

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

Mémoire de fin de cycle

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

HAMMICHE Kamel
HADADOU Mohamed

Encadreur :

M^r BENYESSAD Djamel

Membres de Jury:

M^r LARABAT Ziane

M^{me} BERRAH

Année universitaire : 2020-2021

Remerciements

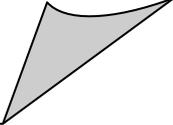
- ❖ **Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.**
- ❖ **C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur M^r :BENYESSAD pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.**
- ❖ **Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.**
- ❖ **Ainsi, nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.**
- ❖ **Enfin, à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de notre travail.**

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ À mes chers parents
- ❖ À mes sœurs
- ❖ À mes frères
- ❖ À mes cousins et cousines
- ❖ À tous mes amis sans oublier mes enseignants et toute la promotion de génie civil
- ❖ A mon compagnon de parcours (HADADOU Mohamed) ainsi qu'a toute sa famille.

H.Kamel



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail,

A mes chers parents qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mon parcours.

A mes frères et sœurs

A toute ma familles, amis et collègues

A mon compagnon de parcours (HAMMICHE Kamel) ainsi qu'a toute sa famille.

H.Mohamed

Sommaire

Introductions générale.....	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I

I.1. Introduction :	2
I.2. Description du projet :	2
I.3. Implantation de l'ouvrage :	2
I.4. Caractéristiques de l'ouvrage :	2
I.6. Description structurale :	3
I.7 : Règlements et normes utilisés :	4
I.8 : Méthodes de calcul	4
1.8.1. Etat limite ultime ELU.....	4
1.8.2. Etat limite de service ELS.....	4
I.9 : Actions et sollicitations :	4
I.10.Caractristiques des matériaux :	6

CHAPITRE II

1. Introduction :	7
II.2. Prédimensionnement des planchers :	7
II.2.1. Plancher corps creux :	7
II.2.1.1. Prédimensionnement des poutrelles :	8
II.2.2. Plancher à dalle pleine :	9
II.3. Prédimensionnement des poutres :	11
II.3.1. Poutres principales :	11
II.3.2. Poutres secondaires	11
II.4. L'acrotère :	12
II.5. Les voiles :	13
II.6. Les escaliers	13
II.6.1. Type d'escalier	14
II.6.1.1 : escalier à trois volées :	14
II.6.1.2. Escalier à deux volées	15
II.6.2. Pré dimensionnent des l'escaliers	15
II.6.2.1. Escalier sur trois volées	15
II.6.2.2. Escalier sur deux volées:	16
II.7. Evaluation des charges et surcharges	17
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	20

Sommaire

II.8.1. Calcul des surfaces	20
II.8.2. Poids des poteaux	21
II.8.3. Poids des poutres	21
II.8.4. Les charges et surcharges	21
II.9. Vérification du poteau	24
II.10. Vérification du flambement	25

CHAPITRE III

Introduction :	28
III.1. Études des planchers :	28
III.1.1. Plancher à corp creux	28
III.1.1.1 Calcul des poutrelles	28
III.1.1.2.Calcul du ferrailage :	36
III.2.Etude de la dalle de compression :	45
III.2.1. Etudes des dalles pleines :	46
III.2.2.Ferrailage :	46
III.2.3.Evaluation de la flèche	48
III.3. Les Escaliers :	52
III.3.1. Evaluation des charges des escaliers :	52
III.3.2.Vérification de la flèche	55
III.4. Calcul de la poutre brisée :	58
III.4.1 Dimensionnement :	58
III.4.2 Calcul a la flexion simple	58
III.5. Etude de la poutre de chainage :	61
III.5.1. Dimensionnement	61
III.5.2. Calcul des sollicitations	62
III.5.3.Ferrailage de la poutre de chainage :	62
III.5.4.Vérification de la flèche :	63
III.6. Calcul de la poutre palière :	64
III.6.1. Dimensionnement	64
III.7. Etude de l'acrotère :	67
III.7.1. Evaluation des charges	68
III.8 Etude de l'ascenseur :	73
III.8.1 Définition :	73
III.8.2 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :	73

Sommaire

III.9. Dalle de salle machine :	75
III.9.1. Le Ferrailage	77
III.9.2. Vérification de la flèche	78

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction :	80
IV.2 Méthodes de calcul :	80
IV.2.1 Méthode statique équivalente	80
IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :	83
IV.2.3 Modélisation de la structure :	84
IV.2.4 Analyse du comportement de la structure	86
IV.2.5 périodes de vibration et taux de participation des masses modales :	88
IV.3 Justification de l'interaction voiles portiques	88
IV.4 Vérification de l'effort normal réduit	90
IV.5 Vérification vis-à-vis de déplacement :	91
IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	92
IV.7 Vérification de la résultante des forces sismiques et la période dynamique	93

CHAPITRE V

V.1. Introduction	95
V.2. Etude des poutres	95
V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	96
V.3. Etude des poteaux	102
V.3.1. Recommandations	102
V.3.2. Sollicitation de calcul :	104
V.3.3. Calcul du ferrailage des poteaux	104
V.3.4. Vérification du ferrailage transversal :	106
V.3.5. Vérifications :	107
V.3. Étude des voiles :	114
V.3.1. Introduction :	114
V.3.2. Recommandations du RPA99 :	115
V.3.3. Sollicitations de calcul :	116
V.3.4.1. Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée :	118
V.3.4.2. Armatures minimales dans le voile	118

