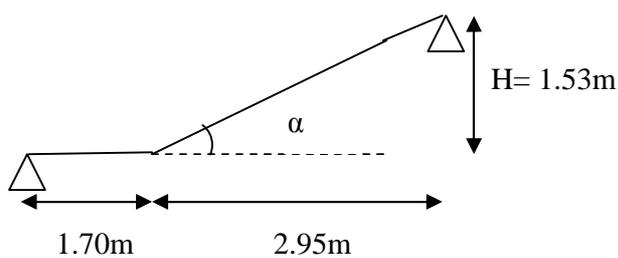


Figure II.18 : Volée 1 de l'escalier du duplex.

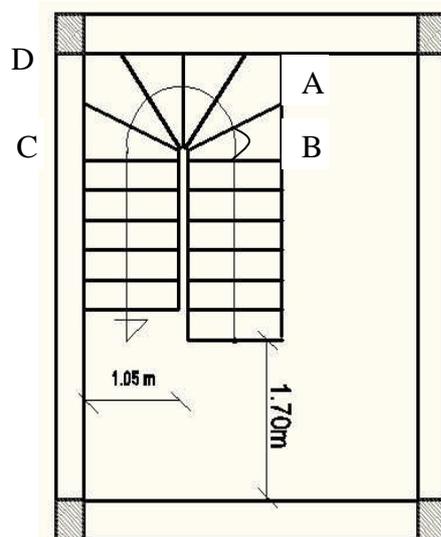
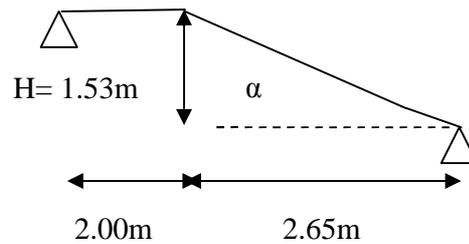


Figure II.19 : Cage d'escalier du duplex.

Tableau II.6 : Dimensions de la volée 1 de l'escalier du duplex.

H (m)	L _o (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	L (m)	e (cm)
1.53	2.95	9	30	17	27.41	5.02	18

- **Volée 2 :**

**Figure II.20 :** Volée 2 de l'escalier du duplex.**Tableau II.7:** Dimensions de la volée 2 de l'escalier du duplex.

H (m)	L _o (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	L (m)	e (cm)
1.53	2.65	9	30	17	30	5.06	18

- **Volée (ABCD):**

Elle sera calculée comme une console, avec $L_x = 1.10$ m

$$e \geq 110/20$$

$$\Rightarrow e \geq 5.5 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11$ cm

$$\Rightarrow \text{On prend } e = 12 \text{ cm}$$

II.3.3. L'acrotère:

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$S = S1 + S2 + S3 = 0.0985 \text{ m}^2$$

- **Charge Permanente :**

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0985 \times 1$$

$$G = 2.4625 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 2.4625 + 0.16 = 2.6225 \text{ KN/ml}$$

- **La Surcharge d'exploitation :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$

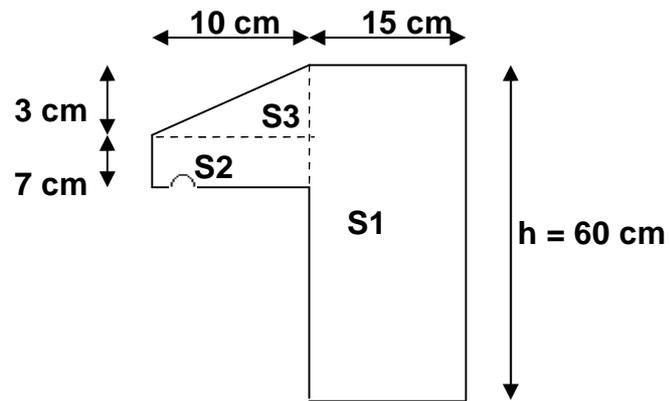


Figure II.21: Schéma de l'acrotère.

II.4. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

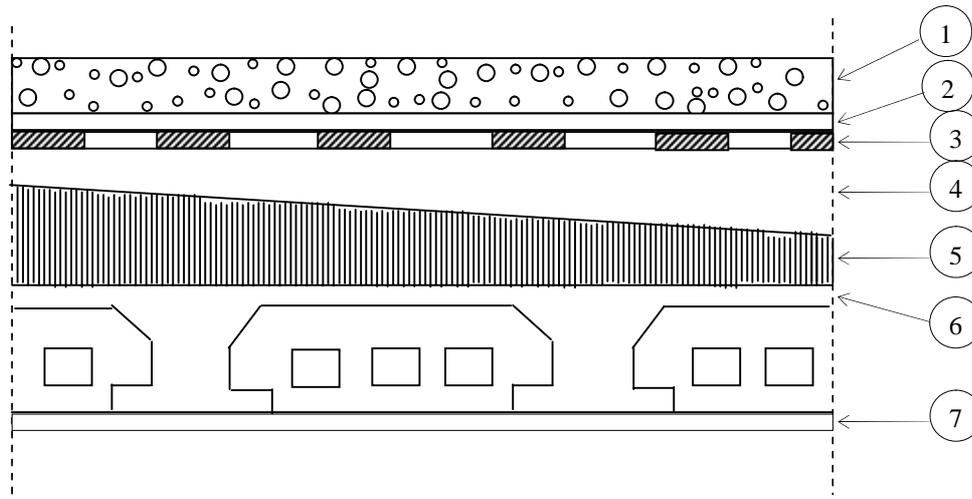


Figure II.22 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.8: La charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

Nº	Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	5.00	1.00
2	Multicouche d'étanchéité	2.00	0.12
3	Isolation thermique en liège	5.00	0,16
4	Couche en fente bitumée	/	0.03
5	Forme de pente	10.00	2.20
6	Plancher corps creux (16+4)	20.00	2.85
7	Enduit en plâtre	2.00	0.20
G plancher terrasse inaccessible			G=6.56

➤ Plancher terrasse accessible :

Tableau II.9: La charge permanente du plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2.00	0.44
Mortier de pose	2.00	0.40
Lit de sable	2.00	0.36
Forme de pente	10.0	2.20
Isolation thermique	1.50	0.27
Multicouche d'étanchéité	2.00	0.12
Plancher corps creux (16+4)	20.0	2,85
Enduit en plâtre	2.00	0.20
La charge permanente revenant au plancher terrasse accessible		G=6.84

➤ Plancher étage courant :

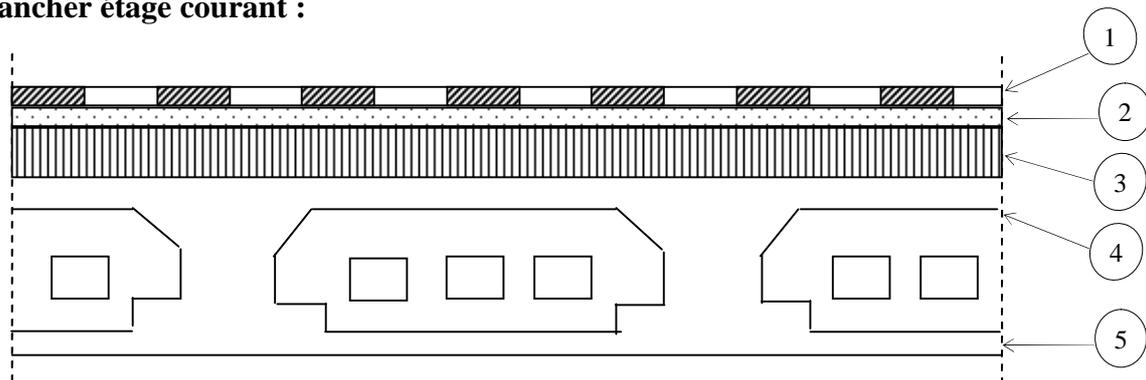


Figure II.23 : Plancher étage courant.

Tableau II.10: La charge permanente du plancher étage courant.

Nº	Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	2	0.44
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Lit de Sable	2	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	20	2.85
5	Enduit en plâtre	2	0.20
Cloisons légères de séparation		10	0.9
G plancher étages courants			G= 5.15

➤ Balcon:

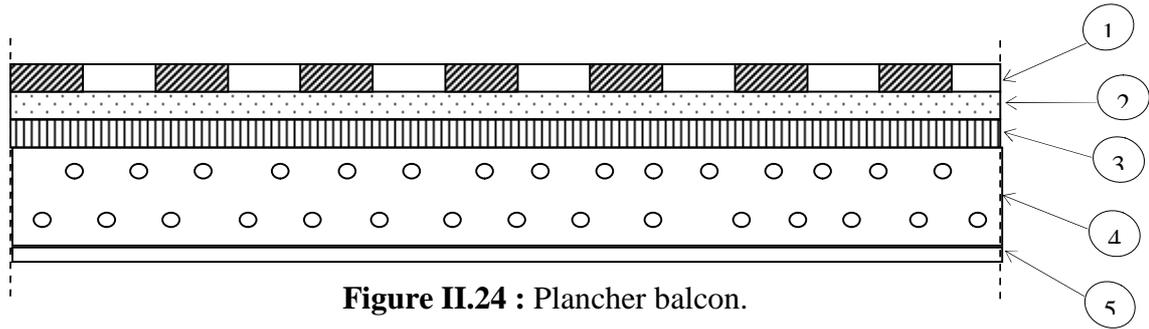


Figure II.24 : Plancher balcon.

Tableau II.11: La charge permanente du plancher balcon.

Nº	Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0,44
2	Mortier de pose	2	0,40
3	Lit de Sable	2	0,36
4	Dalle pleine	12	3
5	Enduit en plâtre	2	0,20
La charge permanente sur plancher balcon			G= 4.40

➤ Murs (doubles cloisons en briques creuses) :

Tableau II.12: La charge permanente des murs doubles cloisons.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	0,20
Briques creuses	15	1.35
Lame d'air	5	/
Briques creuses	10	0,90
Enduit en plâtre	2	0,20
La charge permanente des doubles cloisons		G= 2.65

- Évaluation des charges et surcharges sur les escaliers :
- Évaluation des charges et surcharges sur le palier (e =18cm)

Tableau II.13: La charge permanente du palier.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	18	4.50
Enduit en plâtre	2	0.20
La charge permanente revenant au palier		G=5.90

- Les charges sur la paillasse :

Tableau II.14: La charge permanente de la paillasse.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2	0,44
Mortier de pose horizontal	2	0,40
Paillasse	18/cos32.52	5.37
Enduit de plâtre	2/cos32.52	0.24
Revêtement en carrelage vertical	2*h/g	0.25
Mortier de pose vertical	2*h/g	0.23
Marche	17/2	1.87
La charge permanente de la paillasse		G=8.80

➤ Les charges d'exploitations :

Tableau II.15: Les charges d'exploitations.

L'élément	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1.00
Terrasse accessible	1.50
Étage courant (habitation)	1.50
Service (bureaux)	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant le critère de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

Les exigences de RPA en zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{min}(b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

On fixe les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente des charges.

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

- Entresol 1 et 2 (h, b) = (45, 55) cm²
- RDC, 1^{er} étage (h, b) = (40, 50) cm².
- 2^{eme}, 3^{eme} étage (h, b) = (35, 45) cm².
- 4^{eme}, 5^{eme} étage (h, b) = (30, 40) cm².
- 6^{eme} étage: (h, b) = (30, 35) cm².

II.6. Descente de charge :

II.6.1. Calcul des charges sur le poteau le plus sollicité :

Le poteau choisi pour la descente de charges est repéré sur la figure II.1

✓ Plancher du RDC :

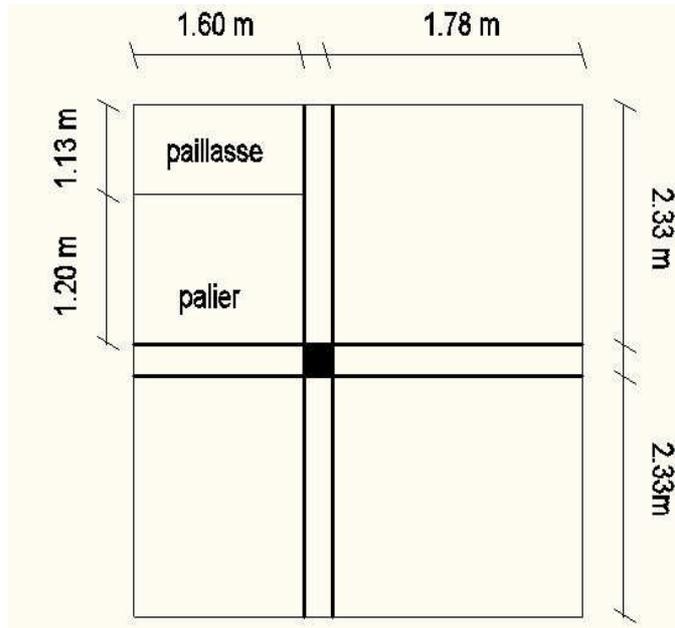


Figure II.25 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau du RDC.

$$G_{RDC} = 5.15 (1.78 \times 2.33 + 1.78 \times 2.33 + 1.60 \times 2.33) + 5.90 (1.20 \times 1.6) + 8.80 (1.13 \times 1.60) = 89.15 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 1.5 (1.78 \times 2.33 + 1.78 \times 2.33 + 1.60 \times 2.33) + 2.5 (1.6 \times 2.33) = 27.35 \text{ KN}$$

✓ Plancher de l'étage 1,2,3,4 :

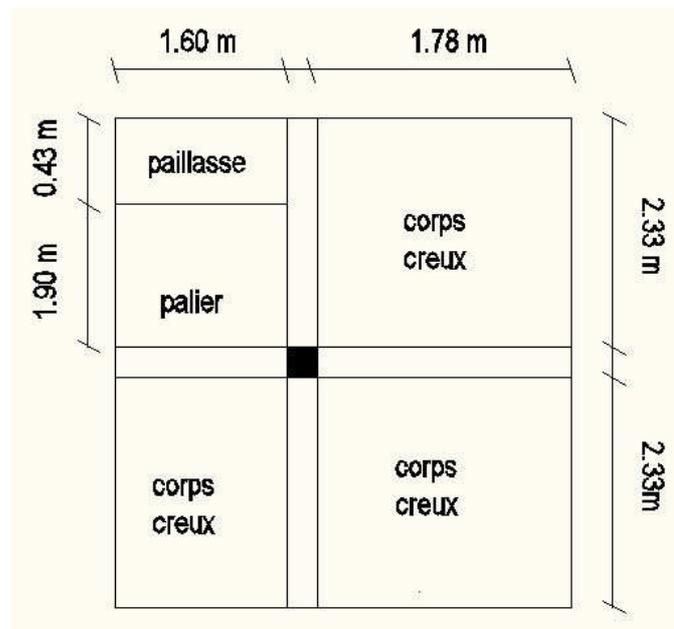


Figure II.26 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau des étage 1,2,3,4.

$G_{\text{étage 1,2,3,4}} = 85.90 \text{ KN.}$

$Q_{\text{étage 1,2,3,4}} = 1.5 (1.78 * 2.33 + 1.78 * 2.33 + 1.60 * 2.33) + 2.5 (1.6 * 2.33) = 27.35 \text{ KN.}$

✓ Plancher de l'étage 5 :

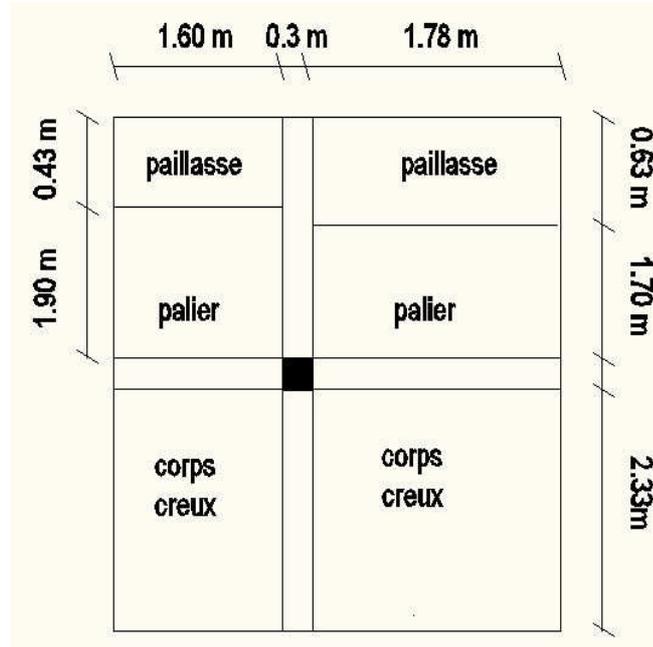


Figure II.27 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau de l'étage 5.

$G_{\text{étage 5}} = 5.15 (1.6 * 2.33 + 1.78 * 2.33) + 5.9 * (1.78 * 1.7) + 8.8 (0.63 * 1.78) + 5.9 (1.9 * 1.6) + 8.80 (0.43 * 1.6) = 92.27 \text{ KN.}$

$Q_{\text{étage 5}} = 1.5 (1.78 * 2.33 + 1.60 * 2.33) + 2.5 (1.6 * 2.33 + 1.78 * 2.33) = 31.50 \text{ KN.}$

✓ Plancher de l'étage 6 :

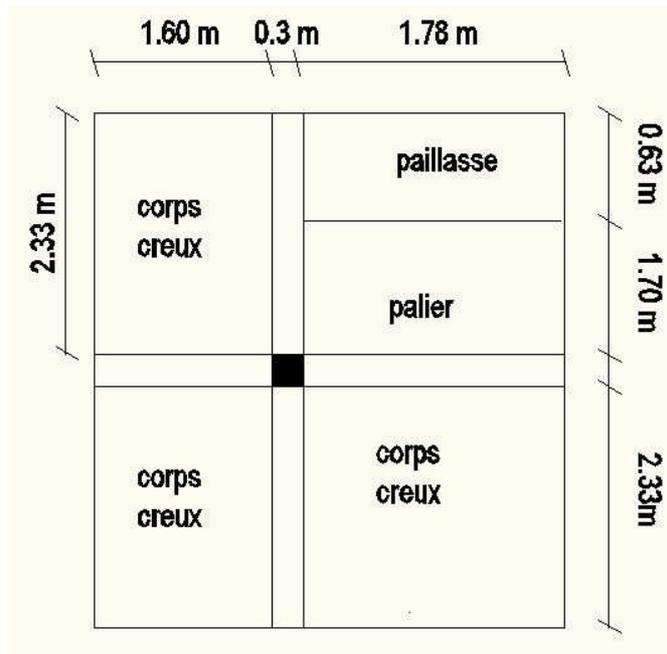


Figure II.28 : Surface afférente du poteau le plus sollicité au niveau de l'étage 5.

$G_{\text{étage 6}} = 5.15 (1.6 * 2.33 + 1.6 * 2.33 + 1.78 * 2.33) + 5.9 (1.78 * 1.70) + 8.8 (1.78 * 0.63) = 87.48 \text{ KN}$

$$Q_{\text{étage } 6} = 1.5 (1.6 \cdot 2.33 + 1.6 \cdot 2.33 + 1.78 \cdot 2.33) + 2.5 (1.78 \cdot 2.33) = 27.77 \text{ KN.}$$

✓ Plancher de l'étage terrasse inaccessible :

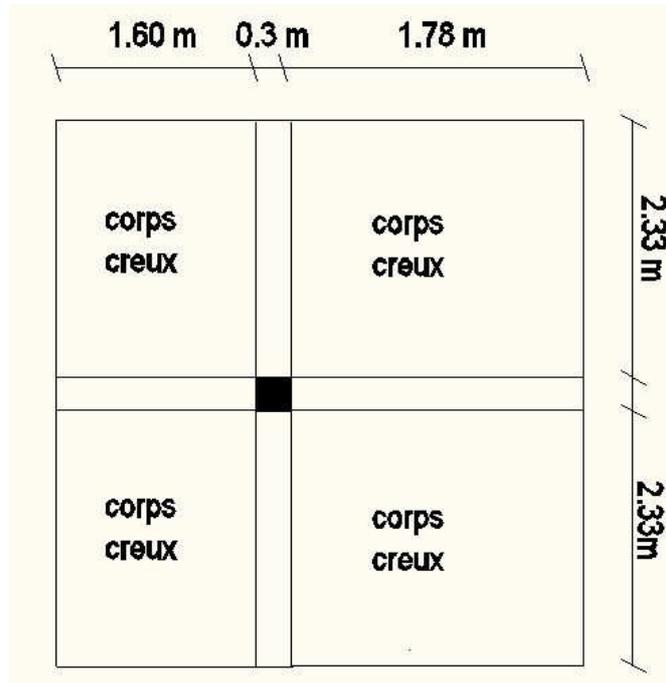


Figure II.29 : Surface afférente au niveau du plancher terrasse inaccessible.

$$G_{\text{terrasse}} = 5.15 (1.6 \cdot 2.33 + 1.6 \cdot 2.33 + 1.78 \cdot 2.33 + 1.78 \cdot 2.33) = 81.12 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \cdot (1.6 \cdot 2.33 + 1.6 \cdot 2.33 + 1.78 \cdot 2.33 + 1.78 \cdot 2.33) = 15.75 \text{ KN.}$$

✓ Plancher de l'entresol (bureaux) :

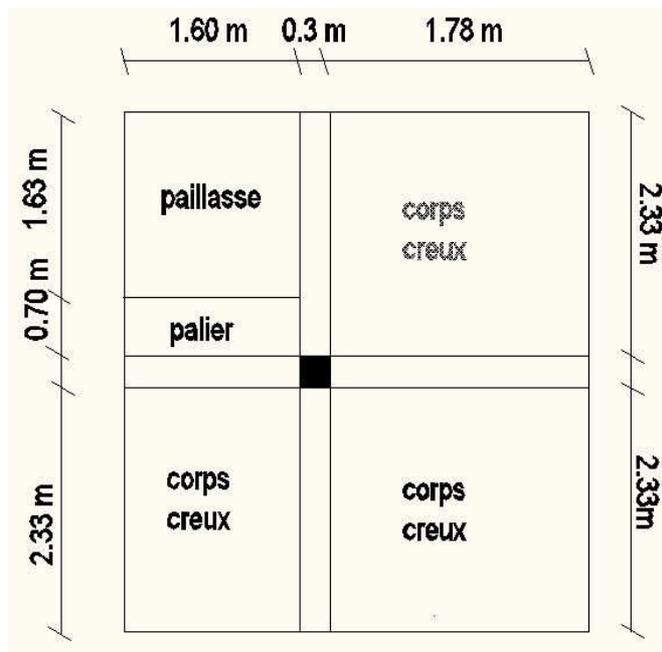


Figure II.30 : Surface afférente au niveau du plancher bureaux.

$$G_{\text{entresol}} = 5.15 (2.33 \cdot 1.6 + 1.78 \cdot 2.33 + 1.78 \cdot 2.33) + 5.9 (0.7 \cdot 1.6) + 8.8 (1.63 \cdot 1.6) = 91.48 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{entresol}} = 1.5 (1.78 \times 2.33 + 1.78 \times 2.33 + 1.60 \times 2.33) + 2.5(1.6 \times 2.33) = 39.38 \text{ KN.}$$

. Poids des poutres :

✓ Poutres principales (pp) :

$$G_{pp} = 25 \times 4.65 \times 0.3 \times 0.4 = 13.95 \text{ KN.}$$

✓ Poutres secondaire (ps) :

$$G_{pp} = 25 \times 3.375 \times 0.3 \times 0.3 = 7.59 \text{ KN}$$

II.6.2. La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

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

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

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

Terrasse: $Q_0 = 15.75 \text{ KN}$

Étage 6 : $Q_1 = 15.75 + 27.77 = 43.52 \text{ KN}$

Étage 5 : $Q_2 = 15.75 + 0.95 \times (27.77 + 31.50) = 72.06 \text{ KN}$

Étage 4 : $Q_3 = 15.75 + 0.90 \times (27.77 + 31.50 + 27.35) = 93.71 \text{ KN}$

Étage 3 : $Q_4 = 15.75 + 0.85 \times (27.77 + 31.50 + 27.35 + 27.35) = 112.62 \text{ KN}$

Étage 2 : $Q_5 = 15.75 + 0.80 \times (27.77 + 31.50 + 27.35 + 27.35 + 27.35) = 128.81 \text{ KN}$

Étage 1 : $Q_6 = 15.75 + 0.75 \times (27.77 + 31.50 + 27.35 + 27.35 + 27.35 + 27.35) = 142.25 \text{ KN}$

RDC : $Q_7 = 15.75 + 0.71 \times (27.77 + 31.50 + 27.35 + 27.35 + 27.35 + 27.35 + 27.35) = 154.92 \text{ KN}$

Entresol (bureaux) : $Q_8 = 154.92 + 39.38 = 194.30 \text{ KN.}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Descente de charge.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	81.12	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.59	
	Poteau (30x35) cm ²	8.03	
	Total	110.74	15.75
N2	Venant de N1	110.74	
	Plancher étage 6	87.48	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.18	
Total	228.94	43.52	
N3	Venant de N2	228.94	
	Plancher étage 5	92.27	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau (30 x40) cm ²	9.18	
Total	351.93	72.06	
N4	Venant de N3	351.93	
	Plancher étage 4	85.90	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau (35 x 45) cm ²	12.05	
Total	471.42	93.71	
N5	Venant de N4	471.42	
	Plancher étage 3	85.90	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau (35 x 45) cm ²	12.05	
Total	590.91	112.62	

N6	Venant de N5	590.91	
	Plancher étage 2	85.90	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau (40x 50) cm ²	15.30	
	Total	713.65	128.81
N7	Venant de N6	713.65	
	Plancher étage 1	85.90	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau (40 x 50) cm ²	15.30	
	Total	836.39	142.25
N8	Venant de N7	836.39	
	Plancher RDC	89.15	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau entresol 1 (45 x 55) cm ²	22.09	
	Total	969.17	154.92
N9	Venant de N8	969.17	
	Plancher entresol	91.48	
	$G_{pp} + G_{ps}$	21.54	
	Poteau entresol2 (45 x 55) cm ²	23.14	
	Total	1105.33	194.30

II.6.3. Les vérifications nécessaires :

➤ **Vérification du poteau entresol 2**

▪ **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1105.33 + 1.5 \times 194.30 = 1783.65$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% (poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées)

Donc $N_u = 1.15 \times 1783.65 = 2051.19 \text{ KN}$

▪ **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton et } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2051.19 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.144 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.45 \times 0.55 = 0.247 \text{ m}^2$.