Sommaire

CHAPITRE VI

VI.1. Introduction :	123
VI.2. Combinaisons de calcul :	123
VI.3. Reconnaissance du sol :	123
VI.4. Choix du type de fondation :	123
VI.4.1. Vérification de la semelle isolée :	123
VI.4.2. Vérification de la semelle filante :	124
VI.4.3. Étude de radier :	125
VI.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier :	125
VI.4.3.2. Calcul de la surface du radier :	126
VI.4.3.3. Dimensions du radier :	126
VI.4.3.4. Vérification nécessaire :	126
VI.4.3.4. Vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5) :	127
VI.4.3.5. Vérification au cisaillement :	128
VI.4.3.6. Vérification au poinçonnement :	128
VI.4.3.7. Ferrailage du radier général :	129
VI.5 Etude des nervures :	132
VI.5.1. Calcul des sollicitations :	134
VI.5.2. Ferrailage des nervures :	137
VI.5.3. Vérifications nécessaires :	138
VI.6. Voile périphérique :	140
VI.6.1. Introduction :	140
VI.6.2. Dimensionnement des voiles :	141
VI.7. Conclusion :	145
Conclusion générale :	146

Liste des figures

CHAPITRE II

Figure 1:Schéma de disposition des poutrelles.....	8
Figure 2:Coupe transversale d'un plancher à corps creux	8
Figure 3:Coupe transversale de la poutrelle.....	9
Figure 4:Dalle sur deux appuis	10
Figure 5:Dalle sur trois appuis.....	10
Figure 6:Dalle sur quatre appuis	10
Figure 7:Dalle sur quatre appuis.....	11
Figure 8:Schémas des deux acrotères.	12
Figure 9:illustration d'un voile en élévation.....	13
Figure 10:Escalier a trois volées.	13
Figure 12:Escalier à deux volées.	15
Figure 13:Schéma statique de la volée.....	15
Figure 14:la volée intermédiaire.	16
Figure 15: Schéma statique de la volée.....	16
Figure 16:Surface afférente du poteau C4.	20
Figure 17:Surface afférente du poteau C5.	22

CHAPITRE III

Figure 1:Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées.	29
Figure 2:Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de deux travées.....	29
Figure 3:Moment d'une poutrelle continue a 2 travées par la méthode forfaitaire	32
Figure 4;Effort tranchant d'une poutre continue à 2 travées par la M.F.....	33
Figure 5:Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure 6:dalle sur trois appuis.....	46
Figure 7:Ferrailage de la dalle pleine D3(étage courant)	52
Figure 8:Schéma statique de l'escalier	53
Figure 9:Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volées.....	55
Figure 10/Schéma statique de la deuxième volée	55
Figure 11/Schéma de ferrailage de la partie 2	57
Figure 12/Schéma statique de la poutre brisée	58
Figure 13/Réactions de l'escalier sur la poutre.....	58
Figure 14/Ferrailage de la poutre brisée	61
Figure 15: Ferrailage de la poutre de chainage.....	64
Figure 16:Ferrailage de la poutre palière	67
Figure 17:Schémas statiques de l'acrotère.....	67
Figure 18:Ferrailage de l'acrotère.....	72
Figure 19:Coupe transversale d'ascenseur.....	73
Figure 20:Illustration de la surface d'impact.....	75
Figure 21:Ferrailage de la dalle au-dessous.....	79
Figure 22:Ferrailage de la dalle de la salle machine.....	79

Liste des figures

CHAPITRE IV

Figure 1: Réponse spectrale de la structure	84
Figure 2:vue en plan de la disposition des voiles de contreventement	85
Figure 3:vue en 3D.....	85
Figure 4:Translation selon l'axe Y-Y (mode de vibration 1)	86
Figure 5:translation selon l'axe X-X (mode de vibration 2).....	86
Figure 6:rotation selon l'axe Z-Z (mode de vibration 3)	87

CHAPITRE V

Figure 1:Zone nodale	102
Figure 2:Section d'un poteau	109
Figure 3:Répartition des moments dans la zone nodale.....	111
Figure 4:Schéma des contraintes	117
Figure 5:Schéma de ferrailage du Voile Vx3.	121
Figure 6:Schéma de ferrailage du Voile Vy3 (niveau étage courant).....	122

CHAPITRE VI

Figure 1:Semelle	124
Figure 2:Semelle filante	124
Figure 3:Le panneau le plus sollicité	129
Figure 4: Schéma de ferrailage de radier.	132
Figure 5:Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X	133
Figure 6:Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.	133
Figure 7:Schéma des nervures.	137
Figure 8:Ferrailage des nervures sens X-X.....	140
Figure 9:Ferrailage des nervures sens Y-Y.....	140
Figure 10:Poussée des terres sur les.....	141
Figure 11:Répartition des contraintes sur le voile	141
Figure 12:Schéma de ferrailage du voile périphérique	144

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux utilisés	6
--	---

CHAPITRE II

Tableau 1: Dimensions des voiles.....	13
Tableau 2: Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	17
Tableau 3: Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs	17
Tableau 4: Évaluation des charges revenant a la volée d'escalier	18
Tableau 5: Charge Permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.....	18
Tableau 6: Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.....	18
Tableau 7: Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	19
Tableau 8: Évaluation des charges revenant sur l'acrotère	19
Tableau 9: Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau 10: Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine	19
Tableau 11: Les charges et surcharges du poteau C5	22
Tableau 12: Descente de charge de poteau	23
Tableau 13: Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple	25
Tableau 14: Tableau récapitulatif des vérifications au flambement	26