$B = 0.247 \text{ m}^2 > 0.144 \text{ m}^2$. (Condition vérifiée)

▪ **Vérification au flambement**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.34 = 2.34m.$$

$$B = 0.247m^2.$$

$$I = 0.417 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.417 \times 10^{-2}}{0.247}} = 0.130$$

$$\lambda = \frac{2.34}{0.130} = 18.0 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18}{35}\right)^2} = 0.81$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

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

$$B_r \geq \frac{2051.19 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.115m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.228m^2$$

$0.228 > 0.115 \Rightarrow$ Donc le poteau ne risque pas de flamber.

➤ Vérification des autres poteaux

- Vérification à la compression simple :

Tableau II.17 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Condition $B \geq B_{calculée}$		Observation
			B(m ²)	B _{calculée} (m ²)	
Entresol 1 et 2	2051.19	45x55	0.247	0.144	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	1543.88	40x50	0.200	0.108	Vérifiée
2 eme et 3eme étage	1111.66	35x45	0.157	0.078	Vérifiée
4eme et 5eme étage	583.19	30x40	0.120	0.041	Vérifiée
6eme étage	173.12	30x35	0.105	0.012	vérifiée

- Vérification au flambement :

Tableau II.18 : Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Condition $Br \geq Br_{calculée}$		Observation
			Br(m ²)	Br _{calculée} (m ²)	
Entre sol 2 et 2	2051.19	45x55	0.228	0.115	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	1543.88	40x50	0.182	0.087	Vérifiée
2eme et 3eme étage	1111.66	35x45	0.142	0.062	Vérifiée
4eme et 5eme étage	583.19	30x40	0.106	0.034	Vérifiée
6eme étage	173.12	30x35	0.01	0.093	vérifiée

- Vérification des conditions RPA :

Les exigences de RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 25\text{cm} \quad (\text{Vérifiée}). \\ \text{min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm} . (\text{Vérifiée}). \\ 0.25 < b/h < 4 \quad (\text{Vérifiée}). \end{array} \right.$$

II.7. Conclusion :

Après avoir fini le prédimensionnement des éléments et avoir procédé à faire toutes les vérifications nécessaires, on a adopté pour les éléments ; les sections suivantes:

Poutres principales :	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poutres secondaires :	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$
- Entre sol 1 et 2 :	$(45 \times 55) \text{ cm}^2$
- RDC, 1 ^{er} étage :	$(40 \times 50) \text{ cm}^2$
- 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage :	$(35 \times 45) \text{ cm}^2$
- 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage :	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- 6 ^{eme} étage:	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Chapitre III

Étude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escaliers, acrotère et chainages). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant: évaluation des charges sur l'élément à étudier, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question et faire les vérifications nécessaires.

III.2. Étude des planchers :

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation, il doit satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

III.2.1. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T, elles portent les entrevous, ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression, elles sont calculées en flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

Données nécessaires :

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

$$h_o = 4 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_o = 10 \text{ cm}$$

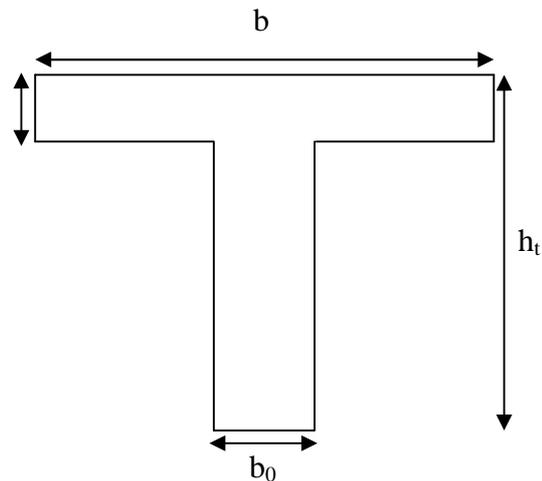


Figure III.1 : Dimensions de la poutrelle.

➤ **Calcul des sollicitations :**

- à L'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$

$$P_U = l_0 \times Q_U \text{ (En KN/m}^2\text{)}.$$

- à L'ELS : $Q_S = G + Q$

$$P_S = l_0 \times Q_S \text{ (En KN/m}^2\text{)}.$$

Avec : l_0 est l'entre-axe des poutrelles : $l_0 = 65 \text{ cm}$

Tableau III.1 : Les différentes charges sur les poutrelles.

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _U	P _U	Q _S	P _S
Étage courant	5.15	1.5	9.2	5.98	6.65	4.32
Étage bureaux	5.15	2.5	10.70	6.96	7.65	4.97
Terrasse accessible	6.84	1.5	11.48	7.47	8.34	5.42
Terrasse inaccessible	6.56	1	10.36	6.73	7.56	4.91

➤ **Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Vu sa simplicité et la rapidité, la méthode forfaitaire est préférable pour les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, ...etc.(si ses conditions sont vérifiées).

• **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :** CBA (article b6.2.2.1)

Cette méthode est applicable si :

- Des charges te que $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

• **Principe de la méthode :**

-Définition des grandeurs :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la "travée de comparaison" c'est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g Et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

• **Exposé de la méthode forfaitaire :**

✓ **Évaluation des moments :**

Les valeurs de M_t , M_g , et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

1) $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$

2) $\begin{cases} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée intermédiaire.} \\ M \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée de rive.} \end{cases}$

3) La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire :

- 0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M_0 dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

• **Remarque**

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le BAEL le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

✓ **Évaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).



Figure III.2 : Schéma d'une poutre continue.

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

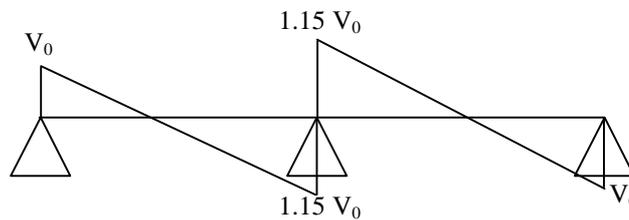


Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

- 2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

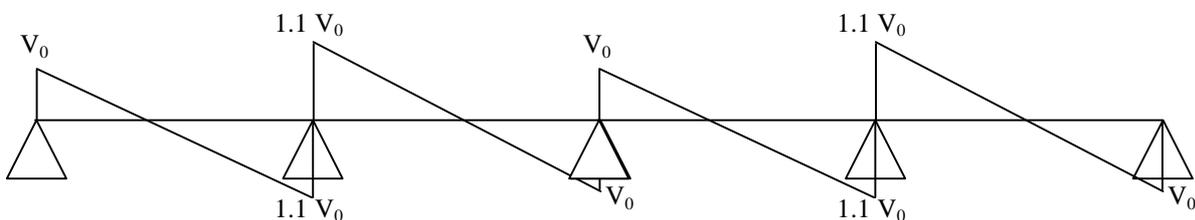
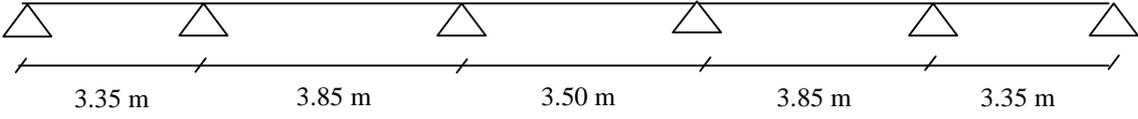
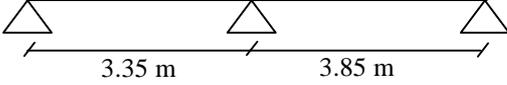
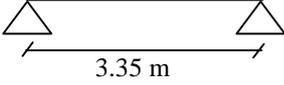
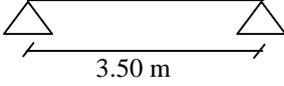


Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

• Calcul des poutrelles :

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type1	
Type 2	
Type3	
Type 4	

• Remarque :

- Type 1 : RDC, étages courant (1, 2, 3,4), terrasse, et entresol →plancher habitation, bureaux, terrasse (accessible et inaccessible)
- Type 2 : RDC, étages courant (1, 2, 3,4) et entresol→ plancher habitation, bureaux,
- Type 3 : étage5 et 6→ habitation, terrasse inaccessible.
- Type4 : Plancher niveau (+3.23m), étage 6→habitation.

➤ Exemple de calcul de la poutrelle du type 1, habitation:

- $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_U = 5.98 \text{ KN/ml}$.

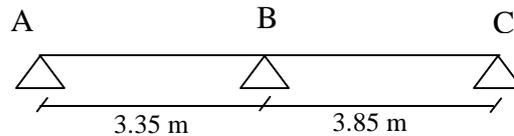


Figure III.5 : Schéma de la poutrelle de type 1, habitation.

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q=1.5 < \min(2*5,15 ; 5) \text{ KN/m}^2$
- $0.8 < 3.35/3.85 < 1.25$
- L'inertie est constante.
- Fissuration peu nuisible.

Les conditions sont vérifiées, alors la méthode forfaitaire est applicable.

• Les moments isostatiques:

$$M_0 = P_U * l^2 / 8$$

$$M_{0 \text{ AB}} = 5.98(3.35)^2 / 8 = 8.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \text{ BC}} = 5.98(3.85)^2 / 8 = 11.08 \text{ KN.m}$$

• Les moments en appuis :

$$M_A = M_C = -0.15 * \max(M_{0 \text{ AB}} , M_{0 \text{ BC}}) = -1.66 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_{0 \text{ AB}} , M_{0 \text{ BC}}) = -6.65 \text{ KN/m}$$

• Les moments en travées :

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.15} \Rightarrow \alpha = 0.226$$

✓ Travée (AB) :

$$M_0 = 8,39 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t + \frac{0+6,65}{2} \geq \max[(1,05 * 8,39); (1,068 * 8,39)]$$

$$M_t \geq 5,64 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 5,32 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t \text{ AB}} = 5,64 \text{ KN.m}$$

✓ Travée (BC) :

$$M_0 = 11,08 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t + \frac{6,65 + 0}{2} \geq \max[(1,05 * 11,08); (1,068 * 11,08)]$$

$$M_t \geq 8,51 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 7,02 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = 8,51 \text{ KN.m}$$

• Diagramme des moments fléchissant :

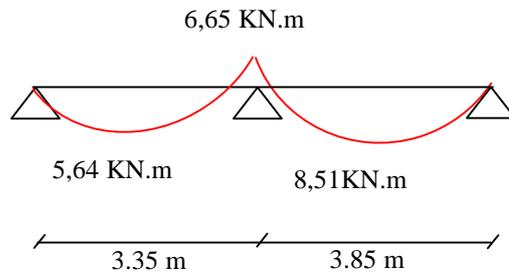


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle de type 1 habitation.

• Évaluation des efforts tranchants :

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{5,98(3,35)}{2} = 10,02 \text{ KN} \\ V_B = -1,15V_A = -1,15(10,02) = -11,52 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = 1,15 V_C = 1,15 \left(\frac{5,98(3,85)}{2} \right) = 13,24 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{5,98(3,85)}{2} = -11,51 \text{ KN} \end{cases}$$

- Diagramme des efforts tranchants :

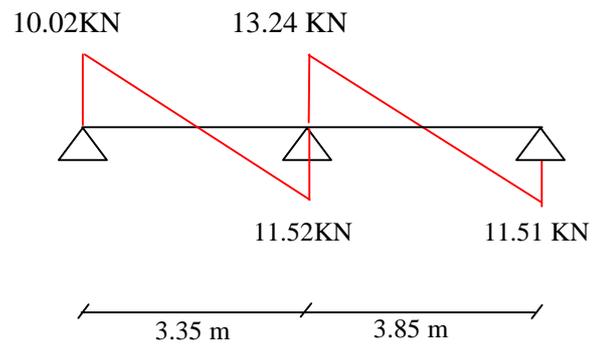


Figure III.7 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre de type 1 habitation.

$$V_{\max} = 13.24 \text{ KN}$$

-Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.

Plancher à usage habitation					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-5.54	6.85	12.67	-4.01	4.95
Type 2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-6.65	8.51	13.24	-4.81	6.15
Type 3					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-1.26	8.92	10.02	-0.91	6.06
Type4					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-1.37	9.16	10.47	-0.99	6.62

Tableau III.4 : Les sollicitations des poutrelles du plancher service.

Plancher à usage service (bureaux)					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN .m)$	$M_{travée}^{max} (KN .m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN .m)$	$M_{travée}^{max} (KN .m)$
	-6.45	8.35	14.73	-4.61	5.97
Type 2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN .m)$	$M_{travée}^{max} (KN .m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN .m)$	$M_{travée}^{max} (KN .m)$
	-7.73	10.29	15.40	-5.53	7.35

Tableau III.5 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

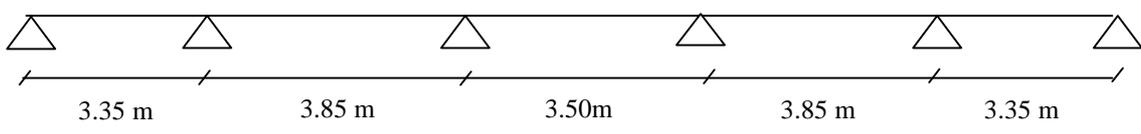
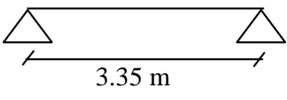
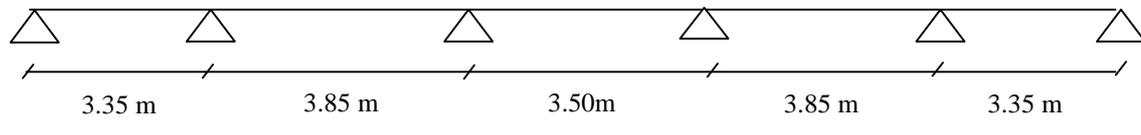
Plancher terrasse inaccessible					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-6.24	7.48	14.25	-4.55	5.46
Type 3					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.42	9.44	11.28	1.03	6.89

Tableau III.6 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Plancher terrasse accessible					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-6.92	8.35	15.81	-5.02	6.07

III.2.2. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type 1 sur 3 appuis du plancher à usage d'habitation, et vu que les valeurs des sollicitations le calcul se fera avec les plus défavorables qui sont:

$$\begin{array}{l}
 M_{\max}^t = 9.16 \text{ KN.m} \\
 \text{A l'ELU : } M_{\max}^a = 6.65 \text{ KN.m} \\
 V_{\max} = 13.25 \text{ KN}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 M_{\max}^t = 6.62 \text{ KN.m} \\
 \text{A l'ELS : } M_{\max}^a = -4.81 \text{ KN.m}
 \end{array}$$

- **Caractéristiques géométriques de la nervure :**

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

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

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

Le calcul du ferrailage se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

III.2.2.1. Calcul à l'ELU :**a) En travée :**

On a $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 9.16 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : $(h_t * b) : (20 \text{ cm} * 65 \text{ cm})$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.16 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.031$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.031$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.031}}{0.8} = 0.039$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{9.16 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.039) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.49 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} > A_s = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On ferraille avec $A_{\text{calculée}}$

$$A_s = 1.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte : } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.1 * 0.20$) m^2 .

b.1. Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_{\max}^a = 6.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{6.65 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.145 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.145 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.145}}{0.8} = 0.196$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{6.65 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.196) * 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 1.15 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ (Une filante, et l'autre en chapeau).

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_S^a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

b.2. Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = 0.15 * 11.08 = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.66 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.036 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.036 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.046$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1.66 * 10^{-3}}{0.18 * (1 - 0.4 * 0.046) * 348} = 0.270 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA10 = 1.57 cm².

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$V^a = 13.24 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{V^a}{b_0 * d} = \frac{13.24 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

c- Vérification des armatures longitudinales A_L à l'effort tranchant V_u

1. Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_L \geq [(V_u + M_u/0.9d)] / (\gamma_s / f_e)$$

$$V_u = 13.24 \text{ KN} ; M_u = -6.65 \text{ KN} \Rightarrow A_L \geq -7.99 \times 10^{-5} \text{ m}^2.$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur A_L).

2. Au niveau de l'appui de rive

$$\text{On a : } M_u = 0 \text{ KN.m} ; V_u = 11.52 \text{ KN.}$$

$$A_L \geq 3.31 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.331 \text{ cm}^2 \text{ or } A_L = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.331 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

e-Vérification de la jonction table nervure :

$$b_1 = b - b_0/2 \Rightarrow b_1 = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0.865 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{vérifié}$$

• **Résumé du ferrailage des différents planchers :**

Le ferrailage des poutrelles est calculé avec les sollicitations maximales pour chaque plancher.

Tableau III.7 : Ferrailage des poutrelles des plancher habitation et bureaux.

Plancher à usage d'habitation							
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	9.16	0.031	0.039	0.1772	1.49	1.41	2HA10=1.57
Appui intermédiaire	6.65	0.145	0.197	0.166	1.15	0.22	2HA10=1.57
Appui de rive	1.66	0.036	0.046	0.1767	0.27	0.22	1HA10=0.79
Bureaux							
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	10.29	0.034	0.0439	0.1768	1.67	1.41	2HA12=2.26
Appui intermédiaire	7.73	0.168	0.232	0.1633	1.36	0.22	2HA10=1.57
Appui de rive	1.93	0.042	0.054	0.176	0.32	0.22	1HA10=0.79

Tableau III.8 : Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible et inaccessible.

Plancher à usage terrasse accessible							
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	8.35	0.028	0.0355	0.1774	1.35	1.41	2HA10=1.57
Appui intermédiaire	6.92	0.151	0.2053	0.1652	1.20	0.22	2HA10=1.57
Appui de rive	1.57	0.034	0.0435	0.1769	0.26	0.22	1HA10=0.79
Plancher à usage terrasse inaccessible							
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	9.44	0.0316	0.040	0.1771	1.53	1.41	2HA10=1.57
Appui intermédiaire	6.24	0.1359	0.183	0.1668	1.08	0.22	2HA10=1.57
Appui de rive	1.42	0.309	0.039	0.1772	0.23	0.22	1HA10=0.79

- **Remarque :**

Après le calcul, on constate qu'on a deux groupes de ferrailage :

- Groupe 1 : pour les poutrelles du plancher habitation, terrasse accessible et inaccessible.

En travée : 2HA10 = 1.57 cm².

En appui intermédiaire : 2HA10 = 1.57 cm².

En appui de rive : 1HA10=0.79 cm²

- Groupe 2 : pour les poutrelles du plancher services (bureaux).

En travée : 2HA12= 2.26 cm².

En appui intermédiaire : 2HA10=1.57 cm².

En appui de rive : 1HA10 = 0.79 cm².

Les vérifications se feront avec les sollicitations les plus défavorables pour chaque groupe.

III.2.2.2. Vérification à l'ELS :

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. État limite de compression du béton.
2. État limite de déformation (la flèche).

1) Vérification à l'état limite de compression du béton :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$.

-En travée

$$M_t = 6.15 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = 1,882.10^{-4} \text{ m}^3 > 0 \text{ donc l'axe neutre passe par la table, vérification des}$$

contraintes pour une section rectangulaire (b x h).

$$(b/2) y^2 + 15 A (y - d) = 0 \Rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$$

$$I = (b/3) y^3 + 15A (d-y)^2 = 5870 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) y = 3.43 < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

-En appuis:

$$M_{ser \max} = -4.81 \text{ KN.m}$$

⇒ le calcul se fait pour une section (b₀ x h)

Position de l'axe neutre : y = 7.15 cm.

$$I = 3990 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.62 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}.$$

2) Vérification de l'état limite de déformation:

D'après le BAEL91 et CBA93, on doit vérifier :

$$\otimes \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\otimes \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

On a : $M_0 = 8.01 \text{ KN.m}$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{385} = 0.052 > \frac{4.95}{15 \cdot 8.01} = 0.041$$

$$\frac{1.57}{10 \cdot 18} = 0.008 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$$

Les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.3. Résumé des vérifications nécessaires :

III.2.3.1. l'ELU :

a. Cisaillement

✓ En travée :

Tableau III.9 : Vérification de l'effort tranchant en travée.

Plancher	$V_U (KN)$	$\tau_U (MPa)$	$\tau_{U adm} (MPa)$	Observation
Étages courants	15.81	0.878	3.33	Vérifiée
Étage bureaux	15.40	0.856	3.33	Vérifiée

✓ En appuis :

▪ Appui intermédiaire :

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement.

$$A_{L.adaptée} \geq A_l = \left(V_U + \frac{M_U^a}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e}$$

Tableau III.10 : Vérification de l'effort tranchant en l'appui intermédiaire.

Plancher	$V_U (KN)$	$M_U^a (KN.m)$	$A_{l.adapté} (cm^2)$	$A_l (cm^2)$	Observation
Étages courants	15.81	-6.92	3.14	-0.77	Vérifiée
Étage bureaux	15.40	-7.73	3.83	-0.93	Vérifiée

▪ Appui de rive :

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement.

$$A_{L.adaptée} \geq A_l = V_U \frac{1.15}{f_e}$$

Tableau III.11 : Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive.

Plancher	V_U (KN)	$A_{L.adaptée}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	Observation
Étage courant	15.81	2.36	0.45	Vérifiée
Étage bureaux	15.40	3.05	0.44	Vérifiée

III.2.3.2. Vérifications à ELS :

a. État limite de compression de béton

❖ Plancher à usage habitation, terrasses:

Tableau III.12 : État limite de compression pour le plancher habitation et terrasses.

Localisation	$M_{ser,max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	6.89	1.57	0.0715	3990.78	12.34	15	Vérifiée
En appui	5.02	1.57	0.0715	3990.78	9.00	15	Vérifiée

❖ Plancher à usage bureaux:

Tableau III.13 : État limite de compression pour le plancher bureaux.

Localisation	$M_{ser,max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	7.35	2.26	0.0816	5093.51	11.77	15	Vérifiée
En appui	5.53	1.57	0.0715	3990.78	9.91	15	Vérifiée

b. État limite de déformation :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 3 (Isostatique) qui est la plus défavorable pour le plancher terrasse inaccessible.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{335} < \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{1}{15}$$

Puisque cette condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche qui est définie par :

$$\Delta f \leq f_{adm} ; \text{ Tel que :}$$

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

-

Tel que :

* i Et v : Déformation instantanées et différées respectivement.

* f_{gv} Et f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes totales.

* f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

* f_{pi} : Flèche due à l'ensemble es charges appliquées (g+q).

Dans notre cas :

$$l = 3.35m \rightarrow f_{adm} = \frac{335}{500} = 0.67$$

$$\Rightarrow f_{adm} = 0.67cm$$

$$* A_s = 1.57 cm^2$$

$$* E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 MPa; E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.39 MPa$$

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.56 = 4.26 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.56 + 1) = 4.91 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_g \times L^2}{8} = \frac{4.26 \times 3.35^2}{8} = 5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_j \times L^2}{8} = \frac{1.85 \times 3.35^2}{8} = 2.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_p \times L^2}{8} = \frac{4.91 \times 3.35^2}{8} = 6.89 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$* f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 E_i * I_{ij}}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 E_i * I_{ig}}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 E_i * I_{ip}}$$

$$* f_{gv} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 E_i * I_{gv}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{10 * 18} = 0.0087$$

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} ;$$

$$* \lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 0.4 * \lambda_i$$

$$* I_{ig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$$

$$* I_{ij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$$

$$* If_{iP} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_P}$$

$$* If_{vg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sj} + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sj} + f_{t28}}$$

$$* \mu_P = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{SP} + f_{t28}}$$

NB : Si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

$$* \sigma_{Sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I}$$

$$* \sigma_{Sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I}$$

$$* \sigma_{SP} = 15 * \frac{M_{Pser} * (d - y)}{I}$$

✓ **Application numérique :**

▪ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 3.26$ cm

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 5870$ cm⁴

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Ax_d + A'x_d')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(1.57 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10) 4 + 15(1.57 + 0)}$$

Donc $Y_G = 6.46$ cm

$$I_0 = \frac{b}{3} Y_G^3 + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 6.46^3 + 10 \frac{(20 - 6.46)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.46 - 4)^3}{3} + 15[1.57(18 - 6.46)^2 + 0]$$

$$I_0 = 16978.66 \text{ cm}^4 = 16978.66 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

▪ **Calcul de f_{gi}**

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 E_i * If_{gi}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) \rho} = 4.90 \\ M_{gser} = 5.98 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \frac{5.98 * 10^{-3} (0.18 - 0.0326)}{5870 * 10^{-8}} = 225.08 \text{MPa}$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0087 * 225.08) + 2.1} = 0.630$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 * 16978.66}{1 + (4.9 * 0.630)} = 4572.25 \text{cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{5.98 * 10^{-3} (3.35)^2}{10 * 32164.19 * 4572.25 * 10^{-8}} = 0.0045 \text{m}$$

▪ **Calcul de f_{gv} :**

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} * l^2}{10E_i * I_{f_{gv}}}$$

$$* M_{gser} = 5.98 \text{KN.m}$$

$$* \text{avec : } \lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 0.4 * \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 0.4 * 4.90 = 1.96$$

$$* \mu_g = 0.630$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 * 16978.66}{1 + (1.96 * 0.630)} = 8360.5 \text{cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{5.98 * 10^{-3} * (3.35)^2}{10 * 10721.39 * 8360.5 * 10^{-8}} = 0.00740 \text{m}$$

▪ **Calcul de f_{Pi} :**

$$f_{Pi} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * I_{f_{Pi}}}$$

$$\text{avec : } M_{Pser} = 6.89 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{SP} = 15 \frac{6.89 * 10^{-3} (0.18 - 0.0326)}{5870 * 10^{-8}} = 259.43 \text{MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0087 * 259.43) + 2.1} = 0.670$$

$$I_{f_{IP}} = \frac{1.1 * 1697866}{1 + (4.9 * 0.670)} = 4364.91 \text{ cm}^4$$

$$d'où : f_{Pi} = \frac{6.89 * 10^{-3} * (3.35)^2}{10 * 32164.19 * 4364.91 * 10^{-8}} = 0.0055m$$

▪ Calcul de f_{ji} :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10E_i * I_{f_{ji}}}$$

avec : $M_{jser} = 2.59 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{2.59 * 10^{-3} (0.18 - 0.0326)}{5870 * 10^{-8}} = 97.74 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0087 * 97.74) + 2.1} = 0.333$$

$$I_{f_{Ij}} = \frac{1.1 * 16978.66}{1 + (4.9 * 0.333)} = 7104,38 \text{ cm}^4$$

$$d'où : f_{ji} = \frac{2.59 * 10^{-3} * (3.35)^2}{10 * 32164.19 * 7104,38 * 10^{-8}} = 0.0013m$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi} = 0.0074 - 0.0013 + 0.0055 - 0.0045$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.0071 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.71 \text{ cm} > f_{adm} = 0.67 \text{ cm}$$

- La condition de flèche n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section d'acier.