CHAPITRE III

Tableau 1: Les différents types de poutrelles.	31
Tableau 2: Récapitulatif des efforts des poutrelles type T3.....	35
Tableau 3: Récapitulatif des efforts des poutrelles type T2.....	36
Tableau 4: Récapitulatif des efforts des poutrelles type T1.....	36
Tableau 5: Calcul du ferrailage des poutrelles pour les étages et la terrasse type T2.	38
Tableau 6: Récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux	43
Tableau 7: La flèche de RDC après l'augmentation du plancher.....	44
Tableau 8: Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	44
Tableau 9: Calcul des sollicitations.	48
Tableau 10: Vérification de l'effort tranchant	49
Tableau 11: Calcul du ferrailage à l'ELU.....	49
Tableau 12: Vérifications des contraintes à l'ELS.	50
Tableau 13: Calcul de la flèche dans les dalles pleines.	51
Tableau 14: Tableau de ferrailage à l'ELU	54
Tableau 15: Vérification des contraintes.	54
Tableau 16: Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie	56
Tableau 17: Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	59
Tableau 18: Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	59
Tableau 19: Tableau du ferrailage à la torsion	60
Tableau 20: Vérifications des contraintes à l'ELS	61
Tableau 21: Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage.....	62
Tableau 22: Tableau de vérification des contraintes.....	63

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 23:Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)	65
Tableau 24:vérification à la torsion	66
Tableau 25:Combinaisons d'action sur l'acrotère	69
Tableau 26:ferrailage de dalle.....	74
Tableau 27:vérification des contraintes.	75
Tableau 28:ferrailages de la dalle	77
Tableau 29:Vérification des contraintes.	78

CHAPITRE IV

Tableau 1:Valeurs des pénalités P_q	81
Tableau 2:modes de vibration, période et taux de participation massique	87
Tableau 3:Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	88
Tableau 4:Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x.....	89
Tableau 5:Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y.....	89
Tableau 6:Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	90
Tableau 7:Vérification des déplacements selon x.....	90
Tableau 8:Vérification des déplacements selon y.....	91
Tableau 9:Vérification a L'effet $P-\square$ selon x	92
Tableau 10:Vérification a L'effet $P-\square$ selon y	92
Tableau 11:Vérification de la résultante des forces sismique.....	92

CHAPITRE V

Tableau 1:sollicitation et ferrailage des poutres	96
Tableau 2:Vérification des contraintes tangentielles	98
Tableau 3:Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	98
Tableau 4:Vérification de l'état limite de compression du béton	99
Tableau 5:Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :	99
Tableau 6:Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.....	103
Tableau 7:Sollicitations dans les différents poteaux.....	104
Tableau 8:Sollicitations et ferrailages dans les poteaux	105
Tableau 9:Vérification du ferrailage transversal	107
Tableau 10:Vérification du flambement pour les poteaux.....	108
Tableau 11:Vérification des contraintes dans le béton	109
Tableau 12:Vérification des contraintes de cisaillement	110
Tableau 13:Moment résistant dans les poutres.	111
Tableau 14:Moment résistant des poteaux.....	112
Tableau 15:Vérification des zones nodales dans le sens principal.	112
Tableau 16:Vérification des zones nodales dans le sens secondaire.	112
Tableau 17:Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	113
Tableau 18:Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$	116
Tableau 19:Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1,2,3,4}$ dans tous les niveaux	118
Tableau 20:Sollicitations et ferrailage du voile V_{x5} et 6 dans tous les niveaux	119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 21:Sollicitations et ferrailage du voile VY dans tous les niveaux.....	120
--	-----

CHAPITRE VI

Tableau 1:Section d'armateur du radier.....	131
Tableau 2:Vérifications des contraintes à l'ELS	132
Tableau 3:Section d'armateur du radier à l'ELS	132
Tableau 4:Vérifications des contraintes à l'ELS du radier après l'augmentation du ferrailage	132
Tableau 5: Les chargements sur les travées sens X-X.....	135
Tableau 6:Les chargements sur les travées sens Y-Y.....	135
Tableau 7:Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.....	136
Tableau 8:Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.....	136
Tableau 9:Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.....	137
Tableau 10:Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.....	137
Tableau 11:Calcul des ferrailages.....	138
Tableau 12:Vérification des contraintes à l'ELS	138
Tableau 13:Ferrailage des nervures à l'ELS.....	139
Tableau 14:Vérification des contraintes à l'ELS	139
Tableau 15:Ferrailage des voiles périphérique	142
Tableau 16:Vérifications des contraintes à l'ELS	143
Tableau 17:Ferrailage des nervures à l'ELS.....	143

Symboles et notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition
 A_t : Aire d'une section d'acier transversal
 A_s : Aire d'une section d'acier
 a : Une dimension (en générale longitudinal).
 B : Aire d'une section de béton
 B_r : Section réduite du béton
 b : Une dimension (largeur d'une section).
 b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
 C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
 C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
 d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
 \bar{d} : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
 e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée
 ELS : Etat limite de service.
 ELU : Etat limite ultime.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier
 E_{vj} : Module de formation différé du béton à l'âge de j jour
 E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
 f_e : limite d'élasticité de l'acier
 f : Flèche positivement vers les compressions.
 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_{adm} : la flèche admissible.
 f_e : Limite d'élasticité.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours.
 f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.
 F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.
 F : Force ou action en général.
 F : Coefficient de sécurité = 1,5.
 j : Nombre de jours.
 ht : Hauteur totale du plancher.
 h : Hauteur totale d'une section.
 h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
 h_e : hauteur libre d'étage.
 i : Rayon de giration d'une section de B A.
 I : Moment d'inertie (m⁴).
 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 .
 g : Densité des charges permanentes
 G : Charge permanente
 L : Longueur ou portée.
 L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

Symboles et notations

- l' : Longueur fictive.
 l_f : Longueur de flambement.
 l_s : Longueur de scellement.
 L'_g et L'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
 M : Moment en général.
 M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.
 M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
 M_t : Moment en travée.
 M_0 : 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 .
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
 n : Nombre de marches sur la volée.
 N_s : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime.
 N : Effort normale du aux charges verticales.
 p : Action unitaire de la pesanteur.
 q_u : Charge ultime.
 q_s : Charge de service
 q : Charge variable
 Q : Action variables quelconque.
 Q : Facteur de qualité.
 R : Coefficient de comportement global.
 S : Action dues à la neige.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 W : Action dues au vent.
 W : Poids propre de la structure.
 W_{qi} : Charges d'exploitation.
 W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 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).
 τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
 η : Facteur d'amortissement.
-

Symboles et notations

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.

Introduction

Introduction générale

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construction peut être considéré comme le plus ancien et le plus privilégié exercé par l'homme, il faut reconnaître toutefois qu'il lui a fallu au cours des dernières décades, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout d'adapter de nouvelles techniques de construction qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Afin de permettre au mieux l'assimilation des connaissances acquises durant le cursus de formation ce mémoire de fin d'études permet la préhension des différents éléments pratiques et extérieurs opportunément complémentaire au cursus universitaire, ce qui tend à représenter un avantage capital lors de l'immersion en milieu professionnel.

L'étude d'un bâtiment en R+7+sous-sol+RDC et une soupenle sis à Ihedaden (Bejaia), à usage d'habitation et commercial, sera représentée selon un schéma précis ayant défini l'étude en elle-même qui sera articulée autour de cinq chapitres.

Après avoir effectué un pré dimensionnement de notre structure, une étude des éléments secondaires sera effectuée mettant l'accent sur l'étude des différents éléments non structuraux, suite à cela une étude dynamique sera établie dans le but est de déterminer le comportement idéal du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations pour chacun des éléments structuraux, afin de procéder à leur étude et d'établir le ferrailage adéquat. Et enfin une dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale permettra de tirer les principaux enseignements de ce projet.

Chapitre I

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques définitions et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Description du projet :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'étude BART, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment de 10 niveaux à savoir le sous-sol, le réez de chaussée, la soupenite et 7 étages, il est à usage commercial, service et d'habitation, il est classé dans le groupe d'usage 2 selon le RPA99 version 2003.

- Le sous-sol est destiné comme parkings aux résidents.
- Le réez de chaussée à usage commercial
- La soupenite à usage service avec un appartement en F₃.

Six étages à usage d'habitation

I.3. Implantation de l'ouvrage :

Le terrain devant recevoir le projet sus-cité se trouve à l'enceinte du siège ex-jute de la willaya de Bejaia qui est classée par le RPA comme zone de moyenne sismicité IIa.

C'est un terrain ne nécessitant pas de terrassement, il est délimité comme suit :

- Au Nord par la rue BOUMDAOUI.
- Au Sud par la BNA.
- A l'Ouest par le boulevard Krim Belkacem.
- A l'Est par la route des Aurès.

I.4. Caractéristiques de l'ouvrage :**I.4.1. Caractéristiques géométriques :**

- La hauteur du bâtiment : 31.11m.
- Hauteur du RDC : 3.06m
- Hauteur du la soupenite :3.06m
- Hauteur du sous-sol : 3.57
- Hauteur de chaque étage : 3 .06m.

- Longueur de l'ouvrage : 27.50m.
- Largeur de l'ouvrage : 18.1

Données de site :

- ❖ Selon le rapport de sol (Annexe 01), le sol est constitué de limons marneux graveleux.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,4$ bars.
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : D=2 m

I.6. Description structurale :

- ❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre projet on a 3 types :
 - Escalier à 3 volées : celle qui mène du sous-sol au rez de chaussée.
 - Escalier à 2 volées : c'est l'escalier principale.
 - Escalier sous forme escargot se trouve dans le duplex.
- ❖ **Les maçonneries :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse coulée sur place. Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

 - L'acrotère de la terrasse inaccessible, avec une hauteur de 1m
 - L'acrotère de la terrasse accessible, avec une hauteur de 0.7m
- ❖ **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

 - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - Limitation des tassements différentiels.

I.7 : Règlements et normes utilisés :

au cours de cette étude nous allons utiliser les normes et les règlements suivants :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.8 : Méthodes de calcul

1. Etat limite ultime ELU

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

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

2. Etat limite de service ELS

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

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.9 : Actions et sollicitations :

I.9.1 : Les actions :

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'états (tassements d'appuis, variation de température...etc) qui entraînent les déformations dans la structure, on distingue :

- **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids des éléments de la structure.
- Le poids des poussés de terres ou les pressions des liquides.

- Le poids des murs, cloisons, revêtements...etc.
- **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation.
- Charge appliquée au cours d'exécution.
- Les actions dues à la température.
- Les charges climatiques (neige, vents).

- **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application :

- Séisme.
- Chocs.
- Explosion.
- Les feux.

I.9.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions.

I.9.3. Les combinaisons des actions :

- A l'état limite ultime ELU :la combinaison est $1,35G+1,5Q$
- A l'état limite de service :la combinaison est $G+Q$
- Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA99/2003

Situation durable :

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

ELS : $G+Q$

Situation accidentelle :

$G+Q+E$

$0,8G+E$

$G+Q\pm 1,2\times E$ (uniquement pour les poteaux dans les constructions auto-stable)

I.10. Caractéristiques des matériaux :

I.10.1. Béton :

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats (gravier, sable), d'un liant hydraulique et de l'eau. A ces composants s'ajoutant parfois des adjuvants qui améliorent les performances du béton. Sa composition doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux.

I.10.2. Acier :

L'acier est un alliage de minerai de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité on distingue :

- Les treillis soudés
- Les ronds lisses
- Les barres de haute adhérence

Le tableau suivant représente les caractéristiques des matériaux utilisés (acier et béton) dans notre projet :

Tableau I.1. Caractéristiques des matériaux utilisées

Béton	Acier
<ul style="list-style-type: none"> ✓ La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. ✓ La résistance à la traction : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$. ✓ Contrainte limite à l'ELU : <ul style="list-style-type: none"> - Situation durable : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$. - Situation accidentelle : $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$. ✓ Contrainte limite à l'ELS : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$. ✓ $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$. ✓ $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$. ✓ Module d'élasticité : $E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$. ✓ Contrainte de calcul à l'ELU : <ul style="list-style-type: none"> - Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$. - Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$. ✓ Contrainte à l'ELS : <ul style="list-style-type: none"> - FPN : $\bar{\sigma}_s = /$ - FN : $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$. - ssFTN : $\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$.