On prend : En travée : 2HA12=2.26 cm².

En appui intermédiaire : 2HA10=1.57 cm².

En appui de rive : 1HA10=0.79 cm²

Tableau III.14 : Vérifications de la flèche pour le plancher terrasse (en mm).

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.84	8023.97	18326.3	0.9	3.2	3.9	5.7	5.5	6.7

-Vérification de la flèche pour le plancher service:

Tableau III.15 : Vérifications de la flèche pour le plancher service.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.84	8023.97	18326.3	1.3	3.1	5.3	5.7	6.6	7.7

III.2.4. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l.\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 10\text{mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm} \rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.57\text{cm}^2$.

III.2.5. Espacement des armatures transversales :

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 2. 2) :

- $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2\text{cm}; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$.

- $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.1} = 57\text{cm}$.

- $S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0(\tau_U - 0.3f_{t28})} = 76\text{cm}$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$.

III.2.6. Schémas de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.16 : Schémas de ferrailage des poutrelles.

Schéma de ferrailage des poutrelles les plus défavorables.	
Travée et appuis intermédiaire	Appuis de rive

III.2.7. Ferrailage de la dalle de compression :

- **Armatures perpendiculaires à la nervure :**

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \cdot 0.65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Armatures parallèles à la nervure :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 /ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 /ml) pour les armatures parallèles au nervures.

D'où on opte : un treillis soudé T S ϕ_5 150 \times 150.

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

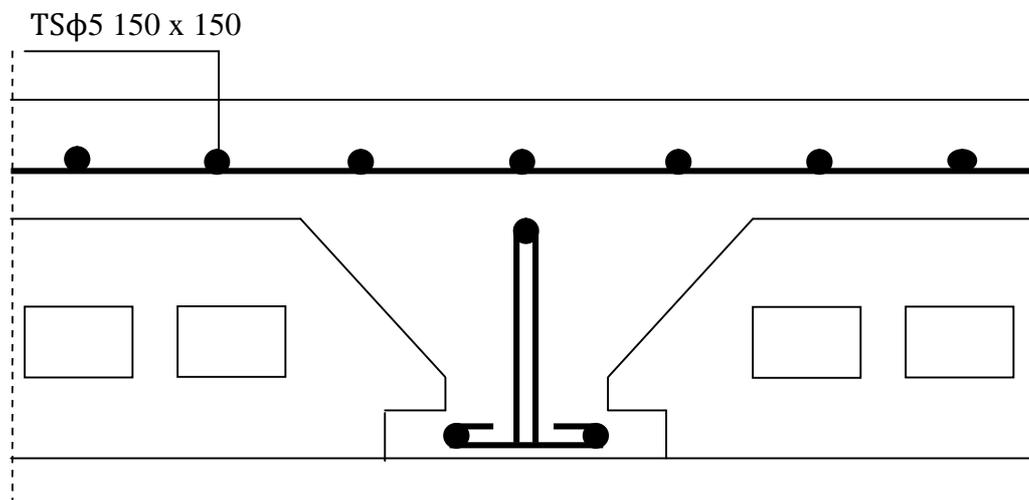


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Étude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs côtés, comme elle pourrait être assimilée à une console.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.1. Dalles sur 1 appui :

A. Dalle 1

$$G = 4.40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

P est le poid du garde-corps :

$$P = \gamma_{brique} * h_{mur} = 0.9 * 1.1 = 1 \text{ KN}$$

1) A l'ELU :

a-Calcul des sollicitations :

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u \times l_x\right) = -9.97 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l_x + p_u = 13.62 \text{ KN}$$

b. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

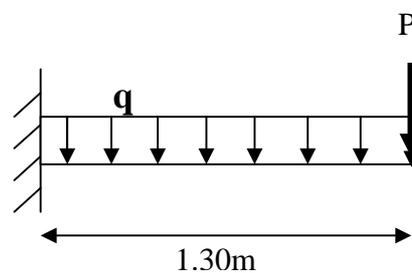


Figure III.9 : Schéma statique de la dalle (D1).

Tableau III.17 : Ferrailage de la dalle 1.

μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}(\text{cm}^2 / \text{m})$	$A_{min}(\text{cm}^2 / \text{m})$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2 / \text{m})$
0.0869	0.1138	0.0859	3.33	1.09	5HA10=3.93

• Calcul des armatures secondaires Ar :

$$A_r = A_x / 3 = 3.93 / 3 = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / m

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{13.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2) Vérification à l'ELS :

La dalle se situe à l'extérieur (FN), la vérification de contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}) est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d - y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$q_{ser} = G + Q = 7.90 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 7.98 \text{ KN.m}, I = 5660 \text{ cm}^4, y = 3.22 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 4.54 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{Il y'a pas de compression de béton.}$$

$$\sigma_{st} = 122.24 \text{ MPa} > 201.63 \text{ MPa}$$

b. Vérification de la flèche

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.004 < 0.005$$

$$\frac{h}{l} = 0.09 > \frac{1}{20} = 0.05$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3) Vérification de l'espacement :

Sens x : $s_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow 20\text{cm} \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

Sens y : $s_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

4) Schéma de ferrailage

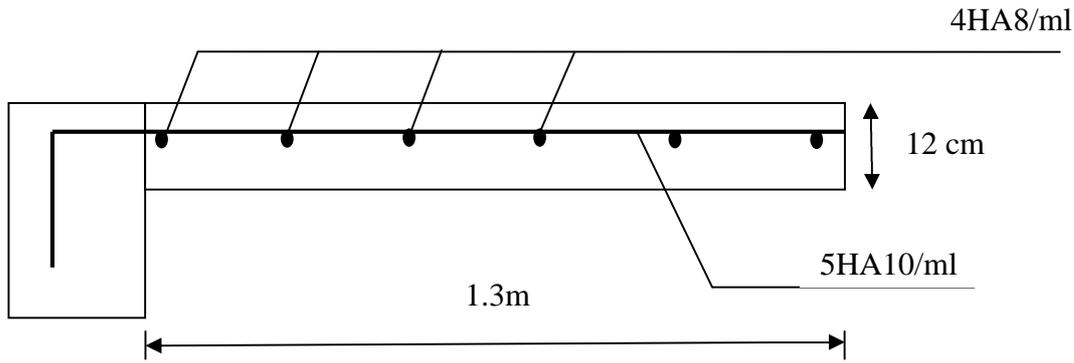


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle 1 (D1).

B. Dalle 2 :

$G = 4.40 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Le poids du mur double cloisons: $P = 2.65 \times 2.86 = 7.58 \text{ KN}$

1) A l'ELU :

• Calcul des sollicitations :

$q_u = 8.19 \text{ KN/ml}$

$P_u = 10.23 \text{ KN}$

$M_u = -20.22 \text{ KN.m,}$

$V_u = 18.23 \text{ KN}$

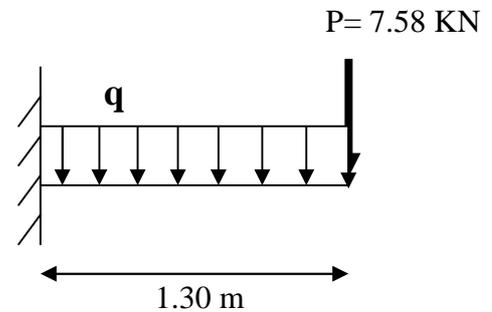


Figure III.11 : Schéma statique de la dalle 2.

Tableau III.18 : Ferrailage de la dalle 2.

μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée(cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A adoptée(cm ² /m)
0.1427	0.1934	0.0923	6.30	1.21	5HA14=7.70

• Calcul des armatures secondaires Ar :

$A_r = A_x/3 = 7.7/3 = 2.56 \text{ cm}^2/\text{m.}$

On choisit : 5HA10 = 3.93 cm²/m.

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{18.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2) Vérification à l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

FPN → Vérification de σ_{bc} .

$$q_{ser} = G + Q = 5.90 \text{ KN} / m$$

$$P_s = 7.58 \text{ KN.}$$

$$M_s = 14.84 \text{ KN.m ,}$$

$$I = 6270 \text{ cm}^4, y = 3.78 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 8.95 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \rightarrow \text{Il y'a pas de compression de béton.}$$

b. Vérification de la flèche

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.008 > 0.005$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.19 : Vérification de la flèche pour la dalle 2.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.78	6268.82	16248	0.07	1.0	1.12	1.90	1.96	5.20

3) Vérification de l'espacement :

Sens x : $s_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.

Sens y : $s_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.

4) Schéma de ferrailage :

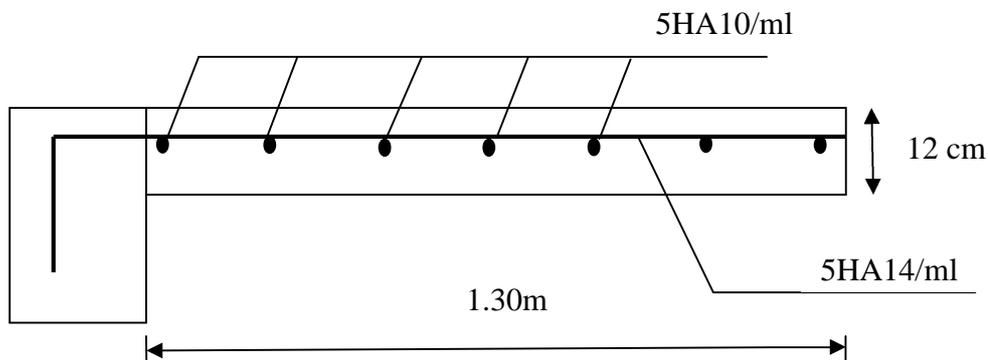


Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle 2 (D2).

III.3.2. Dalles pleines sur trois appuis :

a) Premier type D3 : (Dans tous les étages courants)

-Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91) on détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$\bullet l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \cdot l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \cdot l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \cdot l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \cdot l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot l_x^3}{3} \end{cases}$$

a.1. Calcul des sollicitations :

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

$$G = 4.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 8.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = 5.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a : } l_x = 1.2 < \frac{l_y}{2} = 1.52 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = 8.55 \text{ KN.m} \\ M_y = 2.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 7.27 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 2.01 \text{ KN.m}$$

➤ Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -4.27 \text{ KN.m}$$

a.2. Ferrailage :

$\rho = 1.2/3.05 = 0.393 \Rightarrow$ Ferrailage dans le sens x

Tableau III.20 : Ferrailage de la dalle 3.

Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)
Travée	0.051	0.065	0.097	2.15	4HA10=3.14
appui	0.030	0.038	0.098	1.25	4HA8=2.01

-Selon le sens y, on met des armatures de construction :

$$A_y = A_x/4 = 0.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 4HA8=2.01 cm²/m.

a.3. Les vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

▪ **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \left\{ A_{tx}^{\min} = \rho_0 * b * e = 0.96 \text{ cm}^2 \right.$$

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

$$V_x = V_u \max = \frac{P_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.80 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d} = 0.05 < \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS :**

▪ **La compression du béton :**

Les fissurations sont peu nuisibles donc on doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$q_s = 5.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 6.16 \text{ KN.m} \\ M_y = 1.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 5.24 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 1.45 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0.5M_x = 3.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.21 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 3.

	Sens	M _{ser} max (KN.m)	As (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	x-x	5.24	3.14	2.63	3160	4.36	15	Vérifiée
	y-y	1.45	2.01	2.17	2190	1.44	15	Vérifiée
En appui	x-x	3.08	2.01	2.17	2190	3.05	15	Vérifiée
	y-y							

▪ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.1 > 0.0375$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow 0.1 > 0.042$$

$$\frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.005$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Vérification de l'espacement

Selon x : $s_t = \min (3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Vérifiée.

Selon y : $s_t = \min (4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Vérifiée.

➤ Schéma de ferrailages :

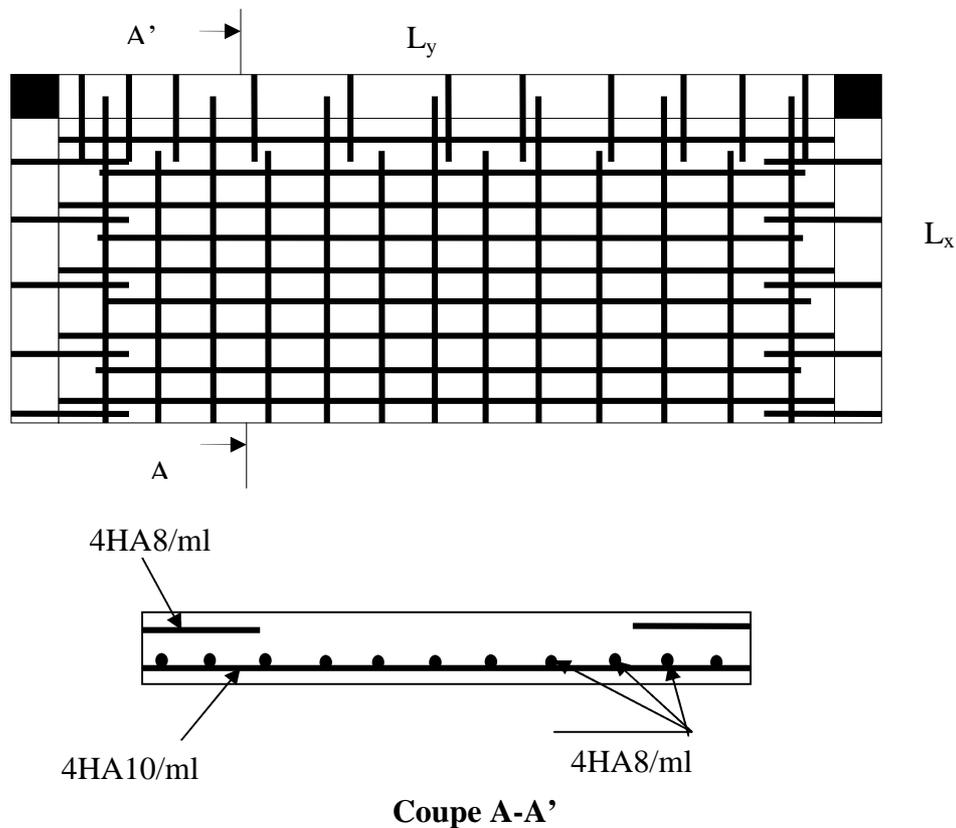


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle 3.

b) Deuxième type (dalle 4) :

L'épaisseur de la dalle est $e = 12 \text{ cm}$.

$$G = 4.40 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$P_U = 1.35 * 4.40 + 1.5 * 3.5 = 11.19 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.65} = 0.41 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille suivant les deux sens.

b.1. Évaluation des moments à l'ELU :

$$l_x = 1.5 < \frac{l_y}{2} = 1.83$$

$$M_x^0 = 20.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 6.29 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 17.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 * 20.77 = 10.39 \text{ KN.m}$$

b.2. Ferrailage :

Tableau III.22 : Ferrailage de la dalle 4.

position	Sens	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)
Travée	x-x	0.1246	0.1669	0.0933	5.44	1.23	5HA12=5.65
	y-y	0.0378	0.0481	0.0981	1.57	0.96	4HA8=2.01
appui	y-y	0.0733	0.0953	0.0962	3.10	1.23	4HA10=3.14
	x-x						

b.3. Les vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

▪ **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e = 1.23 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_x^t = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

En travée : $A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0.96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$

En appui : $A_x^a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$

▪ Vérification de l'effort tranchant:

$$V_x = V_u \max = \frac{P_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.16 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d} = 0.08 < \tau_{adm} = 1.16 \text{ MPa}$$

Les armatures verticales ne sont pas nécessaires.

▪ Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS :

▪ La compression du béton :

On a des fissurations peu nuisibles donc on doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$q_s = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 14.66 \text{ KN.m} \\ M_y = 4.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 12.46 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 3.77 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0.5M_x = 7.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.23 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 4.

Position	Sens	M _{ser} max (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	x-x	12.46	5.65	3.35	5000	3.79	15	Vérifié
	y-y	3.77	2.01	2.17	2190	3.73	15	Vérifié
En appui	x-x y-y	7.33	3.14	2.63	3160	6.10	15	Vérifié

▪ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{h}{l} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.08 > 0.037 \\ - \frac{h}{l} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow 0.08 > 0.042 \\ - \frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0056 > 0.0050 \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.24: Vérification de la flèche pour la dalle 4.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.35	5000	15756	0.13	0.31	0.88	0.72	1.16	6

-La flèche est vérifiée.

➤ Vérification de l'espacement

Selon x : s_t = min (3e ; 33cm) ⇒ 20cm < 33 cm ⇒Vérifiée.

Selon y : s_t = min (4e ; 45cm) ⇒ 25cm < 45 cm ⇒Vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage :

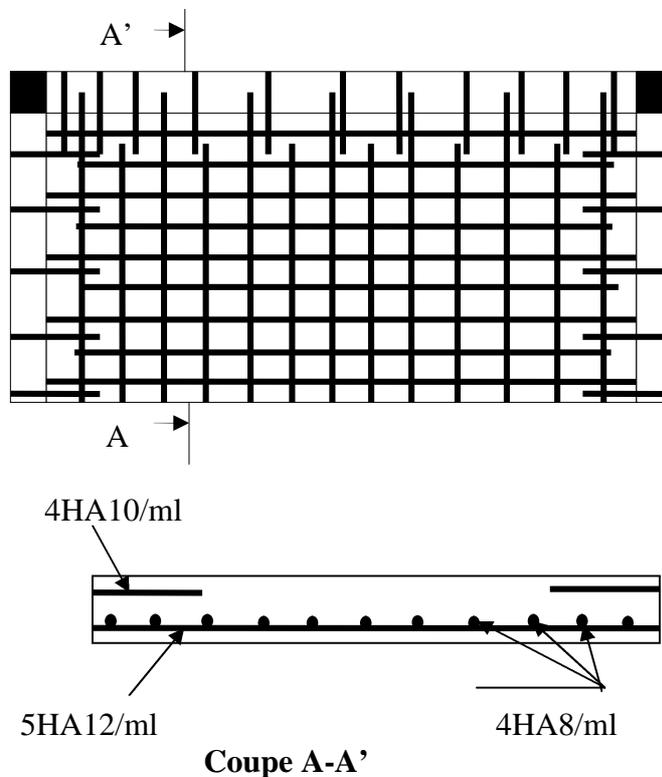


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle 4.

Remarque :

La dalle 5 sera ferrillée avec le ferrillage de la dalle 4 qui est plus défavorable.

III.3.3. Dalle pleine sur quatre appuis (D6):

La dalle se trouve dans le plancher du 5eme étage, son épaisseur est prise égale à 18 cm (l'épaisseur du palier)

1- Évaluation des charges :

- Poids propre de la dalle :

$$G = 5.90 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.65}{4.65} = 0.78 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens l_x et l_y .

2- Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.78$

Du tableau N°1 (annexe 2) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.78$)

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 9.12 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 5.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 7.75 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 4.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 * M_{ox} = 4.56 \text{ KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = 4.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{P_U * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.72 * 3.65}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.78}{2}} = 41.40 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 22.91 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{41.40 * 10^{-3}}{1 * 0.16}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.26 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.26 \text{MPa} < \overline{\tau_U} = 1.16 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Calcul des armatures :

Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

position	Sens	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)
Travée	x-x	0.0214	0.0270	0.1583	1.41	1.60	4HA8=2.01
	y-y	0.0120	0.0150	0.1590	0.78	1.44	4HA8=2.01
appui	x-x	0.0126	0.0158	0.1590	0.82	1.60	4HA8=2.01
	y-y						

- Vérification des valeurs minimales :

$$e = 18 \text{cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E 400$$

$$A_x \geq \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.78) * 1 * 0.18}{2}$$

$$A_x \geq 1.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t < A_{\min} \\ A^a < A_{\min} \end{cases}$$

En travée on ferraille avec : $A_x^t = 1.60 \text{cm}^2 / \text{ml}$

En appuis on ferraille avec : $A_x^a = 1.60 \text{cm}^2 / \text{ml}$

$$A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 8 * 10^{-4} * 100 * 18 = 1.44 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_y^t \geq \frac{Ax^t}{4} \Leftrightarrow A_y^t \geq \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_y^t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{ferrailage avec } A_x^t = 2.01 \text{ cm}^2 / m$$

• **Vérification de l'espacement**

Selon x : $s_t = \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Vérifiée.

Selon y : $s_t = \min(4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Vérifiée.

3- Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 7.27 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 4.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 6.18 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 4.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^a = 3.64 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 2.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **État limite de compression du béton :**

Fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

Tableau III.26 : Vérification de la compression de béton pour la dalle sur 4 appuis.

Position	Sens	M _{ser} max (KN.m)	As (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	x-x	6.18	2.01	0.028	5980	2.89	15	Vérifiée
	y-y	4.06	2.01	0.028	5980	1.90	15	Vérifiée
En appui	x-x	3.64	2.01	0.028	5980	1.7	15	Vérifiée
	y-y							

III.4. Étude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L », uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.4.1. Étude de la volée d'escalier :

On étudie le type d'escalier 3 (étages courants)

Évaluation des charges et surcharges :

- La volée : $\begin{cases} G_v = 8.80 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

- Le palier : $\begin{cases} G_p = 5.90 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

- $G_{\text{mur}} = 7.58 \text{ KN/ml}$

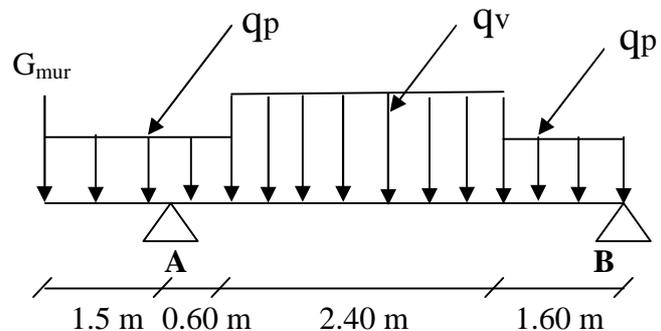
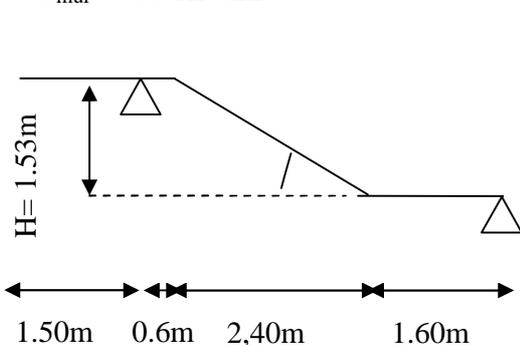


Figure III.16 : Volée 1 de l'escalier type 3.

Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier type 3.

➤ **A l'ELU :**

Pour la charge répartie

$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.80) + (1.5 \times 2.5) = 15.63 \text{ KN/ml}$.

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.90) + (1.5 \times 2.5) = 11.72 \text{ KN/ml}$.

Pour la charge concentrée :

$q_{\text{mur}} = 1.35 G_{\text{mur}} = 10.23 \text{ KN}$.

-Les sollicitations :

$R_A = 66.68 \text{ KN}$.

$R_B = 24.43 \text{ KN}$.

$\begin{cases} M_t = 25.43 \text{ KN} \cdot \text{m} & \text{(En travée)} \\ M_a = -28.19 \text{ KN} \cdot \text{m} & \text{(En appui)} \end{cases}$

$V_{\text{max}} = 66.68 \text{ KN}$

- Ferrailage des escaliers:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU.

Tableau III.27 : Calcul des armatures principales de l'escalier .

Élément	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	0.0701	0.0910	0.1542	4.74	1.93	5HA12= 5.65
Appui	0.0777	0.1013	0.1535	5.27	1.93	5HA12=5.65

• **Armatures de répartition Ar :**

$$Ar \geq \frac{A}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2$$

soit : 4HA8 = 2.01 cm², espacement : 25 cm

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

- Les armatures principales : St=20 cm < min (3e; 33 cm) = (3 * 18; 33) = 33 cm

- Les armatures secondaires : St=25 cm < min (4e; 45 cm) = (4 * 18; 45 cm) = 45 cm

Conditions vérifiées dans les deux directions.

• **Vérification à l'ELU :**

-Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_U = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{66.68 * 10^{-3}}{1 * 0.16} = 0.417 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.417 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la section à l'ELS :**

Pour la charge répartie :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.80 + 2.5 = 11.30 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.90 + 2.5 = 8.4 \text{ KN/ml.}$$

Pour la charge concentrée :

$$Q_s = G_{mur} = 7.58 \text{ KN}$$

-Calcul des sollicitations :

$$R_A = 48.26 \text{ KN.}$$

$$R_B = 17.51 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_t = 18.26 \text{ KN.m} & \text{En travée.} \\ M_a = -20.82 \text{ KN.m} & \text{En appui.} \end{cases}$$

-État limite de compression du béton :

Tableau III.28 : État de compression du béton pour l'escalier.

Localisation	M _{ser} max (KN.m)	As (cm ² /m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	18.26	5.65	4.42	14240	5.67	15	Vérifiée
En appui	20.82	5.65	4.42	14240	6.46	15	Vérifiée

-Vérification de l'état limite de déformation :

$$\frac{h_t}{l} > \left(\frac{M_{tser}}{20M_{0ser}}, 3/80 \right) \Rightarrow 0.039 < 0.005$$

La condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.29 : Vérification de la flèche pour l'escalier type 3.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.42	14240	52566	0.8	3.5	5.8	7.1	8.6	9.2

-La flèche est vérifiée.