Chapitre II

1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments de la structure est une étape basée sur des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ qui nous permet de justifier plusieurs paramètres à savoir la stabilité et la résistance de l'ouvrage aux sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 versions 2003 et le DTR.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

II.2.1. Plancher corps creux :

Le plancher à corps creux est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les Surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des Fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique. Il est composé de corps creux, des poutrelles et une dalle de compression, son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA 93 (article B.6.8.4.2.4)}$$

h_t = Hauteur totale du plancher.

L_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles. Pour notre cas on a $L_{max}=470\text{cm}$.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivant :

- Le critère du plus petit porté
- Le critère de continuité

Pour notre cas la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci-dessous :

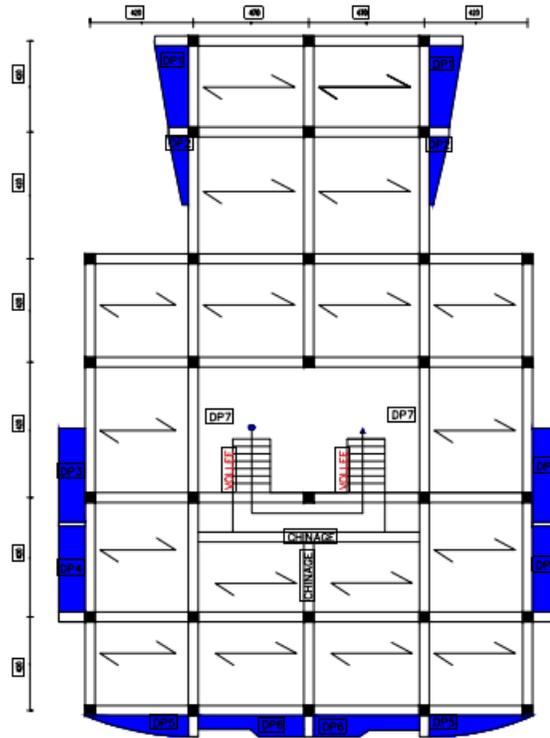


Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles

$$h_t \geq \frac{470-30}{22.5} \Rightarrow h \geq 19,55 \text{ cm} \quad \text{soit : } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers a corps creux avec une hauteur de (16+4) cm

Avec : h_{cc} : hauteur du corps creux = 16cm

h_{ddc} : hauteur de la dalle de compression = 4cm

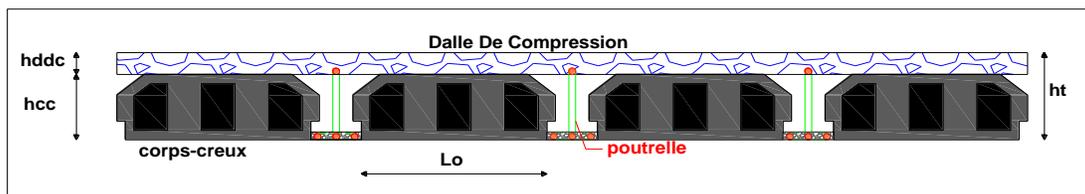


Figure II.2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.2.1.1. Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression), qui servent à transmettre des charges réparties et concentrées vers les poutres principales.

Le prédimensionnement est basé sur la relation suivante

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (article 4.1.3)}$$

- **h_t = 20 cm** : hauteur totale de la nervure
(h plancher = 24cm).
- **h₀ = 4 cm** : hauteur de la dalle de compression
- **b₀ = 12 cm** : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement
Avec : $0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t$

b : Largeur efficace de la dalle qui participe à la résistance avec la nervure définie par la relation suivante :

- **L_x = 53 cm** : La distance entre nus qui sépare deux nervures (la longueur de corps creux)
- **L_y = 440 cm** : La travée minimale des différentes poutrelles entre nus d'appuis.

D'où la table de compression est prise \Rightarrow **b = 65 cm**.

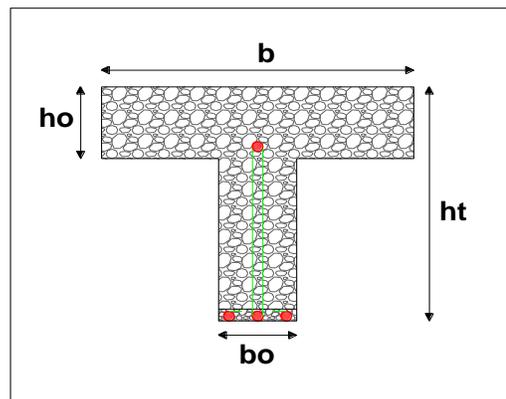


Figure.II.3 : Coupe transversale de la poutrelle

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant, sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé pour un plancher à surcharge élevée généralement.

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

- **Critère de résistance à la flexion :**
 - $e \geq \frac{L_x}{20}$ → pour une dalle sur un ou deux appuis.
 - $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour les dalles sur quatre appuis ayant ($\rho < 4$).
 - $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ → Pour les dalles sur trois ou quatre appuis ayant ($\rho \geq 0.4$).

L_x : la plus petite dimension du panneau de la dalle.

• Critère de coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ → Pour 1 heure de coup de feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ → Pour 2 heures de coup de feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$ → Pour 4 heures de coup de feu.