- Schéma de ferrailage de l'escalier :

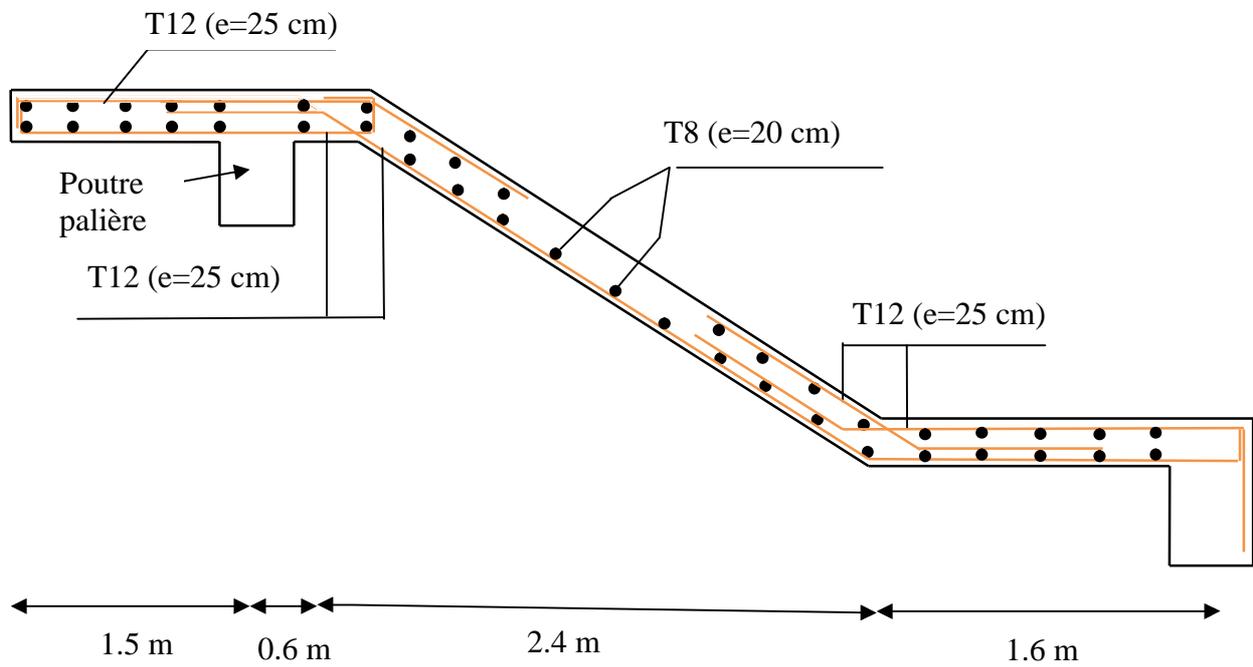


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4.2. Calcul de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33cm < h < 35cm$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\}$$

⇒ On adopte une section de (30x35) cm²

b) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$

➤ Réactions:

À L'ELU: $R_A = 66.68 \text{ KN/m}$.

À L'ELS: $R_A = 48.26 \text{ KN/m}$.

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$q_u \text{ (ELU)} = 66.68 + 1.35 \times 2.63 = 70.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ (ELS)} = 48.26 + 2.63 = 50.89 \text{ KN/ml}$$

➤ Moments isostatiques:

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{70.23 \times 3.50^2}{8} = 107.54 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{50.89 \times 3.50^2}{8} = 77.92 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations :

En travée : $M_{tu} = 0.75 M_u = 80.65 \text{ KN.m}$

$M_{ts} = 0.75 M_s = 58.44 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_{au} = -0.5 M_u = -53.77 \text{ KN.m}$

$M_{as} = -0.5 M_s = -38.96 \text{ KN.m}$

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{70.23 \times 3.50}{2} = 122.90 \text{ KN.}$$

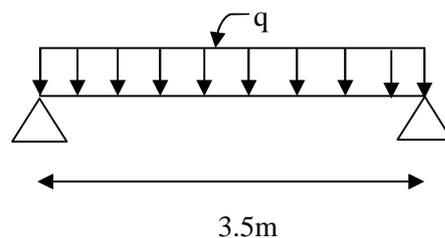


Figure III.19 : Schéma statique de la Poutre palière.

-Ferrailage à la flexion simple :

Tableau III.30 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.1743	0.2411	0.2982	7.77	1.20
Appui	0.1162	0.1548	0.3096	4.99	1.20

-Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_U = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.16 MPa$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{122.90 * 10^{-3}}{1 * 0.33} = 0.372 MPa$$

$$\tau_U = 0.372 MPa < \overline{\tau}_U$$

-Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Donc } M_{tor} = 28.19 * 3.5 / 2 = 49.33 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé a mi hauteur.
- e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = D/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.1 \text{ m}$$

-Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{49.33 \times 10^{-3} \times 1,1 \times 1,15}{2 \times 0,075 \times 400} \Rightarrow A_{tor} = 10.40 \text{ cm}^2$$

- En travée : Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 7.77 + 5.20 = 12.97 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 6\text{HA}16 + 2\text{HA}10 = 13.63 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.99 + 5.20 = 10.19 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{49.33 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 6.58 \text{ MPa}$$

⇒ On doit augmenter la section de poutre palière.

2. Redimensionnement de la poutre palière (b=40cm , h=45cm) :

- Calcul des sollicitations :

Tableau III.31 : Les sollicitations sur la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 66.68 \text{ KN/ml}$	$R_B = 48.26 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 4.5 \text{ KN/m}$	$g_0 = 4.5 \text{ KN/m}$
$P_u = 72.75 \text{ KN/m}$	$P_s = 55.70 \text{ KN/m}$
$M^t = 83.55 \text{ KN.m}$	$M^t = 60.59 \text{ KN.m}$
$M^a = -55.70 \text{ KN.m}$	$M^a = -40.9 \text{ KN.m}$
$V_u = 127.31 \text{ KN}$	$V_s = 97.48 \text{ KN}$

-Ferrailage :

En flexion :

Tableau III.32 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.0797	0.1040	0.4121	5.82	2.08
Appui	0.0532	0.0683	0.4182	3.83	2.08

En torsion :

Tableau III.33 : Ferrailage de la poutre palière à la torsion.

M_{tor} (KN.m)	e(cm)	$\Omega(m^2)$	U(m ²)	$A_I(cm^2)$
49.33	6.66	0.1278	1.4336	7.95

- En travée : Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.82 + 3.97 = 9.79 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3HA16 + 3HA14 = 10.59 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.83 + 3.97 = 7.80 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{49.33 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1278 \times 0.066} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$V_u = 127.31 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{127.31 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.740 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 2.99 < \bar{\tau}_u = 3,33$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

f- Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{fs} + A_t^{tor}$$

- Flexion simple:

St = 15 cm

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{49.33 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.1278 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.43 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier HA8: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$.

g-Vérification à ELS :

- État limite de compression de béton :

Tableau III.34 : Vérification de compression dans la poutre palière.

	$M_{ser\max}$	A_s (cm^2)	Y(m)	I (cm^3)	σ_{bc}	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	60.59	10.59	0.1493	169530	5.36	15	Vérifiée
En appui	40.39	9.24	0.1414	153140	3.73	15	Vérifiée

- Évaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{350} = 0.1285 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.1285 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{60.59}{10 \times 80.78} = 0.0750$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.59}{40 \times 43} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

h- Schéma de ferrailage :

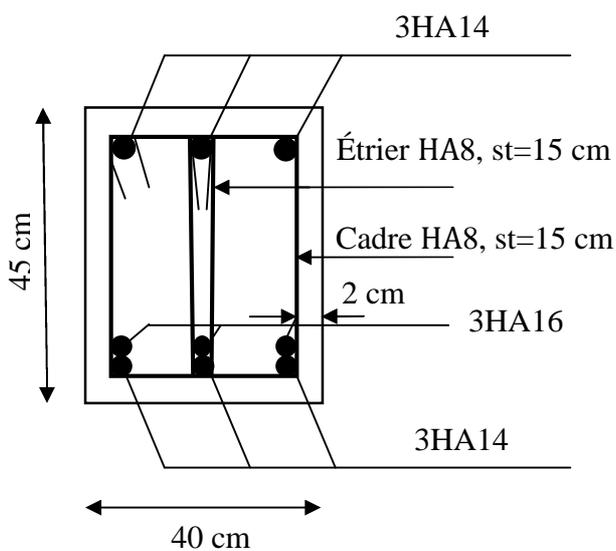


Figure III.20 : Schéma de ferrailage en travée de la poutre palière.

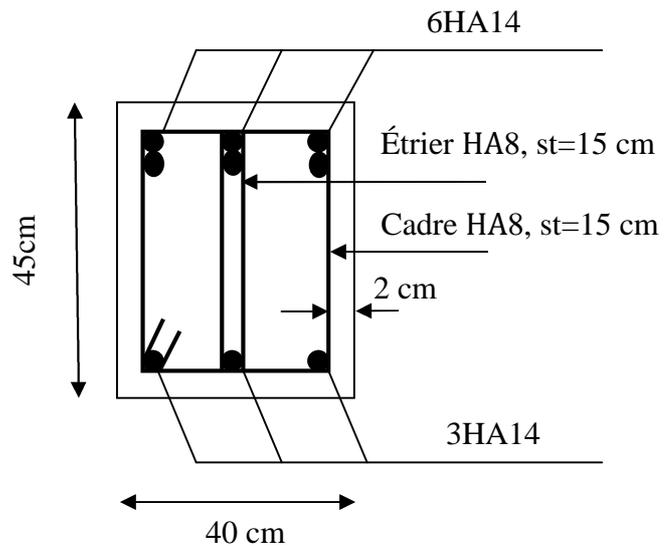


Figure III.21 : Schéma de ferrailage en appui de la poutre palière.

III.4.3. Étude de partie (ABCD) de l'escalier du duplex

III.4.3.1. La volée (A B C D) en figure II.17 :

$$G = 8.80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

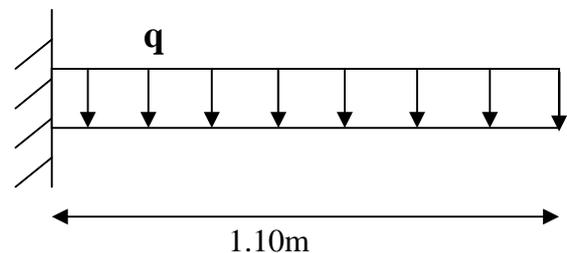


Figure III.22 : Schéma statique de la volée (ABCD).

1) A l'ELU :

a-Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$q_u = 15.63 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = 9.45 \text{ KN} . \text{m}$$

$$V_u = q_u \times l_x = 17.19 \text{ KN} . \text{m}$$

b. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tableau III.35 : Ferrailage de la volée (A B C D) de l'escalier duplex.

μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée(cm ²)
0.0265	0.0335	0.1579	1.75	1.93	4HA8=2.01

• **Calcul des armatures secondaires Ar :**

$$A_r = A_x / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{17.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow$ Pas d'armatures transversales dans la dalle.

2. Vérification à l'ELS :

La dalle se situe à l'intérieur (FPN), on vérifie la compression dans le béton (σ_{bc})

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$q_{ser} = G + Q = 11.30 \text{ KN / m}$$

$$M_s = 6.83 \text{ KN.m} , \quad I = 5.98 \times 10^{-5} \text{ m}^4 , \quad y = 2.82 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 3.28 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{vérifiée}$$

-Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.18}{1.10} = 0.16 > 0.063 \\ - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{0.18}{1.10} = 0.16 > 0.1 \\ - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0012 < 0.0105 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Vérification de l'espacement :**

Sens x : $s_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

Sens y : $s_t \leq \min(4e ; 345\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

• Schéma de ferrailage :

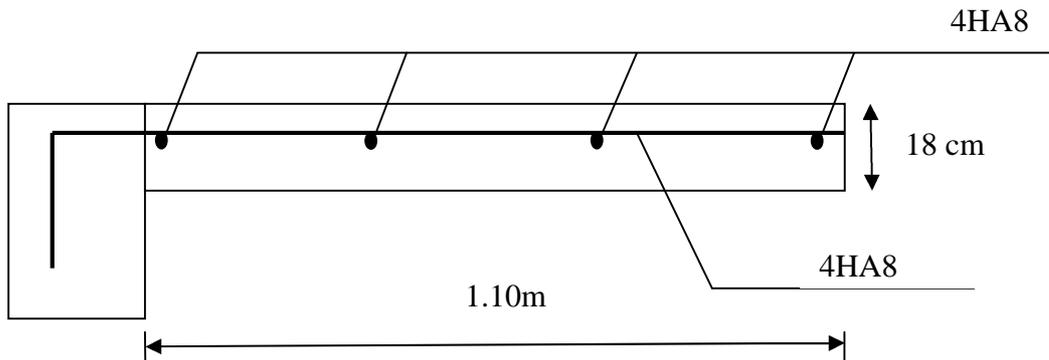


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la dalle (ABCD).

III.4.3.2. Étude de la poutre brisée :

b) Pré dimensionnement :

$$\theta = 24.87^\circ$$

$$L = (2.2 / \cos 24.87) + 1.65 = 4.07\text{m}$$

On adopte la même section de poutre palière (40x45) cm²

b) Calcul de la poutre brisée à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.40 \cdot 0.45 \cdot 25 = 4.5 \text{ KN/ml}$
- Réactions:

On prendra les réactions calculées avec l'escalier type3

à L'ELU: $R_A = 66.68 \text{ KN/m}$.

à L'ELS: $R_A = 48.26 \text{ KN/m}$.

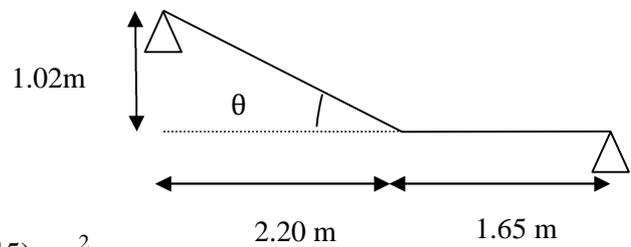


Figure III.24 : Schéma de la poutre brisée.

Tableau III.36 : Sollicitations sur la poutre brisée.

ELU	ELS
$R_A = 66.68 \text{ KN/ml}$	$R_A = 48.26 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 4.5 \text{ KN/m}$	$g_0 = 4.5 \text{ KN/m}$
$P_u = 72.75 \text{ KN/m}$	$P_s = 55.70 \text{ KN/m}$
$M_o = 108.62 \text{ KN.m}$	$M_o = 83.13 \text{ KN.m}$
$M^t = 81.46 \text{ KN.m}$	$M^t = 62.34 \text{ KN.m}$
$M^a = -54.31 \text{ KN.m}$	$M^a = -41.56 \text{ KN.m}$
$V_u = 125.75 \text{ KN}$	$V_s = 96.23 \text{ KN}$

-Ferrailage

- En flexion simple :

Tableau III.37 : Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.0777	0.1013	0.4126	5.67	2.07
Appui	0.0518	0.066	0.4186	3.73	2.07

- En torsion :

Tableau III.38 : Ferrailage de la poutre brisée à la torsion.

M _{tor} (KN.m)	e(cm)	Ω(m ²)	U(m ²)	A _t (cm ²)
49.33	6.66	0.1278	1.4336	7.95

- En travée : Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.67 + 3.97 = 9.64 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.59 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.83 + 3.73 = 7.56 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{49.33 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1278 \times 0.066} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$V_u = 42.76 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{125.75 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.730 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 2.99 < \bar{\tau}_u = 3,33$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

f-Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{fs} + A_t^{tor}$$

- Flexion simple:

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

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{49.33 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.1278 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.43 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier HA8: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$.

g-Vérification à ELS :

- État limite de compression de béton :

Tableau III.39 : Vérification de compression dans la poutre palière.

Position	$M_{ser\max}$ (KN)	A_s (cm^2)	Y (m)	I (cm^3)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	62.34	10.59	0.1493	169530	5.49	15	Vérifiée
En appui	41.56	9.24	0.1414	153140	3.84	15	Vérifiée

- Évaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{407} = 0.1105 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.1105 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0750$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.59}{40 \times 43} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

h-Schéma de ferrailage :

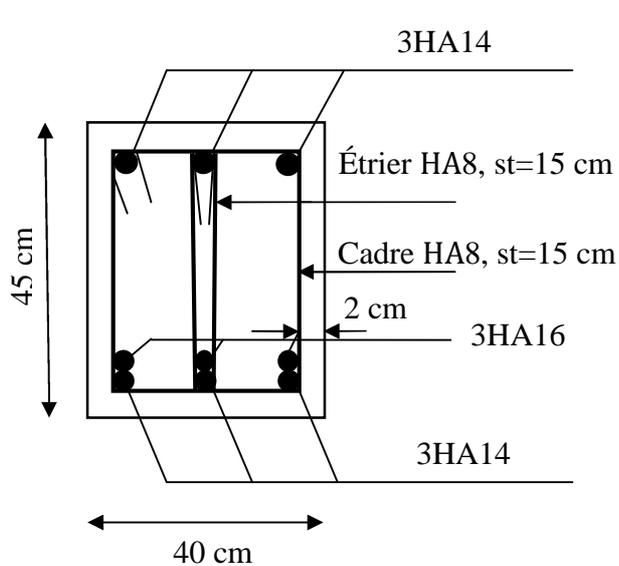


Figure III.25 : Schéma de ferrailage en travée de la poutre brisée.

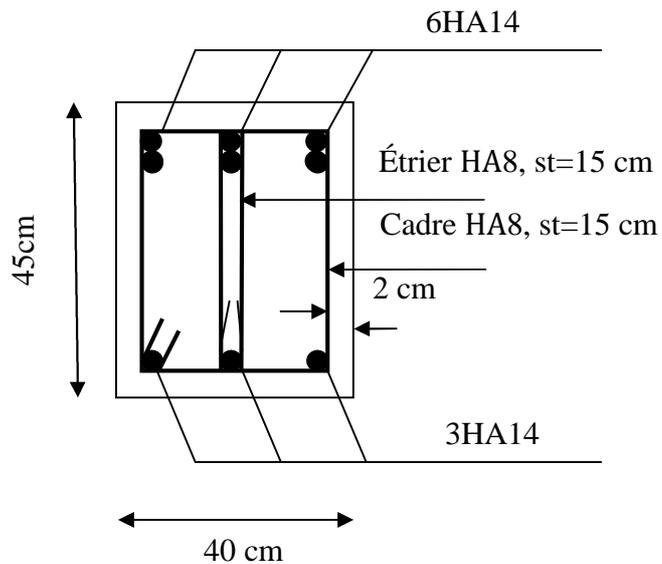


Figure III.26 : Schéma de ferrailage en appui de la poutre brisée.

III.5. Étude de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l’infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l’effort (F^P) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1. Hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l’acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2. Évaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d’exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l’acrotère.

G : poids d’un mètre linéaire de l’acrotère

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1. Charge verticale :

Tableau III.40 : Charge permanente revenant à l’acrotère.

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

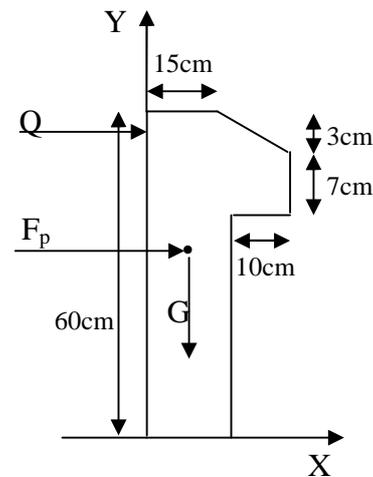


Figure. III.27 : Coupe transversale de l’acrotère.

III.5.2.2. Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le groupe d'usage 2 et zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

III.5.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.41 : Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (Art A.4.3.5)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$

III.5.4. Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

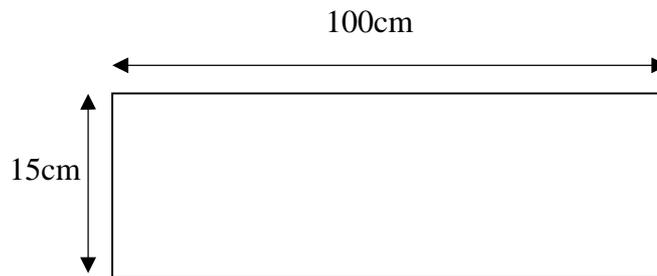


Figure III.28 : Section de l'acrotère à ferrailer.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{3} \Rightarrow A_r = 0.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 20 \text{ cm.}$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m ; } N_{ser} = 2.6225 \text{ KN ; } M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m ; } \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\sigma_s = \text{min} (2/3 * f_e ; 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m; } y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

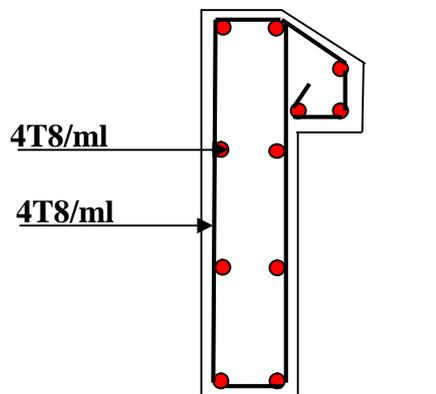


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Étude des poutres de chaînage :

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre projet la poutre sert d'appui pour le mur double cloisons d'épaisseur 30cm, d'où $b \geq 20$ cm, On adopte une section de $(b \cdot h) = (30 \cdot 20)$ cm² pour le type 1, et $(30 \cdot 35)$ cm² pour le type 2.

1-Types de chaînage :

Type 1 : Il se situe au niveau du 6eme étage.

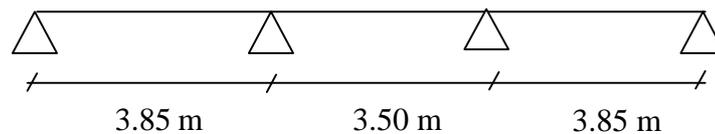


Figure III.30 : Poutre de chaînage type 1.

Type 2 : Il se situe au niveau des étages 1 → 6.

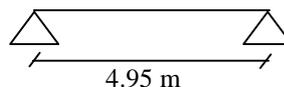


Figure III.31 : Poutre de chaînage type 2.

2-Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{mur}} = G \cdot h = 2.65 \cdot 2.86 = 7.58 \text{ KN/ml}$$

-Pour le type1 :

$$G = 0.20 \cdot 0.3 \cdot 25 = 1.50 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_u = 1.35 (7.58 + 1.50) = 9.08 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_s = 7.58 + 1.50 = 9.08 \text{ KN/ml.}$$

-Pour le type2 :

$$G = 0.35 \cdot 0.3 \cdot 25 = 2.63 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_u = 1.35 (7.58 + 2.63) = 13.78 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_s = 7.58 + 2.63 = 10.21 \text{ KN/ml.}$$

Tableau III.42 : Les sollicitations maximales dans les chainages.

	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
Type 1	11.36	18.17	25.96	8.41	13.46
Type 2	6.33	42.22	34.12	4.69	31.27

3-Ferrailage:

Tableau III.43 : Ferrailage de la poutre de chainage.

Type 1						
	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	0.1320	0.1776	0.1672	3.12	0.65	3HA14=4.62 cm ²
Appui	0.0825	0.1078	0.1722	1.90	0.65	3HA10=2.36 cm ²
Type 2						
	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	0.0926	0.1217	0.3139	3.93	1.20	3HA14=4.62 cm ²
Appui	0.0139	0.0175	0.3277	0.56	1.20	3HA10=2.36 cm ²

4-Vérification de l'effort tranchant :

Type 1 : $V_u=25.96 \text{ KN} \rightarrow \tau_u=0.14 \text{ MPa}$.

Type 2 : $V_u=34.12 \text{ KN} \rightarrow \tau_u=0.10 \text{ MPa}$

FPN $\rightarrow \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$.

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$ vérifiée

5-Armatures transversales :

-Pour le type 1 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t,\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{300}{10}; 10\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

-Pour le type 2 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t,\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 10\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 10\text{mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm} \rightarrow$ On prend un cadre et un etrier $\phi 6 A_t = 4\phi 6 = 1.14\text{cm}^2$.

6-Espacement des armatures transversales :

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 2. 2) :

- $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2\text{cm}; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$.

- $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{1.14 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.1} = 114\text{cm}$.

- $S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b(\tau_U - 0.3f_{t28})}$

on prend : : $S_t = 15\text{ cm}$.

7-Vérification à l'ELS :

-compression dans le béton

Tableau III.44 : Vérification de la compression dans le béton.

Type 1							
	M _{ser} max	As (cm ²)	Y(m)	I (cm ³)	σ _{bc}	σ _{adm} MPa	Vérification
En travée	13.46	4.62	0.071	11810	8.09	15	Vérifiée
En appui	8.41	2.36	0.054	7100	6.39	15	Vérifiée
Type 2							
En travée	31.27	4.62	0.103	46640	6.91	15	Vérifiée
En appui	4.69	2.36	0.077	27220	1.33	15	Vérifiée

- Calcul de la flèche

- Type1 :

On a : $\frac{0.2}{3.85} = 0.05 < \frac{1}{16} \rightarrow$ On doit calculer la flèche.

Tableau III.45 : Vérification de la flèche pour chaînage type 1.

f_{ig} (mm)	f_{vg} (mm)	f_{ij} (mm)	f_{ip} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
5.07	7.12	0.890	5.07	6.23	7.70	Vérifiée

- Type2 :

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{495} = 0.071 > 0.063$

- $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.071 < 0.1 \rightarrow$ on doit vérifier la flèche.

Tableau III.46 : Vérification de la flèche pour chaînage type 2.

f_{ig} (mm)	f_{vg} (mm)	f_{ij} (mm)	f_{ip} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
4.65	8.57	0.36	4.65	8.21	9.92	Vérifiée

8- Schémas de ferrailage :

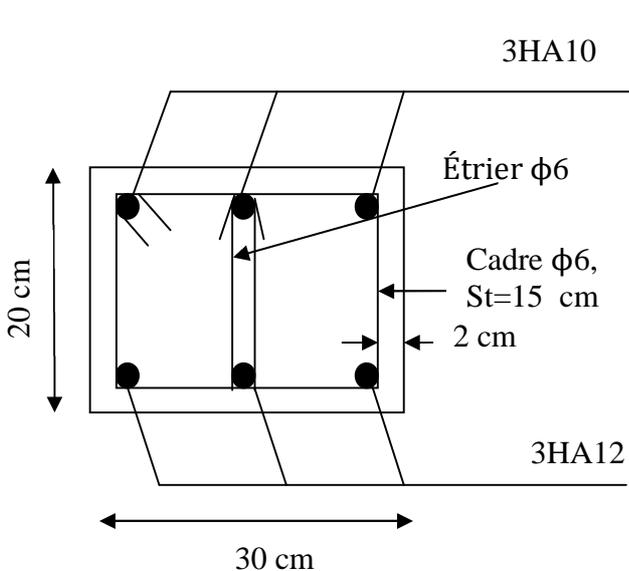


Figure III.32 : Schéma de ferrailage du chaînage type 1

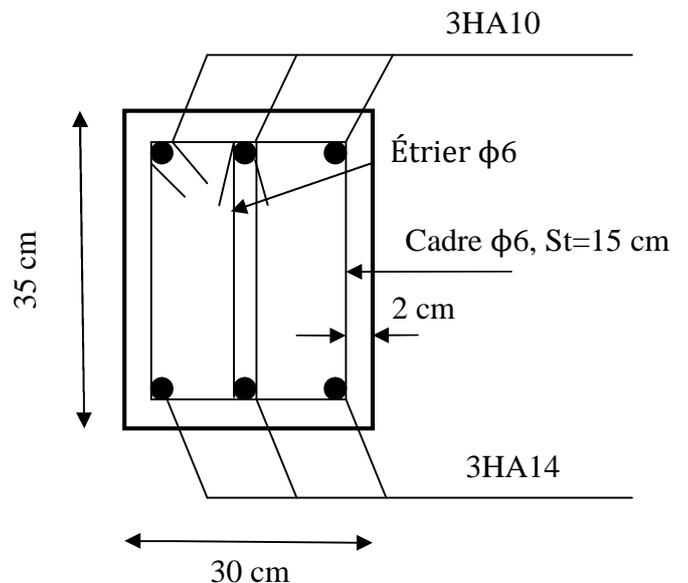


Figure III.33 : Schéma de ferrailage du chaînage type 2.

Chapitre IV

Étude dynamique

IV.1. Introduction :

Le séisme est l'épreuve de la vérité pour l'ensemble du bâti, La qualité d'un bâtiment est jugée par son comportement à l'action sismique. L'étude dynamique sous le chargement sismique, est complémentaire à l'étude statique, elle est nécessaire pour mieux savoir le comportement, afin d'aboutir à structure plus rigide et résistante, ceci nous conduise à limiter les dégâts (matériels et humains).

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze m (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect favorable du point de vue économique.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

➤ 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 similaires à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3)

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : **groupe 2**
- Zone sismique : **zone IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq .

Critère« q »	Sens x-x	$P_q/(x-x)$	Observé	$P_q/(y-y)$
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc $Q_x = 1.05$

$Q_y = 1.05$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage bureaux et habitation, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.2$;

on a : $W = 19571.181 \text{KN}$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.2)}$$

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

La structure à étudier est située sur un site ferme S 2 [annexe 1].

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$: **RPA 99 (Tableau 4.2)**

Tableau IV.2 : Les valeurs de ζ (%).

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ **RPA99** (Formule 4.6)

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n = 28,73 \text{ m}$

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

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction : $C_T = 0.050$

$T = 0.050 \times (28.73)^{3/4} = 0.62 \text{ s}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$ **RPA99** (Formule 4.7)

L: Distance du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul.

$L_x = 18.30\text{m}, \quad L_y = 11.5\text{m}$

$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.60 \text{ s} \\ T_y = 0.76 \text{ s} \end{cases}$

Les valeurs à prendre sont :

$T_x = \min(T_x; T) = 0.60\text{s} > T_2 = 0.4\text{s}$

$T_y = \min(T_y; T) = 0.62\text{s} > T_2 = 0.4\text{s}$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$ Car $0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.60}\right)^{2/3} = 1.564 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.62}\right)^{2/3} = 1.531 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = 962.902 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = 943.331 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d’analyse modale spectrale :

L’analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d’un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l’effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l’étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (spectre).

La figure suivante donne le spectre obtenu :

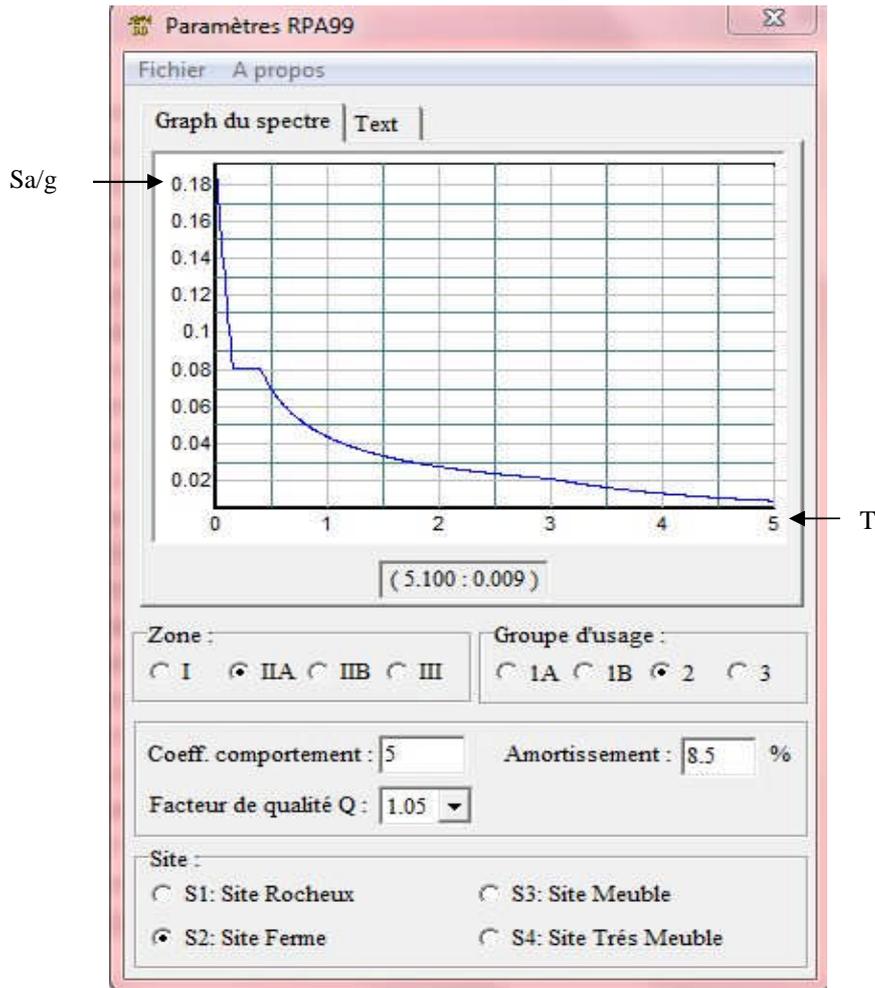


Figure IV.1 : Spectre obtenu.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le logiciel d'analyse SAP 2000.

IV.3. Modélisation et résultats :

IV.3.1. disposition des voiles de contreventement : Après avoir effectué plusieurs dispositions, on a retenu celle qui est montrée sur la figure suivante:

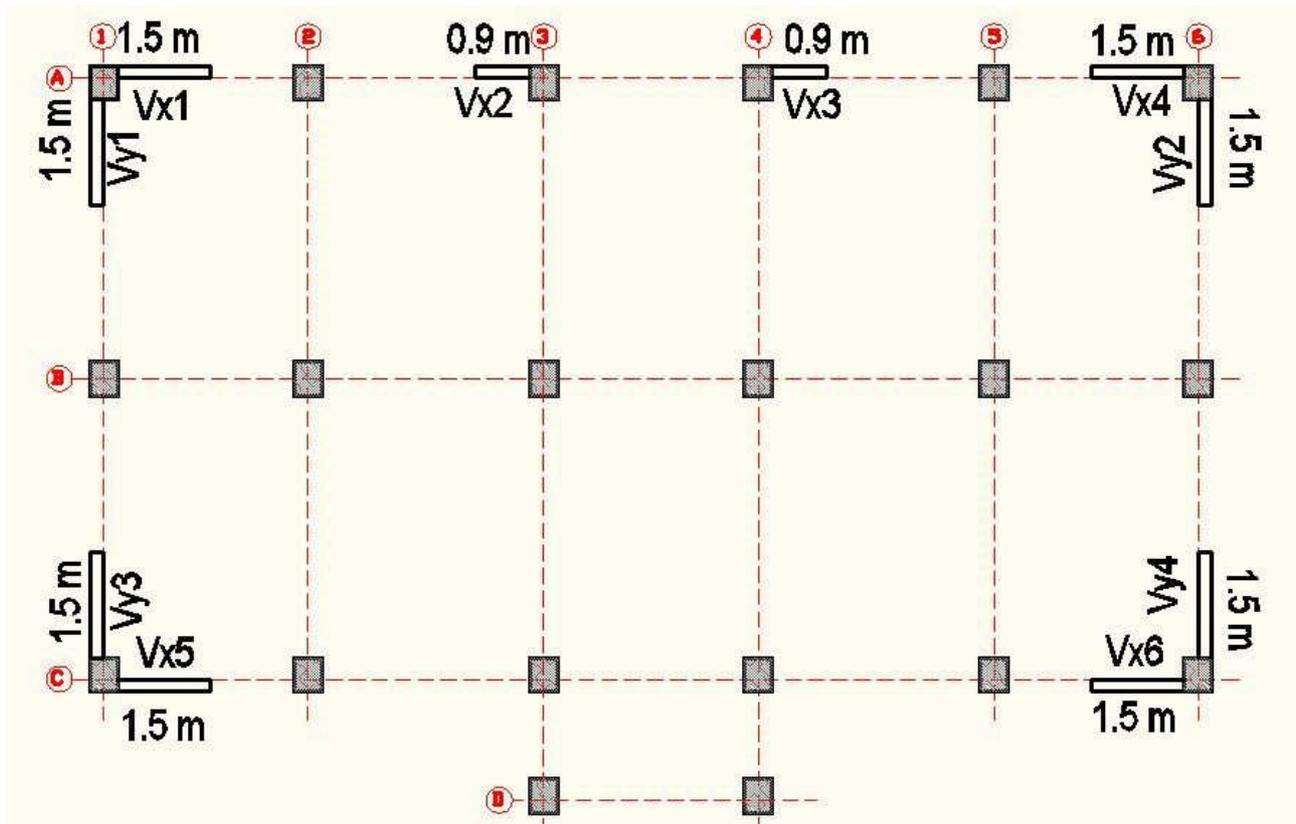


Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.

La disposition obtenue après plusieurs essais, nous a donnée un bon comportement de la structure tout en satisfaisant les autres critères. Vue l'architecture de ce bâtiment, on n'a pas pu éviter de toucher l'habitabilité de la chambre 1 (voir plan en annexe)

Les dimensions des poteaux sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Sections des poteaux.

Niveaux	Entre sol 1 et 2	RDC et Étage 1	Étage 2 et 3	Étage 4 et 5	Étage 6
Sections (cm ²)	60 * 55	60 * 50	55 * 50	50 * 45	45 * 40

Les poutres ont pris les dimensions suivantes :

- Poutres principales : (b*h) = (30*40).
- Poutre secondaires : (b*h) = (30*35).

IV.3.2. Modes de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Mode de vibration et taux de participation des masses.

Mode	Période	Mode individuel		Somme cumulée	
		UX	UY	UX (%)	UY (%)
1	0.8772	0.00015	0.76753	0.015	76.753
2	0.7955	0.77029	0.00015	77.044	76.768
3	0.6714	0.00078	0.00034	77.121	76.802
4	0.2670	0.00002946	0.11888	77.124	88.69
5	0.2394	0.10289	0.00004248	87.413	88.694
6	0.2338	5.61E-08	0.00001686	87.413	88.696
7	0.2325	0.01579	0.000001242	88.992	88.696
8	0.1958	5.357E-09	0.000009511	88.992	88.697
9	0.1958	0.000001683	1.4E-10	88.992	88.697
10	0.1925	0.00011	0.00008055	89.004	88.705
11	0.1314	0.00002442	0.04477	89.006	93.182
12	0.1188	0.0435	0.000003458	93.356	93.185

Mode 1 : Translation selon y (T=0.8772 s).

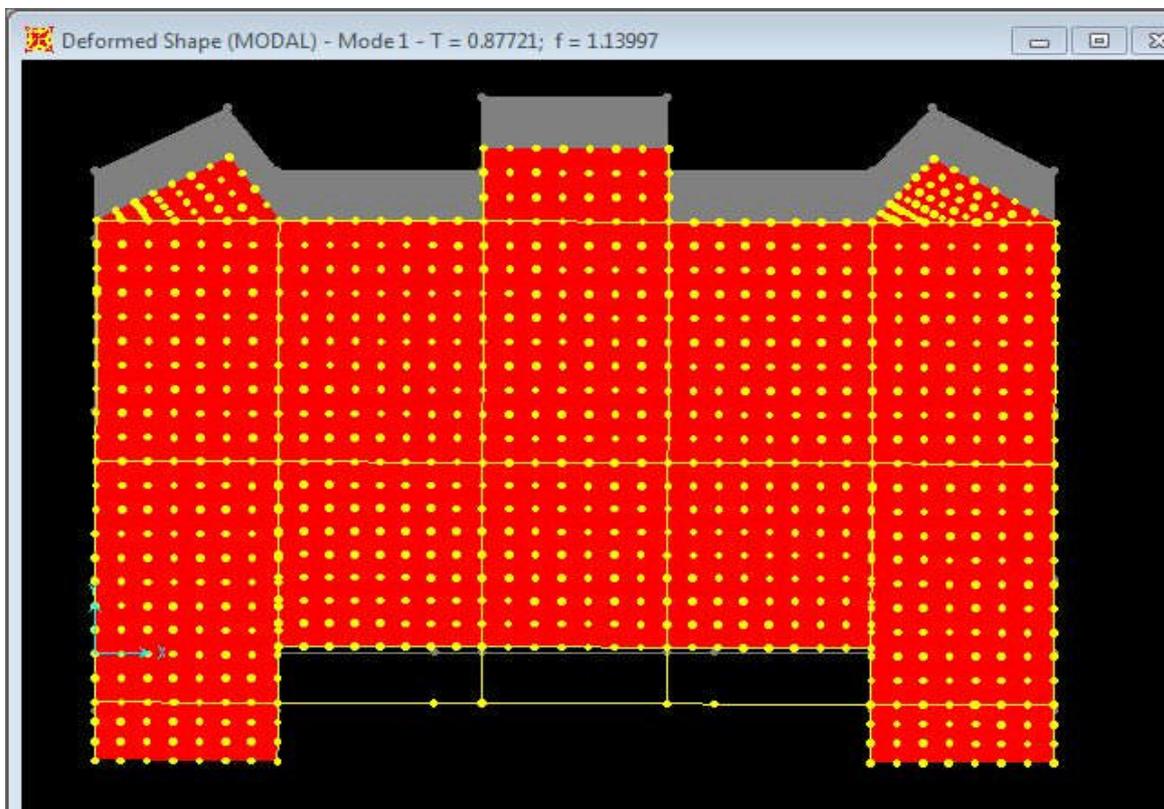


Figure IV.3 : Mode 1.

Mode 2 : translation selon x ($T=0.7955$ s).

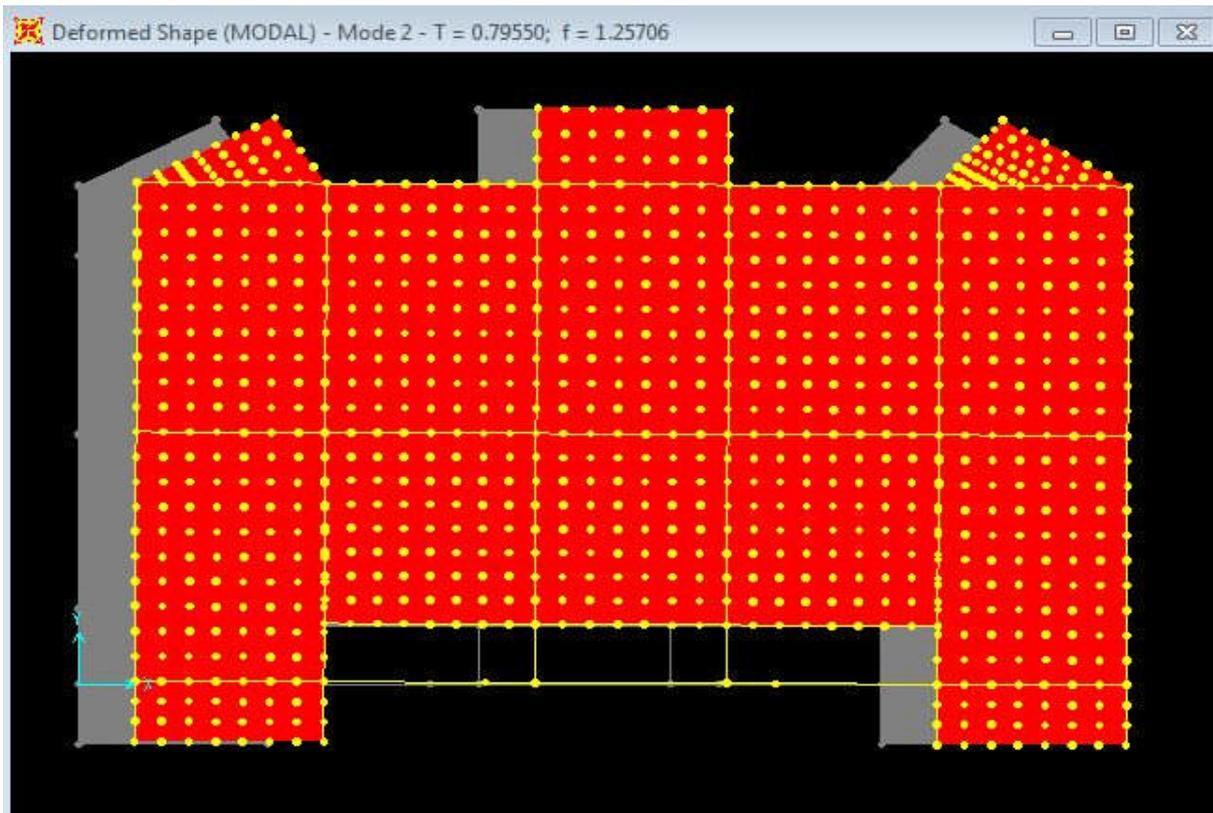


Figure IV.4 : Mode 2.

Mode 3 : torsion selon z ($T= 0.6714$ s).

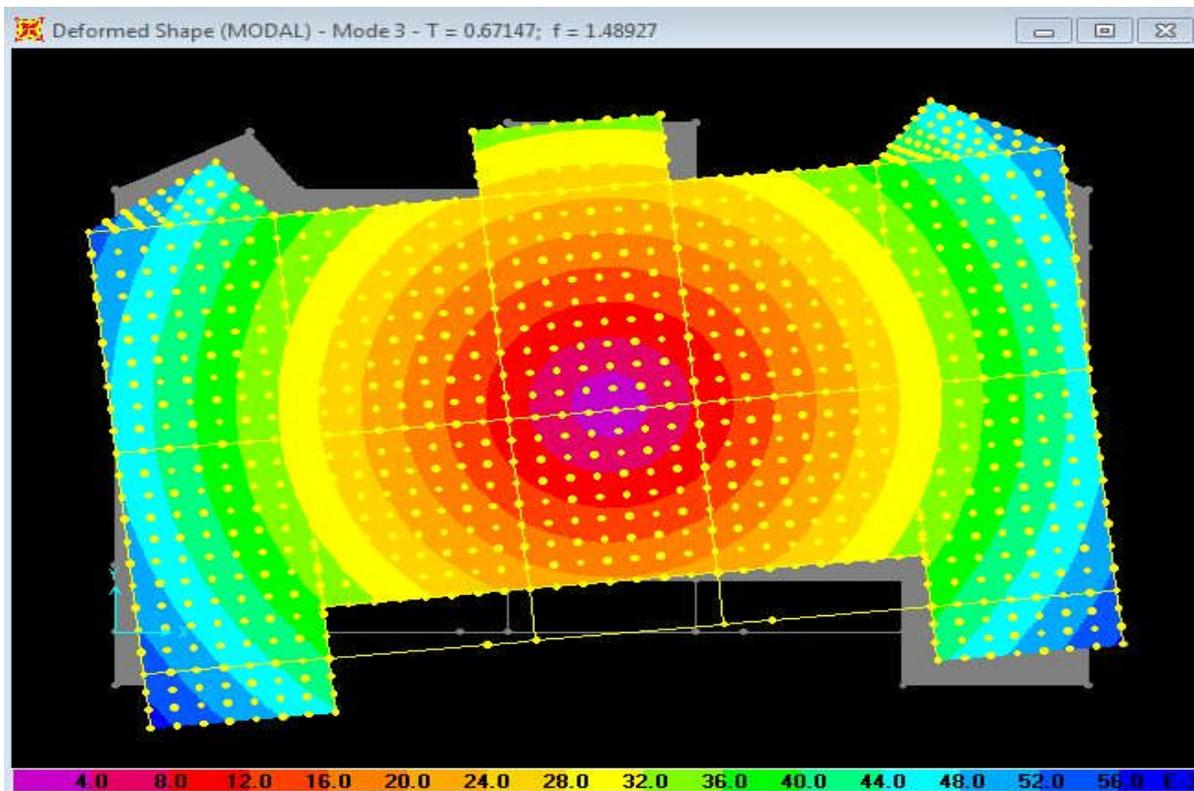


Figure IV.5 : Mode 3

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction yy est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens y, telle que montré sur la Figure IV.3, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens xx (voir Figure IV.4) et une torsion en mode 3.

Il est remarquable également que dans notre analyse que douze (12) modes de vibration sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens.

IV.4.Vérifications :

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

α : Facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens de vibration.

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Observation
x-x	822.685	962.902	770.32	vérifiée
y-y	775.526	943.331	754.66	vérifiée

- **Vérification de l'effort normal réduit (v):**

Le RPA99/version 2003 exige de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture sous sollicitations d'ensemble dues au séisme :

$$v = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Formule 7.2)}$$

tel que :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (cm ²)	N (KN)	v	Observation
Sous sol 2	60*55	1634.39	0.198	vérifiée
Sous sol 1	60*55	1433.142	0.173	vérifiée
RDC	60*50	1240.579	0.165	vérifiée
Étage 1	60*50	1054.644	0.140	Vérifiée
Étage 2	55*50	871.591	0.126	Vérifiée
Étage 3	55*50	696.46	0.101	Vérifiée
Étage 4	50*45	527.898	0.09	Vérifiée
Étage 5	50*45	333.179	0.05	Vérifiée
Étage 6	45*40	185.551	0.04	Vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

- **Justification de l'interaction voiles - portiques :**

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Sous sol 2	18851.495	2521.556	88.202	11.798	vérifiée
Sous sol 1	15115.724	3280.11	82.169	17.831	vérifiée
RDC	13055.851	2929.546	81.674	18.326	vérifiée
Étage 1	11198.488	2544.907	81.483	18.517	Vérifiée
Étage 2	9248.166	2161.851	81.053	18.947	Vérifiée
Étage 3	7394.016	1733.798	81.005	18.995	Vérifiée
Étage 4	5485.91	1342.582	80.339	19.661	Vérifiée
Étage 5	3392.59	894.726	79.131	20.869	Vérifiée
Étage 6	1638.768	438.586	78.887	21.113	Vérifiée

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf au dernier étage où les portiques n'atteignent pas les 80% (écart minime de 1.6 %).

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.8 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique s (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voiles (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
S/ sol 2	480.831	277.012	63.447	36.552	517.802	250.142	67.427	32.572
S/ sol 1	339.964	385.168	46.883	53.116	362.778	356.524	50.434	49.565
RDC	352.486	305.222	53.593	46.406	360.595	246.922	59.355	40.644
Étage 1	386.556	256.558	60.106	39.893	336.647	205.714	62.070	37.929
Étage 2	351.886	223.288	61.179	38.820	301.083	194.391	60.766	39.233
Étage 3	326.101	170.402	65.679	34.320	282.307	144.912	66.080	33.919
Étage4	240.519	157.841	60.377	39.622	207.546	142.757	59.247	40.752
Étage5	250.428	60.325	80.587	19.412	219.531	79.896	73.317	26.682
Étage6	142.787	44.749	76.138	23.861	145.478	41.46	77.821	22.178

Nous constatons qu’au deux derniers niveaux, les voiles reprennent moins de 25 % de l’effort tranchant d’étage, chose que nous n’avons pu corriger avec les différentes solutions que nous avons essayé. Néanmoins, vue l’ensemble des résultats (sous charge verticales et horizontales), nous jugeons que l’interaction voiles/portique est globalement vérifiée.

• **Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l’effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA99 (Article 5.10)**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Calcul des déplacements.

Niveau x	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_K/h_K (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_K/h_K (%)
S/ sol 2	0.0009	0.0045	0	0.0045	3.74	0.1200	0.0011	0.0055	0	0.0055	0.1470
S/ sol 1	0.0025	0.0125	0.0045	0.0080	3.57	0.2240	0.0029	0.0145	0.0055	0.0090	0.2521
RDC	0.0041	0.0205	0.0125	0.0080	3.06	0.2614	0.0047	0.0235	0.0145	0.0090	0.2941
Étage 1	0.0057	0.0285	0.0205	0.0080	3.06	0.2614	0.0065	0.0325	0.0235	0.0090	0.2941
Étage 2	0.0072	0.0360	0.0285	0.0075	3.06	0.2450	0.0083	0.0415	0.0325	0.0090	0.2941
Étage 3	0.0085	0.0425	0.0360	0.0065	3.06	0.2124	0.0098	0.0490	0.0415	0.0075	0.2450
Étage4	0.0097	0.0485	0.0425	0.0060	3.06	0.1960	0.0112	0.0560	0.0490	0.0070	0.2287
Étage5	0.0107	0.0535	0.0485	0.0050	3.06	0.1633	0.0125	0.0625	0.0560	0.0065	0.2124
Étage6	0.0115	0.0575	0.0535	0.0040	3.06	0.1307	0.0134	0.067	0.0625	0.0045	0.1470

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$\Delta_{kmax} = 0.9cm < 1\% \times h_e = 3.06cm$$

• **Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

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 $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le

facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Tableau IV.10 : Vérification des effets P- Δ .