Dans notre projet on a trois types de dalle pleine :

• Dalle sur deux appuis: (D3)

On a: $L_x = 1.30 \text{ m}$; $L_y = 3.69 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{369} = 0.35 \leq 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30}$$

$$\Rightarrow 3.71 \leq e \leq 4.33$$

$$\Rightarrow e = 4\text{cm}$$

• Dalle sur trois appuis :(D6)

On a: $L_x = 1.50 \text{ m}$; $L_y = 4.40 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{440} = 0.34 \leq 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$\Rightarrow 4.28\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

$$\Rightarrow e \geq 11\text{cm}$$

• Dalle sur quatre appuis :(D4)

On a: $L_x = 1.20 \text{ m}$; $L_y = 4.25 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{425} = 0.28 \leq 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

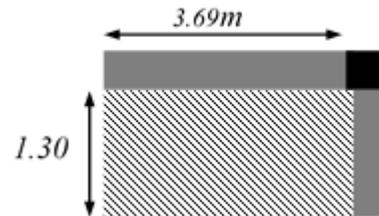


Figure.II.4 : Dalle sur deux appuis

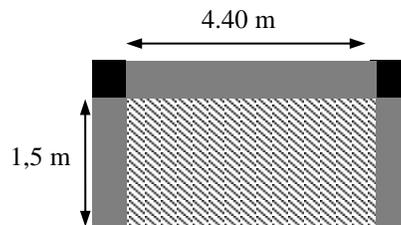


Figure.II.5 : Dalle sur trois appuis.

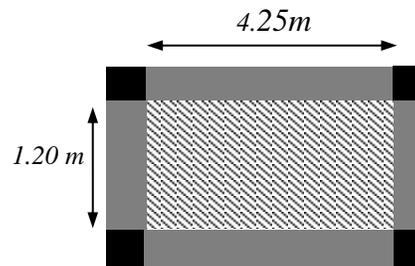


Figure.II.6: Dalle sur quatre appuis

On voit que la distance L_x dans les dalles est petite, donc c'est la condition de coup de feu qui est défavorable, donc on prend $e=12\text{cm}$.

• **Dalle sur quatre appuis :**

Dalle de la cage d'escalier et l'ascenseur :

On a: $L_x = 4.70\text{m}$; $L_y = 5.50\text{ m}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{470}{550} = 0.85 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{470}{45} \leq e \leq \frac{470}{40}$$

$$\Rightarrow 10.44\text{cm} \leq e \leq 11.75\text{cm}$$

$$\Rightarrow e \geq 11\text{cm}$$

On prend $e = 14\text{ cm}$.

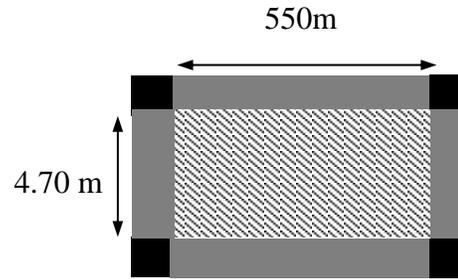


Figure.II.7: Dalle sur quatre appuis.

II.3. Prédimensionnement des poutres :

II.3.1. Poutres principales :

Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles, leur pré dimensionnement s'obtient en respectant la condition de la flèche suivante :

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

➤ $L_{\max} = 5.50\text{ m}$: La plus grande portée entre nus d'appuis perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{550-30}{15} \leq h_p \leq \frac{550-30}{10} \Rightarrow 34.66\text{ cm} \leq h_p \leq 52\text{ cm} \quad \text{Soit } \begin{cases} h_p = 40\text{ cm} \\ b_p = 30\text{ cm} \end{cases}$$

➤ h_p : La hauteur de la poutre principale

➤ b_p : La largeur de la poutre principale.

Vérification des exigences du RPA :

- $b_p = 40\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Vérifiée.
- $h_p = 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ Vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1 \leq 4$ Vérifiée.

II.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs pré dimensionnement s'obtient de la même manière :

$L_{\max} = (4.70 - 0.30)\text{ m}$: La plus grande portée entre nus d'appuis parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{470-30}{15} \leq h_s \leq \frac{470-30}{10} \Rightarrow 29.33\text{cm} \leq h_s \leq 44 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- h_s : la hauteur de la poutre secondaire.
- b_s : la largeur de la poutre secondaire.

Vérification des exigences du RPA :

- $b_s = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $h_s = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée.
-

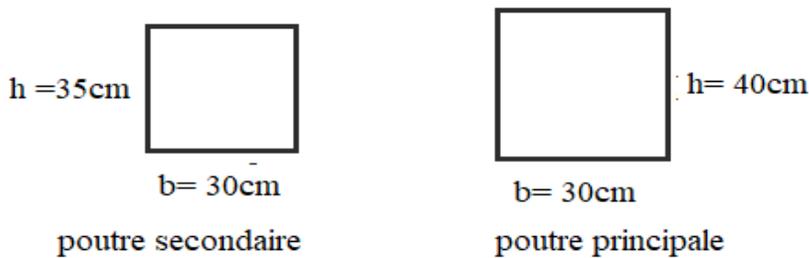


Figure.II.7 : Coupe transversale des poutres principales et secondaires.

II.4. L’acrotère :

L’acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, il a pour rôle d’empêcher les infiltrations d’eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu’un rôle de garde-corps pour les terrasses.