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
S/ sol 2	3.74	18926.031	0.0045	757.843	0.0300	0.0055	767.944	0.0362
S/ sol 1	3.57	16322.763	0.0080	725.132	0.0504	0.0090	719.302	0.0572
RDC	3.06	14168.435	0.0080	657.708	0.0563	0.0090	607.517	0.0685
Étage 1	3.06	12184.574	0.0080	643.114	0.0495	0.0090	542.361	0.0660
Étage 2	3.06	10120.18	0.0075	575.174	0.0431	0.0090	495.474	0.0600
Étage 3	3.06	8105.46	0.0065	496.503	0.0346	0.0075	427.219	0.0465
Étage4	3.06	6075.072	0.0060	398.360	0.0299	0.0070	350.303	0.0396
Étage5	3.06	3880.838	0.0050	310.753	0.0204	0.0065	299.427	0.0275
Étage6	3.06	1927.863	0.0040	187.536	0.0134	0.0045	186.938	0.0151

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où le effet de second ordre ou effet P- Δ peut être négligé.

IV.5. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné un bon comportement de la structure et les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification du comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, ont été vérifiées avec cette disposition des voiles.

Chapitre V

Étude des éléments structuraux

V.1. Étude des poutres :

V.1.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage et participent au contreventement.

Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, obtenues à partir des combinaisons les plus défavorables:

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \pm E$
- 4) $0.8 G \pm E$

V.1.2. Ferrailage :

a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de L'encastrement.

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.

V.1.3. Dispositions constructives des portiques : (RPA 99)

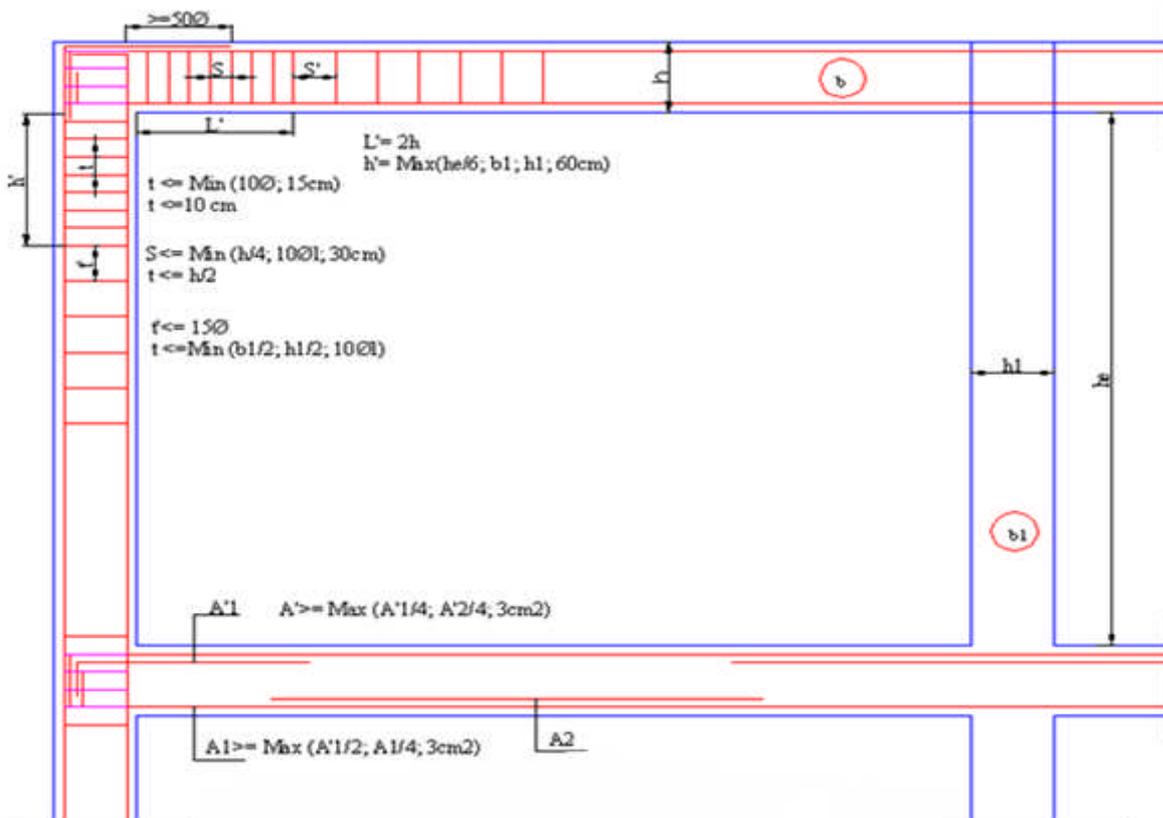


Figure V.1 : Dispositions constructives des portiques.

V.1.4. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5. Calcul du ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée du plancher entre sol avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 49.668 \text{ KN.m} \dots\dots(G+Q+E_y) \\ M_a = 70.886 \text{ KN.m} \dots\dots(G+Q+E_y) \end{cases}$$

Armatures en appui:

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.886 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.0933$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1227$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3518 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{70.886 \times 10^{-3}}{0.3518 \times 400} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49.668 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.0654$$

$$\mu_{bu} = 0.0654 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0846$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.357m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{49.668 \times 10^{-3}}{0.357 \times 400} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	M (KNm)	Vu	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol	Poutre principale	30 × 40	Appui	70.886	79.551	5.04	6	6.03	3HA16
			Travée	49.668		3.48		6.03	3HA16
	Poutre secondaire	30 × 35	Appui	43.331	66.078	3.53	5.25	4.61	3HA14
			Travée	39.635		3.22		6.03	3HA16
RDC et Étages courants	Poutre principale	30 × 40	Appui	87.377	105.86	6.30	6	7.14	2HA16+1HA20
			Travée	66.242		4.70		6.03	3HA16
	Poutre secondaire	30 × 35	Appui	57.761	102.15	4.78	5.25	5.09	2HA14+1HA16
			Travée	57.382		4.74		6.03	3HA16
Terrasse	Poutre principale	30 × 40	Appui	66.778	77.199	4.74	6	5.09	2HA14+1HA16
			Travée	41.858		2.91		6.03	3HA16
	Poutre secondaire	30 × 35	Appuis	21.748	61.668	1.73	5.25	3.39	3HA12
			Travée	31.254		2.52		6.03	3HA16

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone IIa

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.1.7. Les armatures transversales :

a) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3.0) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67.00\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 66.37\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$.

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

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : **BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle maximale : **BAEL91 (Art H.III.2)**

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	105.86	0.953	3.33	Vérifiée
Secondaires	102.15	1.064	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1) . \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$

✓ Appuis intermédiaires $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2) \quad \gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{ MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	6.03	105.86	87.377	3.04	-4.5	Vérifiée
Secondaires	6.03	102.15	57.761	2.93	-2.82	Vérifiée

V.9. Vérification à l'ELS :

a) **État limite de compression du béton : BAEL91 (Art E.III.1)**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 y (A_s + A_s') - 15 (d A_s + d' A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	56.985	64850	11.41	10.03	15	vérifiée
	Travées	29.449	73790	12.22	4.87	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	29.085	34180	8.857	7.53	15	vérifiée
	Travées	24.032	73790	12.22	4.09	15	vérifiée

b) **État limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.95	6.79	0.08	0.060	0.005	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	3.85	6.03	0.09	0.061	0.006	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

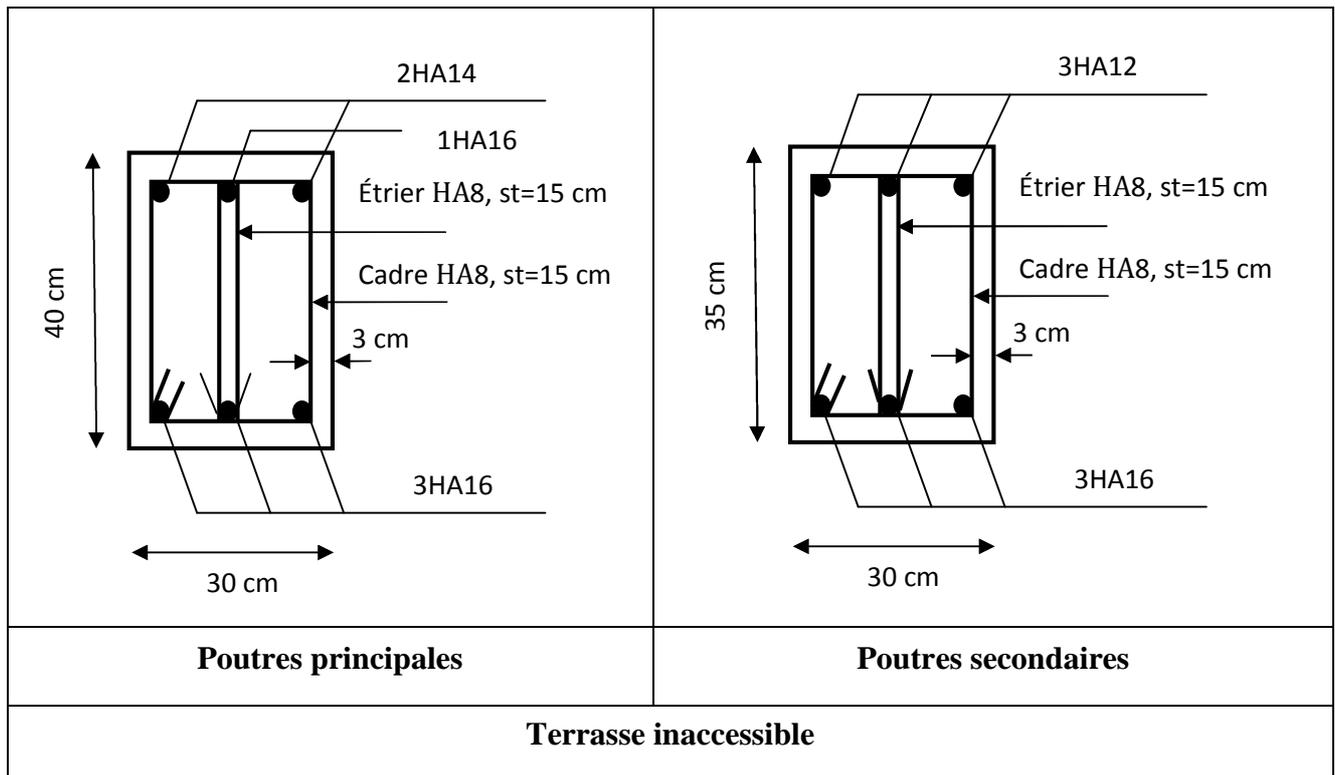
Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.10. Schémas de ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Tableau V.6 : Schémas de ferrailage des poutres (En appui et en travée).

<p>Poutres principales</p>	<p>Poutres secondaires</p>
<p>L'entre sol</p>	
<p>Poutres principales</p>	<p>Poutres secondaires</p>
<p>RDC et étages courants</p>	



V.2. Étude des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1) $1.35 G + 1.5 Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \pm E$
- 4) $0.8 G \pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_r) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

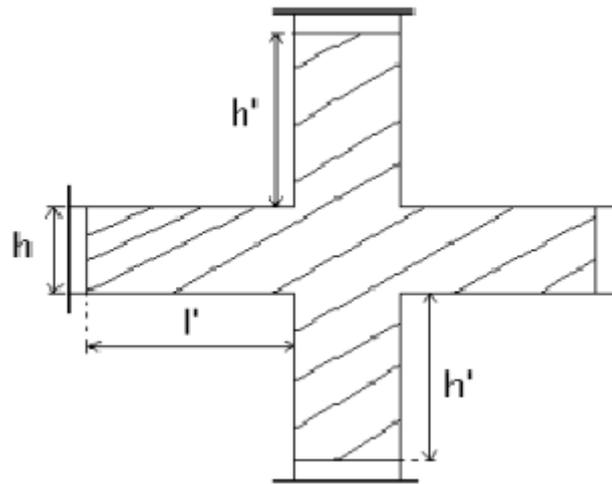


Figure V.2 : Zone nodale poteau-poutre.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol 1et 2	60×55	26.4	132	198
RDC et étage 1	60×50	24	120	180
Étage 2 et 3	55×50	22	110	165
Étage 4 et 5	50×45	18	90	135
Étage 6	45×40	14.4	72	108

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** : est l’effort tranchant de calcul.
- **h₁** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- **ρ_a** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7 : Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entre sol 1et 2	2059.577	5.191	100.735	1177.14	-26.863	4.857
RDC et étage 1	1552.41	12.05	104.689	680.421	118.306	4.039
Étage 2 et 3	1124.776	6.417	71.879	563.901	76.3	4.55
Étage 4 et 5	713.629	8.936	71.825	470.981	6.784	8.784
Étage 6	246.524	5.336	59.031	59.64	-17.718	1.174

V.2.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'entre sol, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = 2059.577 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 5.191 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$d = 57\text{m}; d' = 0.03\text{m}.$$

$$e_G = M/N = 0.0025\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 5.191 + 2059.577 \times (0.57 - 0.60/2) = 561.276 \text{ KN.m}.$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.60 \times 14.2 = 0.833 > [2059.577 \times (0.57 - 0.03) - 561.276] \times 10^{-3} = 0.550$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{561.276 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.221$$

$$\mu_{bu} = 0.221 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.316 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 7.14 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.497\text{m}.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{561.276 \times 10^{-3}}{0.497 \times 348} = 32.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 32.45 \times 10^{-4} - \frac{2059.577 \times 10^{-3}}{348} = -26.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux.

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Entre sol 1et 2	60×55	0	1.20	26.4	28.65	4HA20+8HA16
RDC et étage 1	60×50	0	0	24	24.89	4HA20+8HA14
Étage 2 et 3	55×50	0	0	22	24.89	4HA20+8HA14
Étage 4 et 5	50×45	0.38	0.38	18	18.47	12HA14
Étage 6	45×40	2.84	2.84	14.4	15.21	4HA14+8HA12

V.2.5. Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (60×55) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.74 = 2.618 \text{ m.}$$

$$\lambda g = L_f/b = 2.618/55 = 4.76 \Rightarrow A_t \text{ min} = 0.28\% t b_1 = 0.0028 \times 15 \times 55 = 2.31 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales.

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r (cm)	t zone nodale	t zone courante	λg	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×55	1.6	91.502	65	10	15	4.76	0.34	2.31	3.02	6HA8
60×50	1.4	119.70	60	10	15	3.89	0.47	2.15	3.02	6HA8
55×50	1.4	90.344	60	10	15	3.89	0.41	2.15	3.02	6HA8
50×45	1.4	89.151	60	10	15	3.89	0.40	2.15	3.02	6HA8
45×40	1.2	33.839	50	10	15	5.35	0.70	1.80	3.02	6HA8

V.2.6. Vérifications :

a) Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

l'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2059.577 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.618 \text{ cm} ; \lambda = 16.47 < 50 ; \alpha = 0.813 / 1.10 = 0.739$$

$$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.3074 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.739 \times \left[\frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{28.65 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 4.94 \text{ MN}.$$

$N_d = 2.059 \text{ MN} < 4.94 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.10 : Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	<i>l</i> ₀ (cm)	<i>l</i> _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
Entre sol 1et 2	60×55	3.74	2.618	16.47	0.739	28.65	0.3074	2.059	4.94	vérifiée
RDC et étage 1	60×50	3.06	2.142	14.82	0.745	24.89	0.2784	1.552	4.48	vérifiée
Étage 2 et 3	55×50	3.06	2.142	14.82	0.745	24.89	0.2544	1.124	4.15	vérifiée
Étage 4 et 5	50×45	3.06	2.142	16.46	0.739	18.47	0.2064	0.713	3.29	vérifiée
Étage 6	45×40	3.06	2.142	18.52	0.731	15.21	0.1634	0.246	2.59	vérifiée

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inferieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

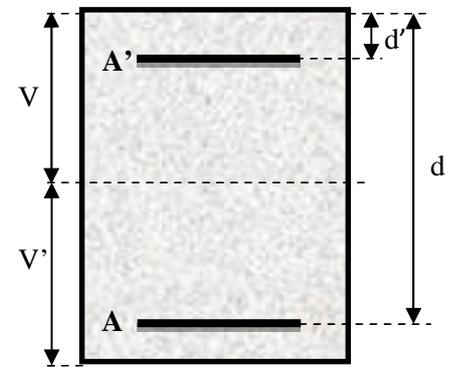


Figure V.3 : Section du poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et étage 1	Étage 2 et 3	Étage 4 et 5	Étage 6
Section (cm ²)	60×55	60×50	55×50	50×45	45×40
d (cm)	57	57	52	47	42
A' (cm ²)	14.325	12.445	12.445	9.235	7.605
A (cm ²)	14.325	12.445	12.445	9.235	7.605
V (cm)	30	30	27.5	25	22.5
V'(cm)	30	30	27.5	25	22.5
I _{yy} (m ⁴)	0.0130	0.0117	0.0091	0.0060	0.0039
N ^{ser} (MN)	1.49813	1.12980	0.81864	0.51951	0.18057
M ^{ser} (MN.m)	0.0360	0.0309	0.03170	0.03952	0.04317
M _G ^{ser} (MN.m)	0.0360	0.0309	0.03170	0.03952	0.04317
σ _{bc1} (MPa)	5.37	4.56	3.93	3.95	3.49
σ _{bc2} (MPa)	3.71	2.97	2.02	1.74	1.48
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentés :

D'après le RPA99 version 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} ^{lim} (MPa)	Observation
Entre sol 1 et 2	60×55	2.618	16.47	0.040	57	91.502	0.29	1.00	vérifiée
RDC et étage 1	60×50	2.142	14.82	0.040	57	119.705	0.42	1.00	vérifiée
Étage 2 et 3	55×50	2.142	14.82	0.040	52	90.344	0.34	1.00	vérifiée
Étage 4 et 5	50×45	2.142	16.46	0.040	47	89.151	0.26	1.00	vérifiée
Étage 6	45×40	2.142	18.52	0.075	42	33.839	0.20	1.875	vérifiée

d) Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

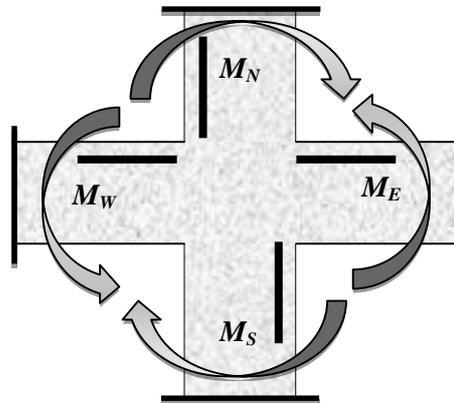


Figure V.4 : Les moments résistant dans la zone nodale.

d-1) Détermination du moment résistant 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,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 : Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol 1et 2	60×55	54.0	10.30	193.557
RDC et étage 1	60×50	54.0	9.36	175.893
Étage 2 et 3	55×50	49.5	9.36	161.235
Étage 4 et 5	50×45	45.0	6.16	96.465
Étage 6	45×40	40.5	5.34	75.261

d-2) Détermination des moments résistants dans les poutres :

M_W et M_E sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis a gauche et a droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14 : Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E/sol 2	193.557	193.557	387.11	75.543	75.543	188.857	vérifiée
E/sol 1	175.893	193.557	369.45	89.449	89.449	223.624	vérifiée
RDC	175.893	175.893	351.78	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage1	161.235	175.893	337.12	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage2	161.235	161.235	322.47	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage3	96.465	161.235	257.70	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage4	96.465	96.465	192.93	89.449	89.449	223.624	Non vérifiée
Etage5	75.261	96.465	171.72	89.449	89.449	223.624	Non vérifiée
Etage6	0	75.261	75.261	63.767	63.767	159.418	Non vérifiée

On doit augmenter la section d'armatures des poteaux de l'étage 4,5 et 6.

On adopte : Pour l'étage 4 et 5 :12HA16 =24.13 cm²

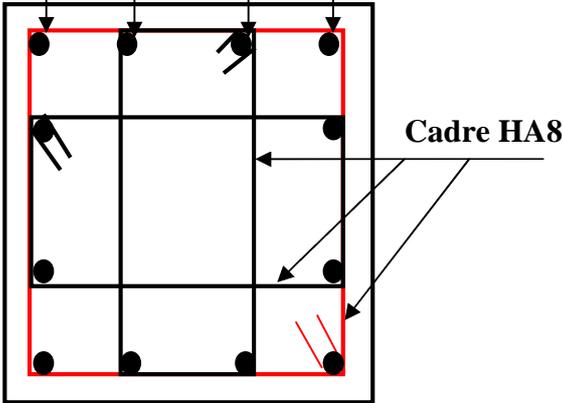
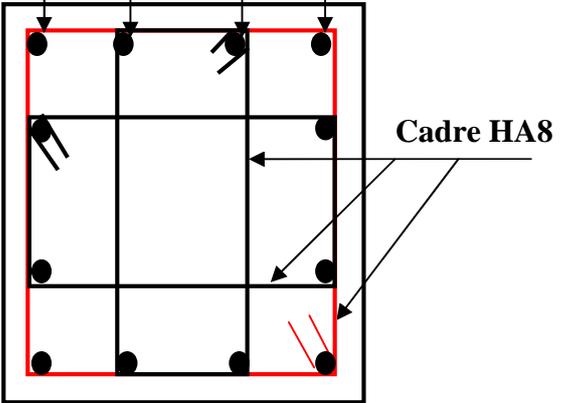
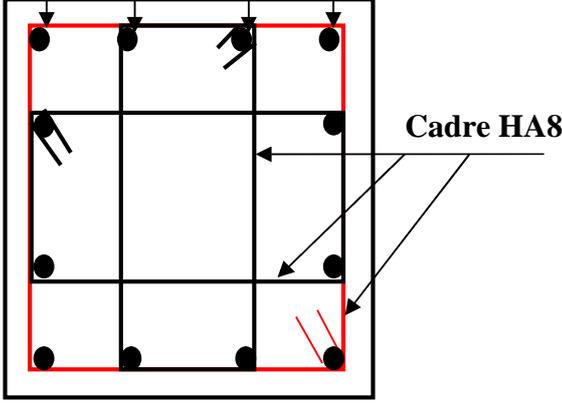
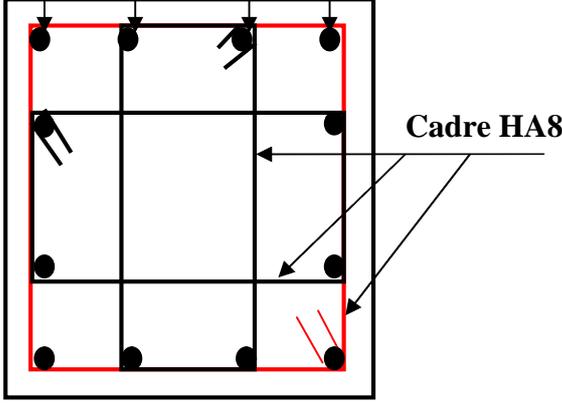
Pour l'étage 6 :12HA20 = 37.7 cm²

Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale après l'augmentation de As des poteaux.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E/sol 2	193.557	193.557	387.11	75.543	75.543	188.857	vérifiée
E/sol 1	175.893	193.557	369.45	89.449	89.449	223.624	vérifiée
RDC	175.893	175.893	351.78	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage1	161.235	175.893	337.12	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage2	161.235	161.235	322.47	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage3	125.90	161.235	287.13	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage4	125.90	125.90	251.80	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage5	177.16	125.90	303.06	89.449	89.449	223.624	vérifiée
Etage6	0	177.16	75.261	63.767	63.767	159.418	vérifiée

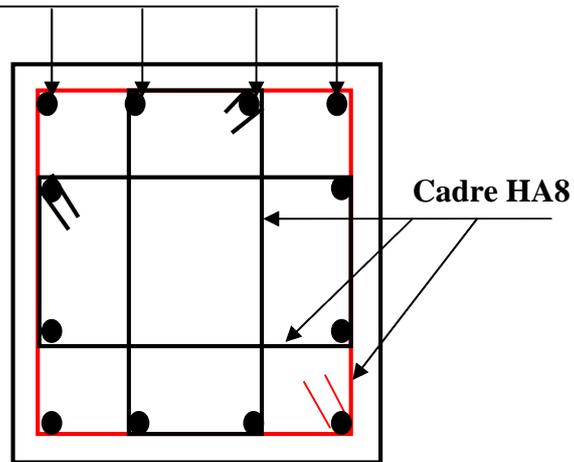
- Schémas de ferrailage :

Tableau V.16 : Schémas de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.

Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage
<p>2HA16/face</p> <p>2HA20/face</p>  <p>Cadre HA8</p>	<p>2HA14/face</p> <p>2HA20/face</p>  <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau (60×55) cm²</p>	<p>Poteau (60×50) cm²</p>
<p>2, et 3^{ème} étage</p>	<p>4 et 5^{ème} étage</p>
<p>2HA14/face</p> <p>2HA20/face</p>  <p>Cadre HA8</p>	<p>4HA16/face</p>  <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau (55×50) cm²</p>	<p>Poteau (50×45) cm²</p>

6^{ème} étage

4HA20/face



Poteau (45×40) cm²

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encadrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35 G + 1.5 Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0.8 G \pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux : (Article 7.7.4.1)

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles communes :

Le pourcentage d’armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L’espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l’épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$.

Niveau	voile	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entre-sol 1, 2 et RDC	$V_{x1, (1,2,3)}$	-611.18	11.53	354.639	-479.94	-215.306	77.153	75.64
étage 1,2,3.	$V_{x1, (4,5,6)}$	-376.04	192.91	192.91	-376.04	-99.328	113.91	51.09
Étage 4,5,6.	$V_{x1, (7,8,9)}$	-152.387	146.378	146.378	-152.38	-13.499	20.011	33.87

V.3.4. Calcul du ferrailage :

On prend comme exemple de calcul le voile $V_{x1, (1,2,3)}$ sous les sollicitations N_{\max} et M_{cor} , les autres cas seront résumés dans des tableaux.

- **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.50 \text{ m}, d = 1.47 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{\min} = -611.18 \text{ KN (traction)}, M_{\text{cor}} = 11.53 \text{ KN. m. (Combinaison ELU)}.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.018 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.75 \text{ m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{fst(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{Nu e_1}{fst(d - d')}$$

tel que:

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = \left(\frac{150}{2} - 0.03 \right) + 0.018 = 0.738 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (1.47 - 0.03) - 0.738 = 0.702 \text{ m}$$

$$fst = 348 \text{ MPa}.$$

On aura:

$$A_1 = \frac{611.18 \times 10^{-3} \times 0.702}{348(1.47 - 0.03)} = 8.56 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{611.18 \times 10^{-3} \times 0.738}{348(1.47 - 0.03)} = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 + A_2 = 17.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{B \times ft_{28}}{fe} = \frac{150 \times 20 \times 2.1}{400} = 15.75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales :**

$$V_{\max} = 75.648 \text{ KN}$$

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 75.648 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.47} = 0.360 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{h \min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

- **Vérifications:**

$$A_{\min(\text{ZT})} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 150 = 6.00 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = L \times e \times f_{t28} / f_e = 150 \times 20 \times 2.1 / 400 = 15.75 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 150 = 4.50 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

- **Choix des armatures :**

- Armatures verticales :

$$\text{On opte pour chaque face: } 4\text{HA}12 + 6\text{HA}10 = 9.23 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- Armatures horizontales :

$$\text{On opte } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile

V_{x1} dans les autres niveaux :

Tableau V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1.50	0.20 × 1.50	0.20 × 1,50
M(KN)	11.53	192.91	20.01
N(KN)	-611.18	-376.04	-13.49
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	75.648	51.090	33.870
τ (MPa)	0.360	0.243	0.161
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	17.57	9.41	5.06
A_v^{min} (cm ²)	RPA	6	6
	BAEL	15.75	15.75
A_v^{adop} (cm ²)/par face	9.23	7.85	7.85
N^{bre} /par face	4HA12 + 6HA10	2HA12 + 8HA10	2HA12 + 8HA10
S_t (cm)	Zone courante	15	15
	Zone d'extrémité	7.5	7.5
A_h^{cal} (cm ²)	0.45	0.30	0.20
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

- Schéma de ferrailage :

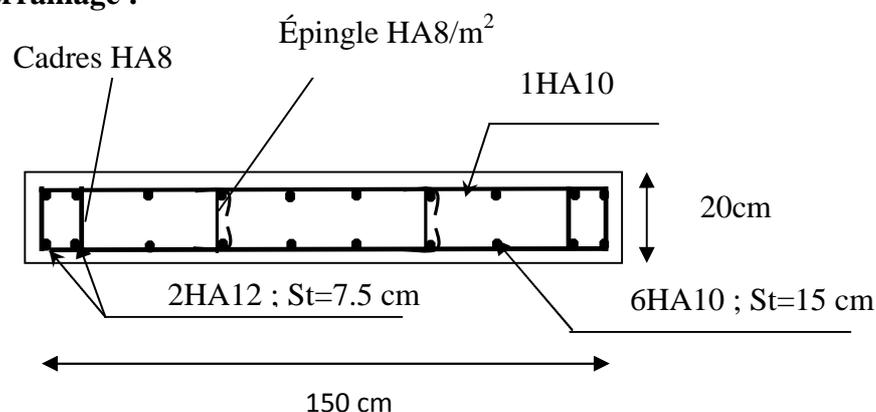
Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile V_{x1} au niveau des entres sol et RDC.

Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×0.9	0.20×0.9	0.20×0.9
M(KN)	22.65	26.07	41.40
N(KN)	-583.88	-356.30	-107.36
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	29.04	22.35	15.18
τ (MPa)	0.230	0.170	0.120
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14.50	10.16	2.55
A_v^{min} (cm ²)	RPA	3.60	3.60
	BAEL	9.45	9.45
A_v^{adop} (cm ²)/par face	9.05	6.79	6.79
N^{bre} /par face	6HA14	6HA12	6HA12
S_t (cm)	Zone courante	15	15
	Zone d'extrémité	7.5	7.5
A_h^{cal} (cm ²)	0.45	0.30	0.20
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×0.9	0.20×0.9	0.20×0.9
M(KN)	22.64	25.93	41.10
N(KN)	-583.44	-355.66	-107.25
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	28.99	22.45	15.33
τ (MPa)	0.22	0.16	0.11
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5

A_v^{cal} (cm ²)		14.50	10.16	2.55
A_v^{min} (cm ²)	RPA	3.60	3.60	3.60
	BAEL	9.45	9.45	9.45
A_v^{adop} (cm ²)/par face		9.05	6.79	6.79
N^{bre} /par face		6HA14	6HA12	6HA12
S_t (cm)	Zone courante	15	15	15
	Zone d'extrémité	7.5	7.5	7.5
A_h^{cal} (cm ²)		0.28	0.20	0.14
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)		1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)		20	20	20

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{me} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1.50	0.20 × 1.50	0.20 × 1,50
M(KN)	11.53	192.91	20.01
N(KN)	-611.18	-376.04	-13.49
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	75.648	51.090	33.870
τ (MPa)	0.360	0.243	0.161
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	17.57	9.41	5.06
A_v^{min} (cm ²)	RPA	6	6
	BAEL	15.75	15.75
A_v^{adop} (cm ²)/par face		9.23	9.23
N^{bre} /par face		4HA12 + 6HA10	4HA12 + 6HA10
S_t (cm)	Zone courante	15	15
	Zone extrémité	7.5	7.5
A_h^{cal} (cm ²)		0.45	0.30
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.6

A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux

Niveau		Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)		0.20× 1.50	0.20× 1.50	0.20× 1.50
M(KN)		47.68	106.45	171.60
N(KN)		-575.68	-362.05	-146.60
section		Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimée
V (KN)		79.46	58.47	40.85
τ (MPa)		0.38	0.27	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		16.54	10.39	5.12
A_v^{min} (cm ²)	RPA	6	6	4.50
	BAEL	15.75	15.75	3.55
A_v^{adop} (cm ²)/par face		9.05	6.28	6.28
N^{bre} /par face		8HA12	8HA10	8HA10
S_t (cm)	Zone courante	18	18	18
	Zone d'extrémité	9	9	9
A_h^{cal} (cm ²)		0.47	0.34	0.24
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)		1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)		20	20	20

Tableau V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x6} dans tous les niveaux.

Niveau		Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)		0.20 × 1.50	0.20 × 1.50	0.20 × 1.50
M(KN)		48.91	109.06	175.96
N(KN)		-571.19	-358.90	-158.19
section		Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimée
V (KN)		80.16	59.40	41.46
τ (MPa)		0.38	0.28	0.20
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)		16.21	10.08	5.52
A _v ^{min} (cm ²)	RPA	6	6	4.50
	BAEL	15.75	15.75	3.55
A _v ^{adop} (cm ²)/par face		9.05	6.28	6.28
N ^{bre} /par face		8HA12	8HA10	8HA10
S _t (cm)	Zone courante	18	18	18
	Zone d'extrémité	9	9	9
A _h ^{cal} (cm ²)		0.47	0.35	0.25
A _h ^{min} (cm ²)		0.6	0.6	0.6
A _h ^{adop} (cm ²)		1.57	1.57	1.57
N ^{bre} /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.24 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau		Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)		0.20 × 1.50	0.20 × 1.50	0.20 × 1,50
M(KN)		111.91	63.37	175.96
N(KN)		-569.21	-388.26	-158.19
section		Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimée
V (KN)		83.11	54.56	34.16

τ (MPa)		0.42	0.27	0.17
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		16.34	14.03	5.06
A_v^{min} (cm ²)	RPA	6	6	4.50
	BAEL	15.75	15.75	3.55
A_v^{adop} (cm ²)/par face		9.23	9.23	7.85
N^{bre} /par face		4HA12 + 6HA10	4HA12 + 6HA10	10HA10
S_t (cm)	Zone courante	15	15	15
	Zone extrémité	7.5	7.5	7.5
A_h^{cal} (cm ²)		0.49	0.32	0.20
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)		1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)		20	20	20

Tableau V.25 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1.50	0.20 × 1.50	0.20 × 1,50
M(KN)	111.90	56.81	38.91
N(KN)	-568.17	-380.69	-189.88
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	79.82	52.95	33.47
τ (MPa)	0.38	0.25	0.16
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.08	14.79	4.75
A_v^{min} (cm ²)	RPA	6	6
	BAEL	15.75	15.75
A_v^{adop} (cm ²)/par face	9.23	9.23	9.23
N^{bre} /par face	4HA12 + 6HA10	4HA12 + 6HA10	4HA12 + 6HA10
S_t (cm)	Zone courante	15	15
	Zone extrémité	7.5	7.5

A_h^{cal} (cm ²)	0.47	0.31	0.20
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.26 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20× 1.30	0.20× 1.30	0.20× 1,30
M(KN)	26.72	56.81	152.92
N(KN)	-518.28	-380.69	-134.09
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimée
V (KN)	56.00	43.17	39.58
τ (MPa)	0.26	0.20	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14.89	8.32	4.95
A_v^{min} (cm ²)	RPA	5.2	3.90
	BAEL	15.75	3.07
A_v^{adop} (cm ²)/par face	9.23	9.23	7.85
N^{bre} /par face	4HA12 + 6HA10	4HA12 +6HA10	10HA10
S_t (cm)	Zone courante	13	13
	Zone extrémité	6.5	6.5
A_h^{cal} (cm ²)	0.31	0.25	0.24
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.27 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{me} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1.40	0.20 × 1.40	0.20 × 1,40
M(KN)	19.96	56.81	152.92
N(KN)	-556.96	-380.69	-134.09
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimée
V (KN)	58.57	43.89	40.65
τ (MPa)	0.28	0.20	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14.88	8.66	4.92
A_v^{min} (cm ²)	RPA	5.60	4.2
	BAEL	15.75	3.38
A_v^{adop} (cm ²)/par face	9.23	9.23	7.85
N^{bre} /par face	4HA12 + 6HA10	4HA12 + 6HA10	10HA10
S_t (cm)	Zone courante	14	14
	Zone extrémité	7	7
A_h^{cal} (cm ²)	0.35	0.25	0.24
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Chapitre VI

Étude des fondations

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2,0 bars [annexe1].

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$
- 2) $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Étude des fondations :

Le choix de la fondation :

La surface de l'ensemble des fondations nécessaires.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{29314.31}{200} = 146.57 m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 188.17 m^2$.

On voit bien que $S_{cal} = 77.89 \% S_{bat}$, d'où Le choix du radier général sans débord est plus adéquat.

Étude du radier :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

1- Condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle du radier.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 4.95 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{495}{20} \Rightarrow h_r \geq 24.75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{495}{10} \Rightarrow h_t \geq 49.5 \text{ cm}$$

2- Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol. En considérant le sol moyen : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$h \geq 71.65 \text{ cm}$.

3- Condition de cisaillement :

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle du radier, il faut vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

Nd : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{29314.31 \times 4.95}{2 \times 188.17} \times 1 = 385.57 KN$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.33m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- h_t = 90 cm pour les nervures du radier.
- h_r = 40 cm pour la dalle du radier.

La surface du radier S_{rad} = S_{bat} = 188.17m².

B - Les vérifications :

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (A.5.2,42).$$

N_d : effort normal de calcul ramené par le point d'appui le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A+B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.60 + 0.90 = 1.50 \\ B = b + h = 0.55 + 0.90 = 1.45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.9m.$$

$$\Rightarrow N_d = 2.059MN \leq 0.045 \times 0.90 \times 5.9 \times \frac{25}{1.5} = 3.98MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens x-x :** $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$

N et M sont obtenus avec les combinaisons les plus défavorables.

$$I_x = 1720.6 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 9.15 \text{ m}, \quad I_y = 5063.1 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 5.17 \text{ m}$$

$$M_x = 19258.94 \text{ KN.m}, \quad M_y = 27612.72 \text{ KN.m}, \quad N = 29314.31 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{29314.31}{188.17} + \frac{19258.94 \times 5.17}{1720.6} = 0.166 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_2 = \frac{29314.31}{188.17} - \frac{19258.94 \times 5.17}{1720.6} = 0.098 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_m = \frac{3 \times 0.166 + 0.098}{4} = 0.149 \text{ MPa} < 0.200 \text{ MPa.}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

- **Sens y-y :** $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$

$$\sigma_1 = \frac{29314.31}{188.17} + \frac{27612.72 \times 9.15}{5063.10} = 0.205 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_2 = \frac{29314.31}{188.17} - \frac{27612.72 \times 9.15}{5063.10} = 0.106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.205 + 0.106}{4} = 0.180 \text{ MPa.}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

✓ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/version 2003 (article 10.1.5), On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{19258.94}{29314.31} \Rightarrow e = 0,65 \text{ m} < 4.57 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{27612.72}{29314.31} \Rightarrow e = 0,94 \text{ m} < 2.97 \text{ m}$$

Donc la condition est vérifiée selon le sens x-x et le sens y-y.

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (figure VI.1) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u + P_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

P est le poids propre.

$N_u = 29314.31 \text{ KN}$.

$$Q_u = 169.256 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$L_x = 3.85 \text{ m}$, $L_y = 4.95 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe II]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0596 \times 169.256 \times 3.85^2 = 149.52 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.5440 \times 149.52 = 81.34 \text{ KN.m}.$$

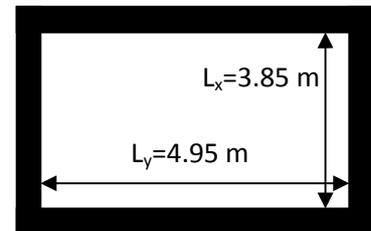


Figure VI.1: Schéma de la dalle la plus défavorable du radier.

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$
- ✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.

Localisation		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2 \text{/m)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2 \text{)}$	$A_{optée} \text{ (cm}^2 \text{/m)}$	Choix par (m)	$S_t \text{ (cm)}$
Sens X-X	travée	127.09	10.22	3.69	10.78	7HA14	14
	appui	74.76	5.92	3.69	6.79	6HA12	15
Sens Y-Y	travée	69.13	5.47	3.20	5.65	5HA12	20
	appui	74.76	5.92	3.20	6.79	6HA12	15

- **Sections minimales d'armature :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12$ cm ; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HA et FeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 3.69 \text{ cm}^2. \\ A_y = 3.20 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \end{cases}$$

Vérification à l'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 238.52 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 112.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{238.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.644 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa}.$$

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

Vérification à l'ELS :

$$\mu_x = 0.0596$$

$$\mu_y = 0.5440$$

$$N = 21373.051 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} + P_s = \frac{21373.051}{188.17} + 25 \times 0.4 = 123.58 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0596 \times 123.58 \times (3.85)^2 = 109.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 59.39 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 92.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 50.48 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x=54.58\text{KN.m}$$

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 9.44\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 150860 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5.80\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.....\text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier du radier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	x-x	92.79	9.44	150860	5.80	254.27
	y-y	50.48	7.11	87700	4.09	258.06
Appui		54.58	7.77	102650	4.13	233.12

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier après l'augmentation de A_s .

Localisation	Choix par (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$S_t(\text{cm})$
Travée	xx	8HA16	16.08	11.16	207380	4.99	173.42
	yy	6HA14	9.24	8.83	132930	3.35	160.46
Appui	7HA14	10.78	9.44	150860	3.41	149.56	14

- Schéma de ferrailage.

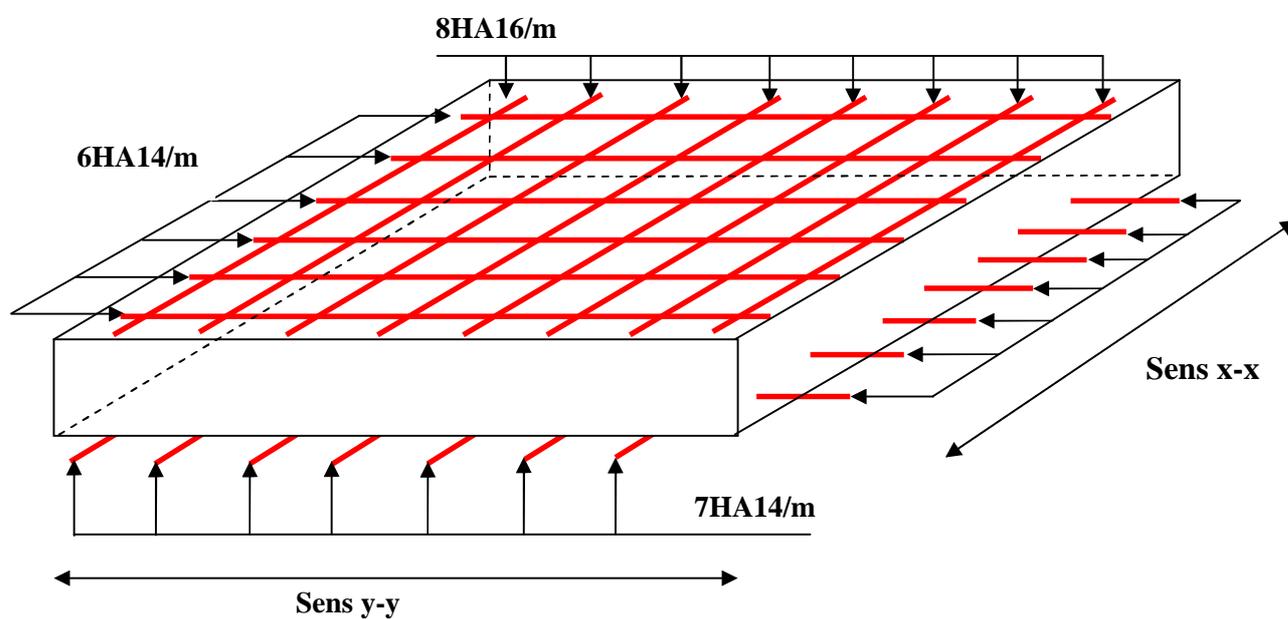


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage du radier.

D-Ferraillage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produit le même moment maximal que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$p_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$Q_u = 169.256 \text{ KN/m}^2, Q_s = 123.58 \text{ KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

Sens x-x :

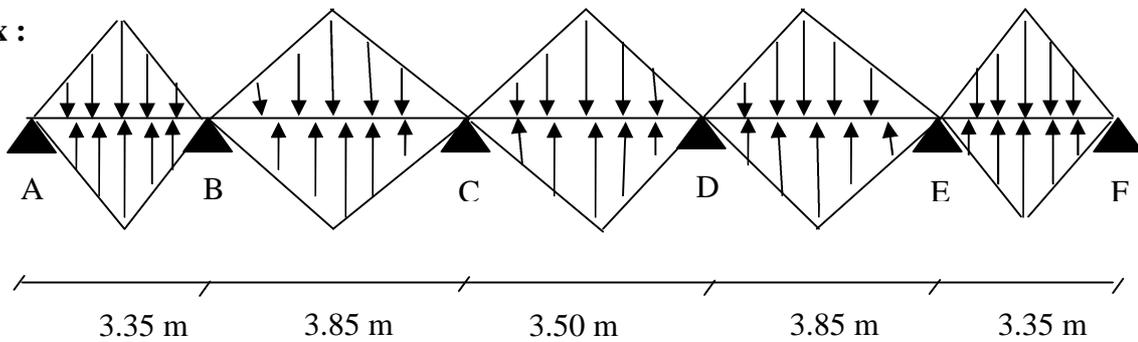


Figure VI.3 : Schéma des nervures dans le sens x-x.

Sens y-y :

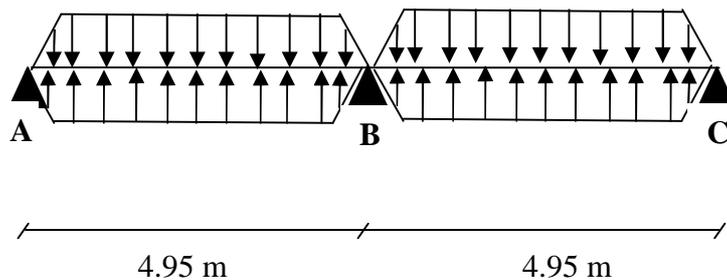


Figure VI.4 : Schéma des nervures dans le sens y-y.

• Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement.

-Sens x-x :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 : Sollicitations dans la nervure dans le sens x-x.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.35	3.35	378.01	0	- 492.26	1.28	312.70
B-C	3.85	3.08	434.42	- 492.26	- 427.41	1.96	345.38
C-D	3.50	2.80	394.93	- 427.41	- 427.41	1.75	177.33
D-E	3.85	3.08	434.42	- 427.41	- 492.26	1.88	345.38
E-F	3.35	3.35	378.01	- 492.26	0	2.06	312.70

Sens y-y:

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

Travée	I _x (m)	I' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.95	4.95	496.83	0	-1432.21	1.89	889.83
B-C	4.95	4.95	496.83	-1432.21	0	3.05	889.83

• Ferrailage :

Sens Y-Y :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

h= 0.90 m

h₀= 0.40 m

b₀= 0.55 m

d= 0.85 m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(44;140)$$

⇒ b₁ ≤ 44cm

On prend : b₁=44 cm.

Donc : b=2b₁+b₀=2×44+55= 143cm.

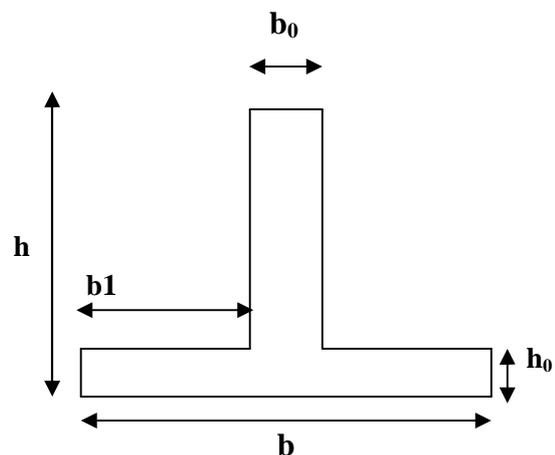


Figure VI.5 : Section de la nervure à ferrailer.

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 * 1,43 * 0,40 * \left(0,85 - \frac{0,40}{2}\right) = 5279.56 \text{ KN.m.}$$

-L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b*h)

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures dans le sens y-y.

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	889.83	32.91	5.65	40.21	5HA32
	Appui	1432.21	54.14		56.30	7HA32

Sens x-x :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=1.11m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures dans le sens x-x.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	345.38	12.06	5.65	15.71	5HA20
	Appui	492.26	15.34		15.71	5HA20

- Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	853.10	1.82	2.5	Vérifiée
Sens y-y	785.85	1.68	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

- État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-x	travée	252.17	23.04	1128900	5.14	15	207.60	201.63
	appui	359.40	23.04	1128900	7.33	15	295.88	201.63
y-y	travée	603.31	35.58	2298940	8.85	15	194.54	201.63
	appui	1045.71	37.99	2871490	13.83	15	256.79	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de As.

Localisation		Choix par (m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	travée	5HA25	24.54	27.69	1598230	4.36	135.63
	appui	5HA25	24.54	27.69	1598230	6.22	193.31
y-y	travée	5HA32	40.21	35.58	2298940	8.85	194.54
	appui	10HA32	80.42	42.94	3585530	12.52	184.03

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.71; 55; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.55} = 71.45 \text{ cm.}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.60 [1.82 - 0.3 \times 2.1]} = 17.61 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

- **Armatures de peau :**

La hauteur des nervures est h = 90 cm, dans ce cas le CBA (Article A.7.3) préconise de mettre des armatures de peau de section A_p = 3 cm²/ml de hauteur.

Pour h = 90 cm, on a A_p = 3 * 0.9 = 2.7 cm². On opte 2HA14 = 3.08 cm²/face.

- Schémas de ferrailage des nervures :

Tableau VI.11 : Schémas de ferrailage des nervures.

<p>5HA25</p> <p>2 cadres HA10</p> <p>Épingle HA10</p> <p>2HA14/ face</p> <p>5HA25</p>	<p>5HA25</p> <p>2 cadres HA10</p> <p>Épingle HA10</p> <p>2HA14/ face</p> <p>5HA25</p>		
Travée		Appui	
Sens x-x			
<p>5HA32</p> <p>2 cadres HA10</p> <p>Épingle HA10</p> <p>2HA14/ face</p> <p>5HA32</p>	<p>5HA32</p> <p>2 cadres HA10</p> <p>Épingle HA10</p> <p>2HA14/ face</p> <p>10HA32</p>		
Travée		Appui	
Sens y-y			

Conclusion

générale

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir celles déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à retenir certaines conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et une bonne mise en œuvre. Une construction peut être fortement endommagée suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines d'ouvrages courants, est le critère du coupe-feu.
- La réponse d'un bâtiment dépend essentiellement de la nature du sol, de l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre, ainsi que la rigidité, la masse et la souplesse de la structure.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- Les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique et la satisfaction des conditions du RPA.
- La vérification de l'interaction et le bon comportement de la structure nous a conduit à une augmentation des sections des poteaux estimées par le prédimensionnement.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Enfin, l'utilisation du SAP2000Version14 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, ceci permet d'avoir un comportement plus proche de la réalité.

Bibliographie

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99**(Béton Armé aux États Limites) et **DTU** associés (deuxième édition 2000).
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).
- **Calcul des ouvrages en béton armé**, (M. Belazougui 4^{eme} édition OPU, 2007).

Annexes



Annexe 1 :

Conclusion du rapport du sol

Annexe 2:

Valeurs de μ_x et μ_y pour le calcul des dalles pleines.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	0.1000

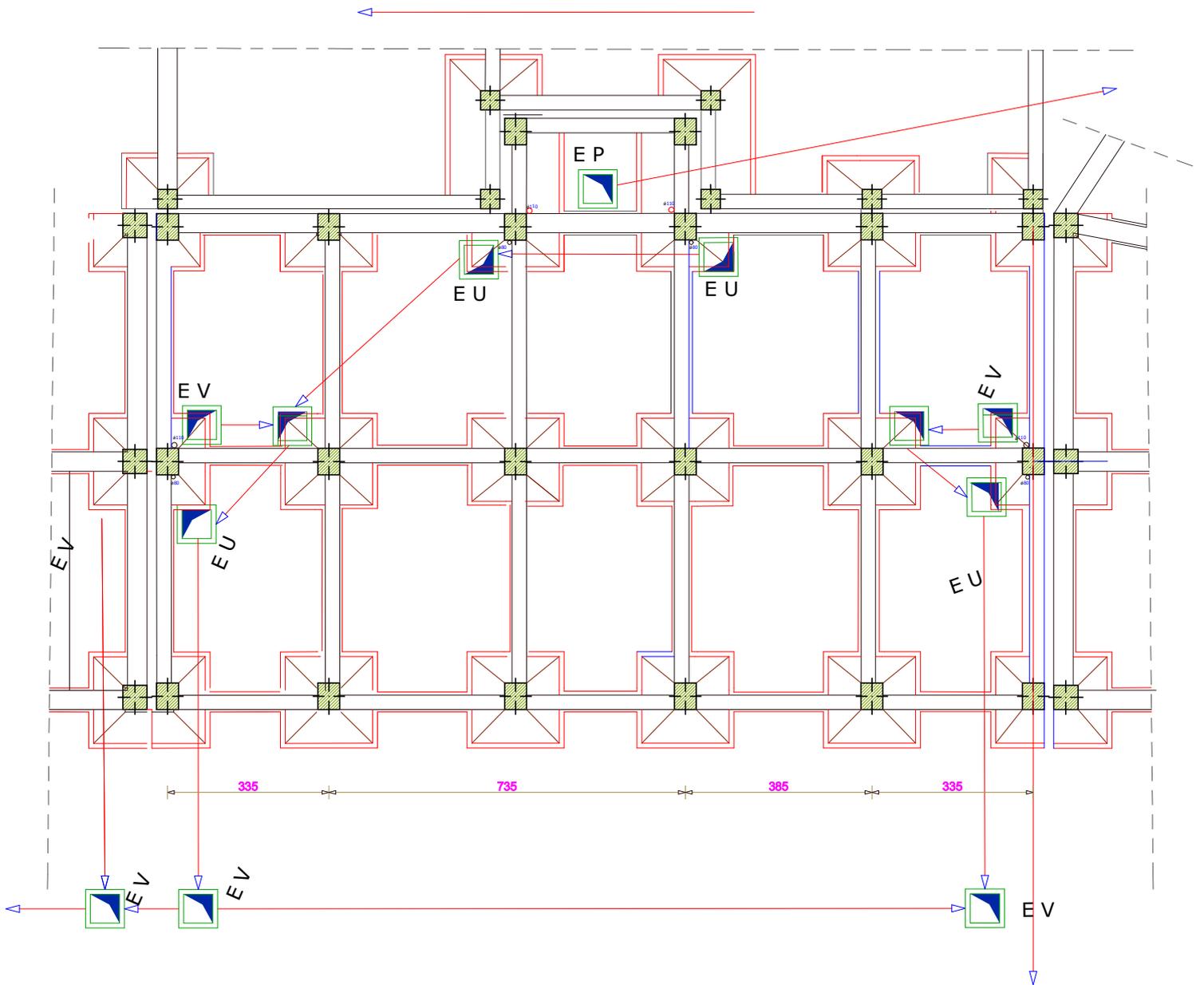
Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

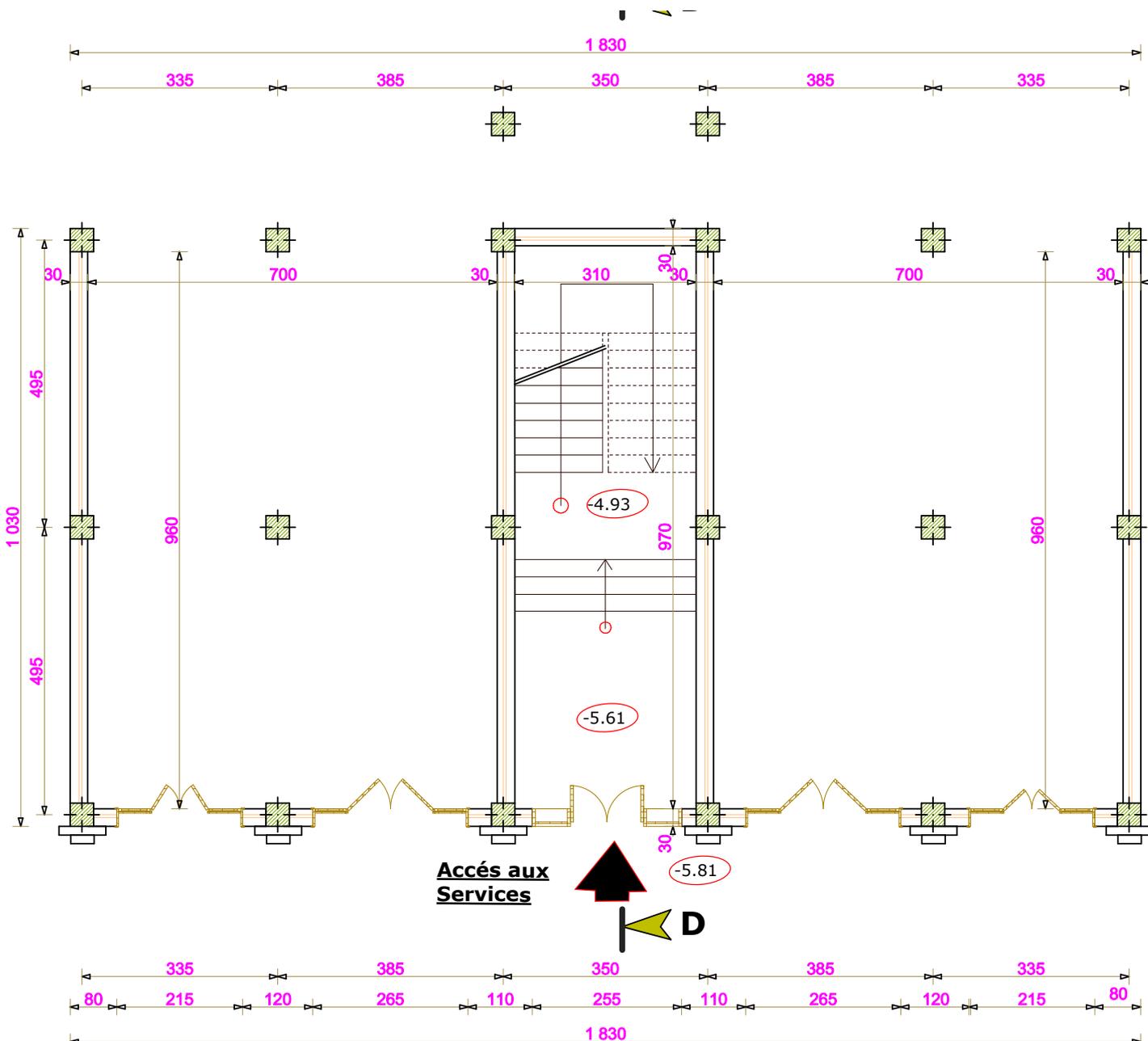
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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	188.50
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	226.20
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

Plans

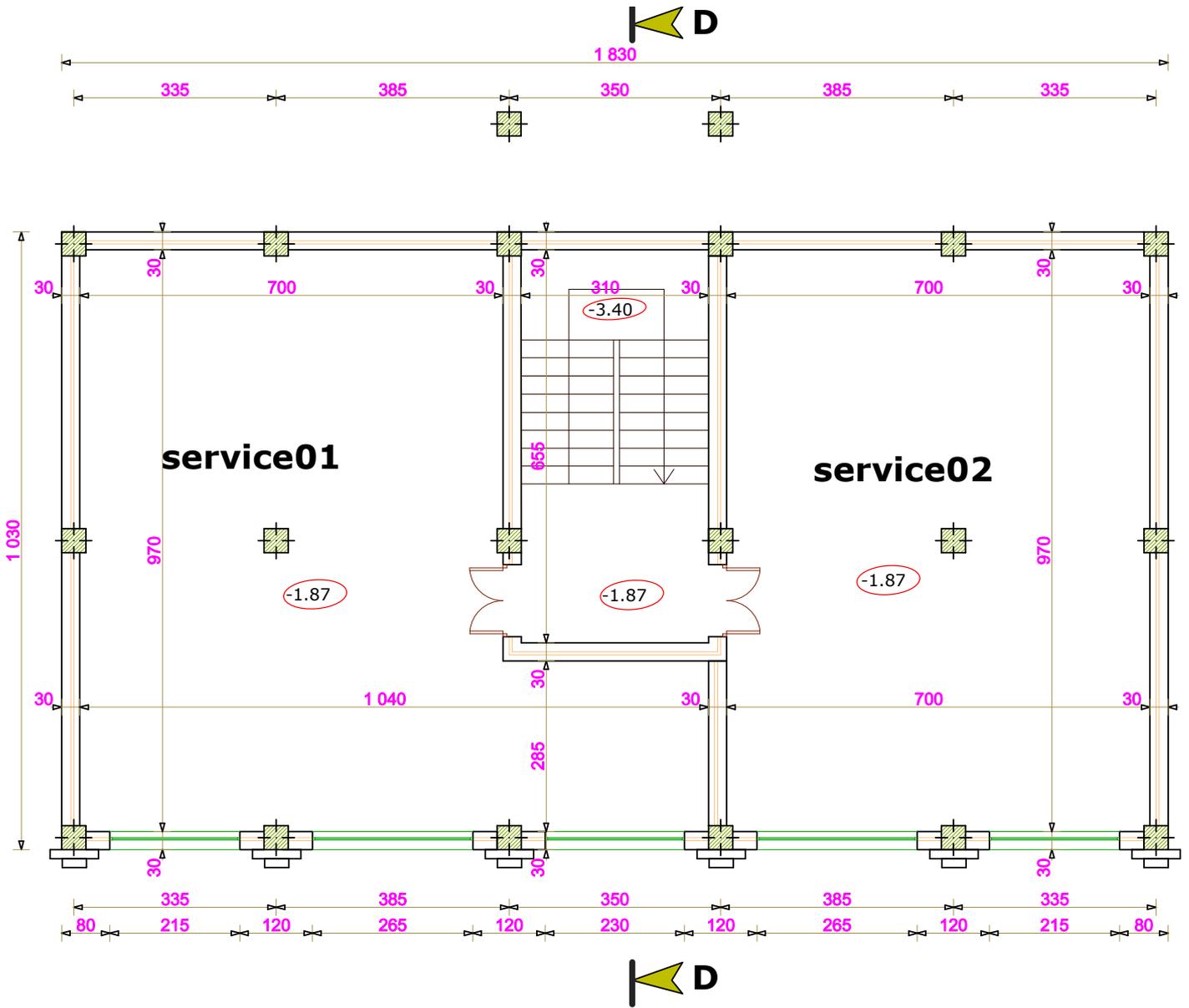
A barcode consisting of vertical black bars of varying widths, positioned directly beneath the word "Plans".



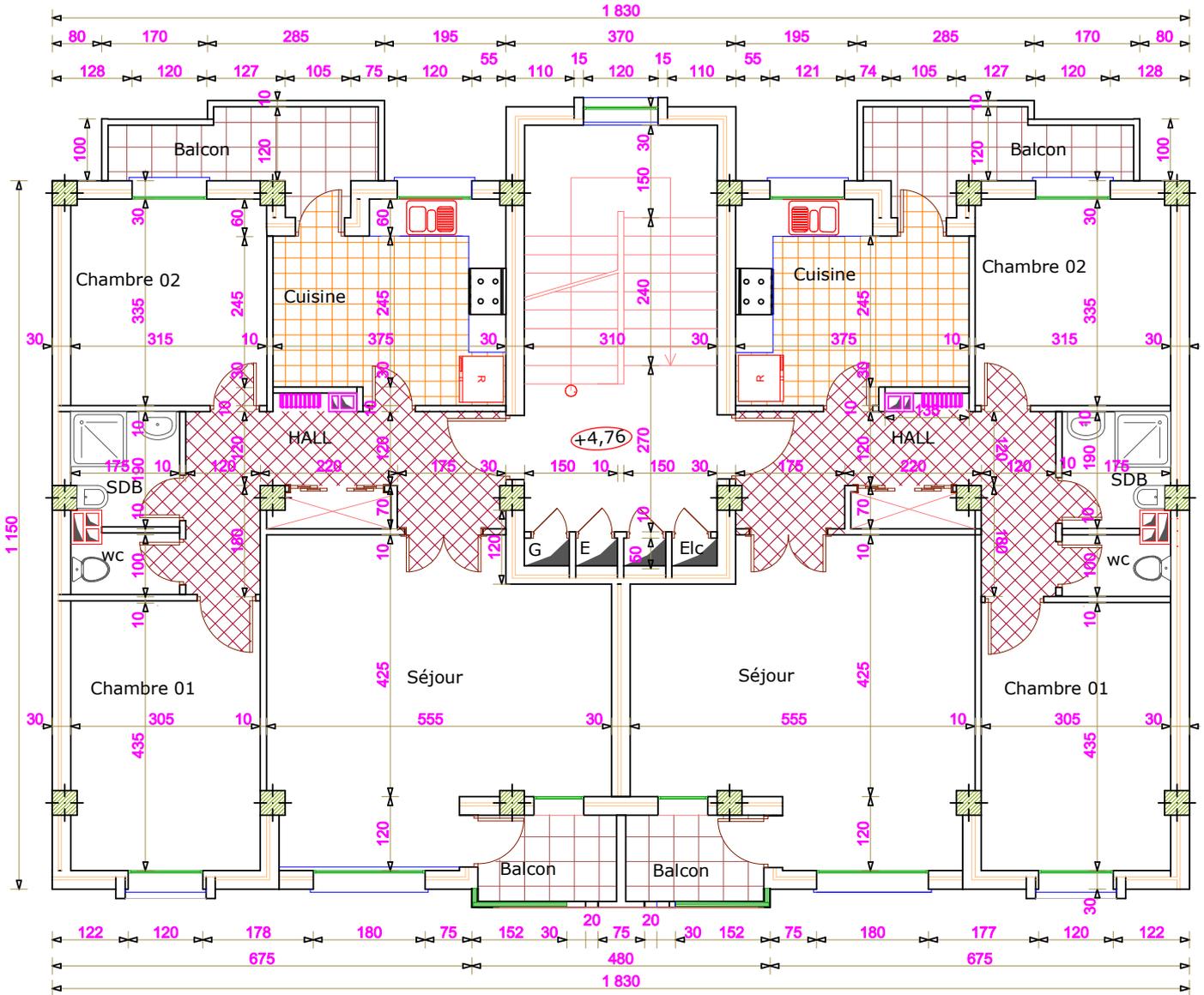
PLAN DE FONDATIONS



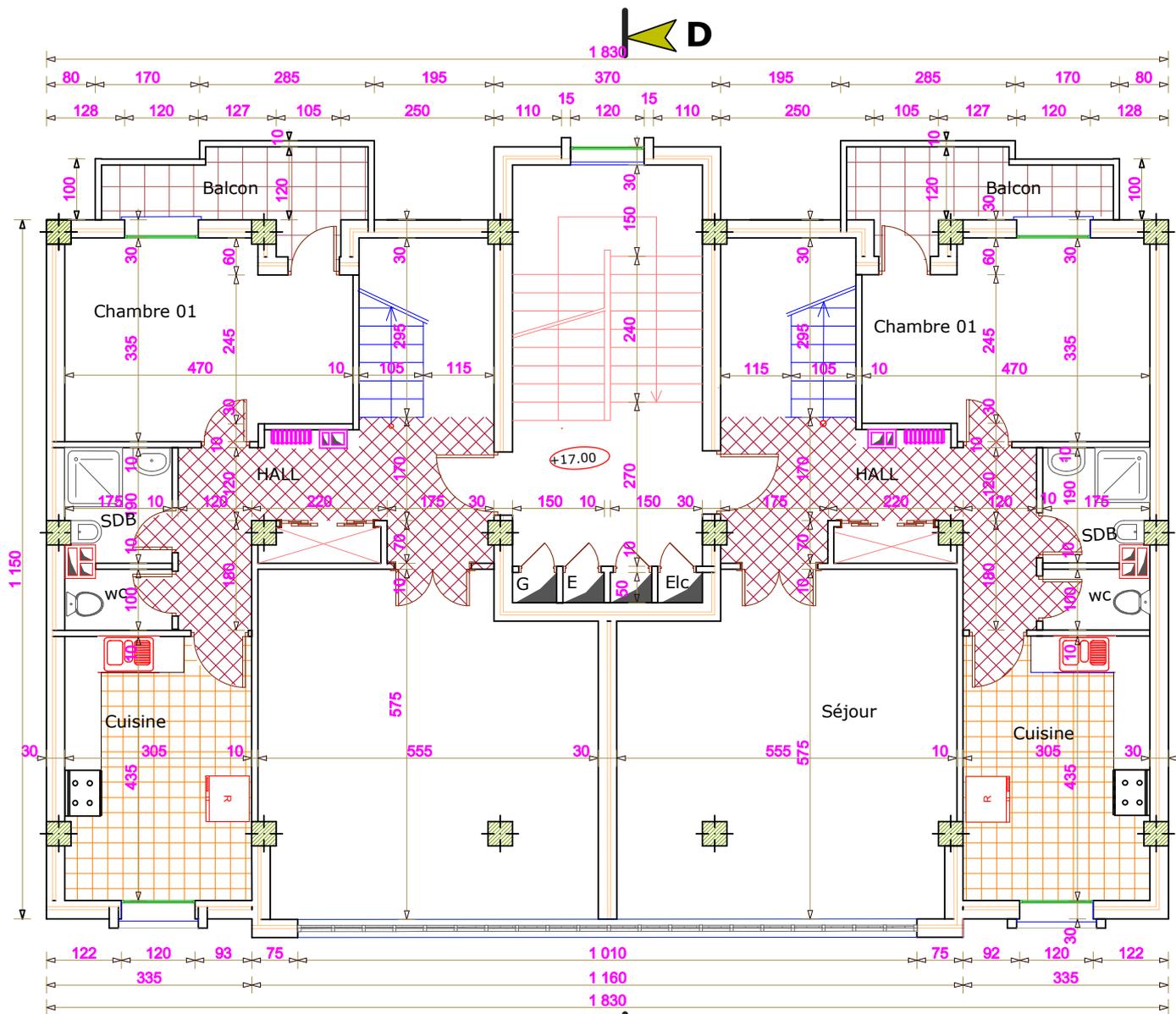
PLAN NIVEAU -2



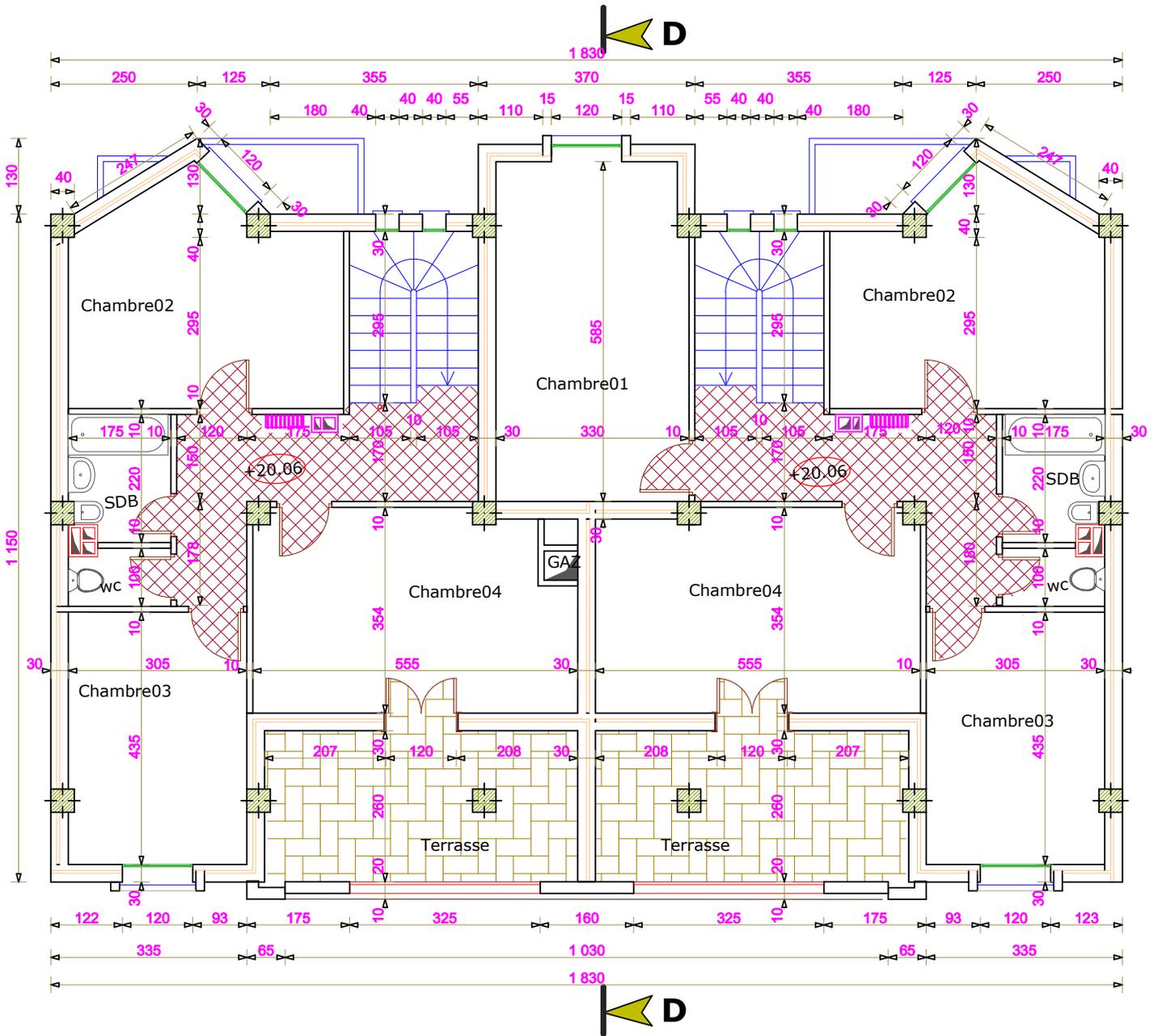
PLAN NIVEAU -1



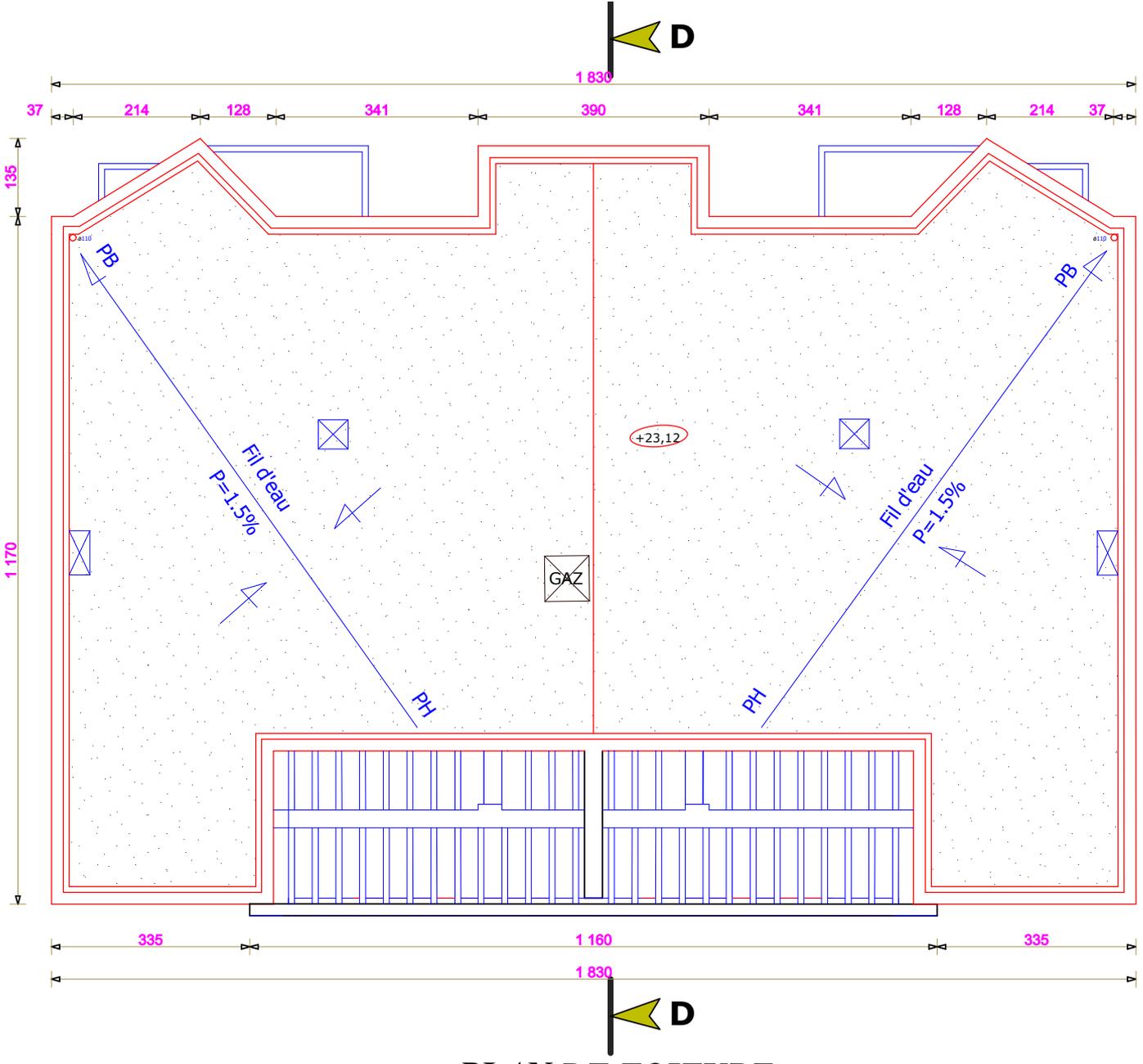
PLANS NIVEAUX 01,02,03 ET 04



PLAN NIVEAU 05



PLAN NIVEAU 06



PLAN DE TOITURE