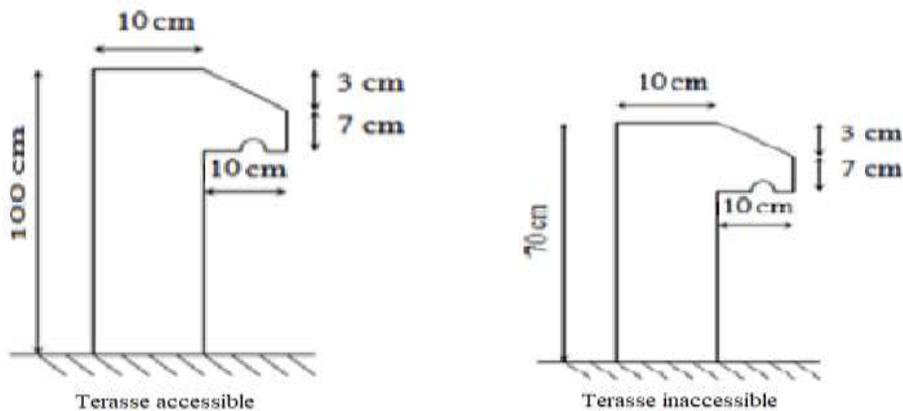


Figure.II.8 Schémas des deux acrotères.

$$S = 10 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10.$$

$$S = m^2$$

$$G = 25 \times 0.0785 = 1.9625KN/ml.$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

II.5. Les voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le **RPA 99/2003** :

$$e = \max (h_e/20 ; 15 \text{ cm}) \text{ Avec :}$$

- h_e : Hauteur libre du voile (hauteur d'étage – hauteur de plancher).
- e : Epaisseur du voile.

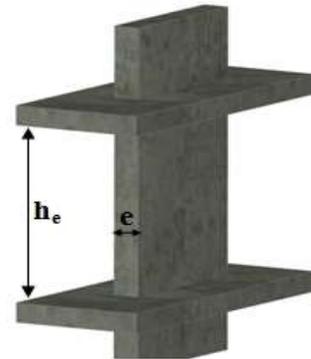


Figure.II.9 : illustration d'un voile en élévation

Le calcul des dimensions du voile est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.II.1 : Dimensions des voiles.

Etage	Hauteur (cm)	h_e (cm)	e (cm)
Sous-sol	357	337	20
RDC	357	337	20
Soupenne	357	337	20
Etage courant	306	286	15

Au final, on opte pour une épaisseur de 20 cm pour les voiles du RDC, de la soupenne et le sous-sol, 15 cm d'épaisseur pour les étages courants de notre structure.

II.6. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : la hauteur du palier ;

L_0 : Longueur projetée de la volée ;

L_v : Longueur de la volée ;

L_p : Longueur du palier départ ;

L'_p : Longueur du palier d'arrivée ;

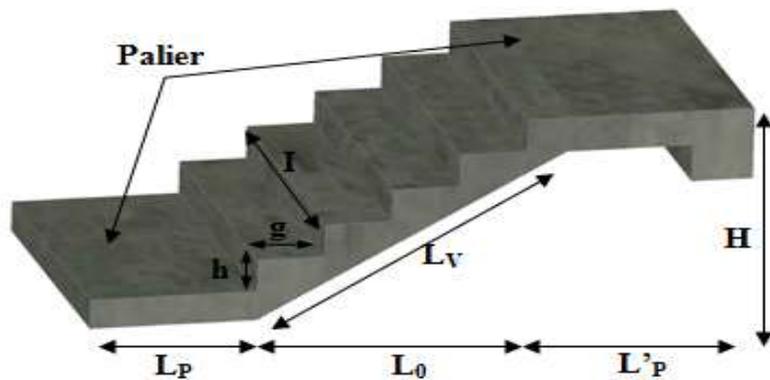


Figure.II.10 : Illustration d'un escalier

II.6.1. Type d'escalier :

Dans notre projet on distingue deux types d'escaliers :

II.6.1.1 : escalier à trois volées :

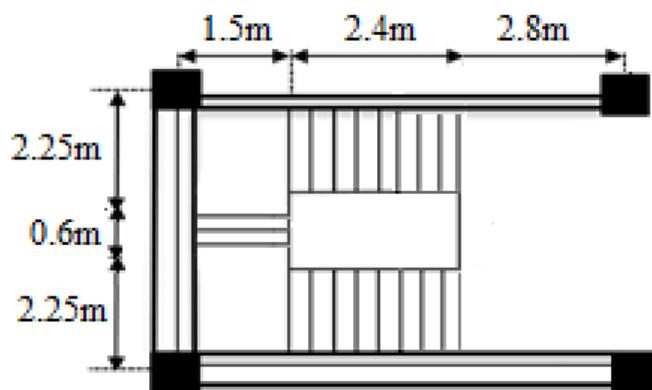


Figure.II.11 Escalier a trois volées.

II.6.1.2. Escalier à deux volées :

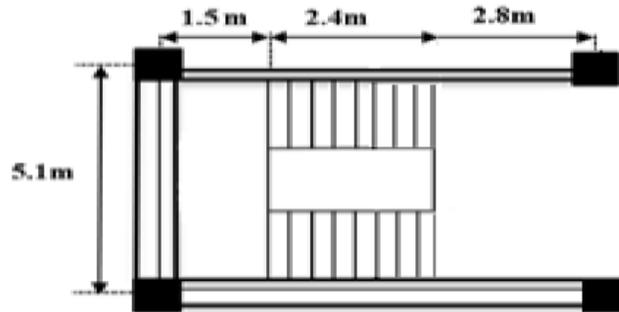


Figure.II.12.Escalier à deux volées.

II.6.2. Pré dimensionnement des l'escaliers :

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

- La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.

- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : Hauteur de la volée.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

II.6.2.1. Escalier sur trois volées :

- **Première et troisième volée:**

- **Epaisseur de la paillasse:**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier de départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

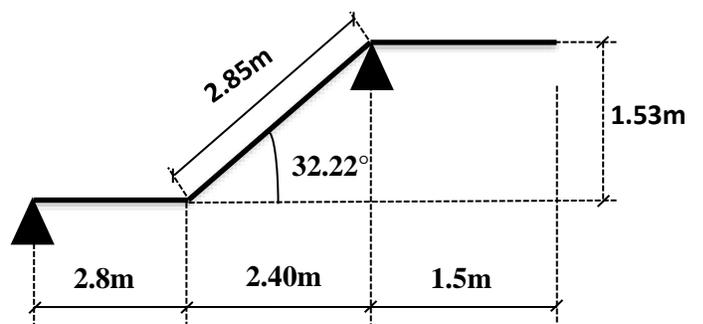


Figure.II.13. Schéma statique de la volée

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 2.80 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 5.65m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{565}{30} \leq e \leq \frac{565}{20} \Rightarrow 18.83cm \leq e \leq 28.25cm$$

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

On prend : **e = 20 cm.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est $g = 30cm.$ et la hauteur d'une contre marche est : $h = 17cm.$

• **Deuxième volée:**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

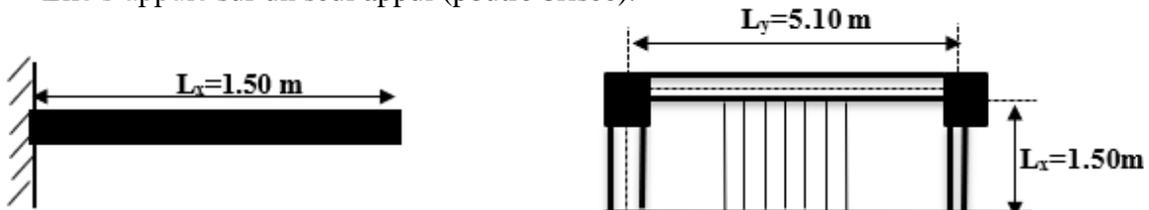


Figure.II.14 :la volée intermédiaire..

- **Epaisseur de la paillasse:**

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend: **e = 12 cm.**

II.6.2.2. Escalier sur deux volées:

- **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L_p'$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L_p' : longueur du palier d'arrivée.

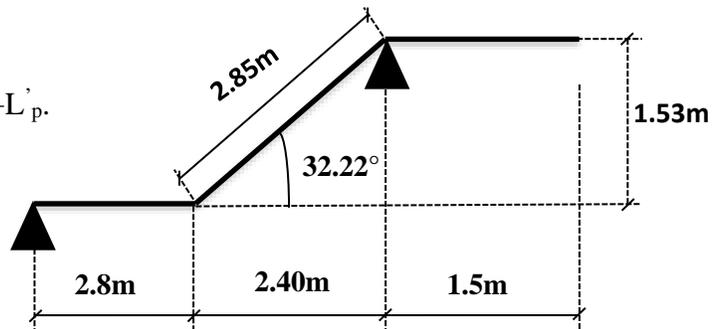


Figure.II.15 : Schéma statique de la volée

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p'$$

$$L = 2.8 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 5.65m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{565}{30} \leq e \leq \frac{565}{20} \Rightarrow 18.83cm \leq e \leq 28.25cm$$

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

On prend : $e = 20 cm$.

Donc on opte pour une épaisseur de $e=20cm$ pour les deux types d'escaliers, puisque on a une même hauteur de volée et le nombre de marches sont égaux

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,28
Q étages courant				1,5
Q étage commercial				5

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de Plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				2,76

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant a la volée d'escalier.

N°	Couches		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Paillasse		25	0.20/cos32.22	5.91
2	Marche		22	0,17/2	1.87
3	Mortier de pose	Horizontale	20	0.02	0.4
		Verticale	20	0.02	0.4
4	Revêtement au carlage	Horizontale	20	0.02*0.17/0.3	0.226
		Verticale	20	0.02*0.17/0.3	0.226
5	Enduit de ciment		20	0.02/cos32.22	0.47
Charge permanent G					9.5
Q étages courant					2.5

Tableau II.5. Charge Permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,20	5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				6.52
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.6.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
6	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
7	Forme de pente	22	0,1	2,2
Charge permanent G				6,57
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4.43
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2	Acrotère	25	0,0885	2.21
3	Enduit de ciment	18	0,02	0.36
Charge permanent G				2.93
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	20	0.04	0,8
2	Étanchéité multicouche	6	0.01	0.06
3	Forme de pente	22	0.1	2.2
4	Corps creux	/	0.2	2.85
5	Isolation thermique	2.25	0.04	0.09
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				6.27
Q étages courant				1

Tableau II.10. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.022	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.14	3.75

5	Enduit de ciment	18	0.15	0.27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6.18
Q étages courant				1.5
Q étage commercial				5

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

➤ Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- ❖ Critère de résistance.
- ❖ Critère de stabilité de forme (flambement).
- ❖ Conditions de RPA.

Le poteau à étudier est celui qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. Pour ce faire, on a sélectionné les deux poteaux les plus sollicités

- Le poteau C4
- Le poteau C5.

1) Evaluation de charge sur le poteau C4 :

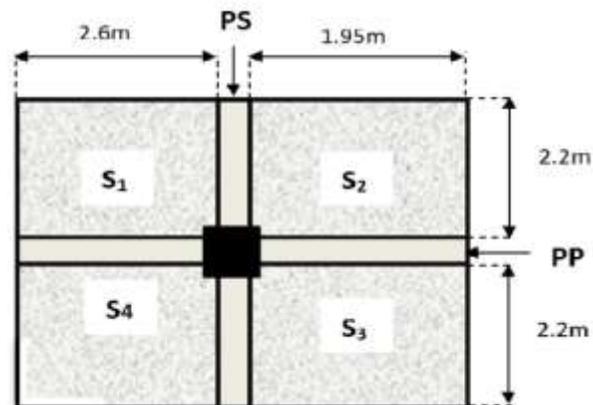


Figure.II.16. Surface afférente du poteau C4.

II.8.1. Calcul des surfaces :

$$S_1(\text{palier}) = 2.6 \times 2.2 = 5.72 \text{m}^2$$

$$S_2(\text{cours creux}) = 1.95 \times 2.2 = 4.29 \text{m}^2$$

$$S_3(\text{cours creux}) = 1.95 \times 2.2 = 4.29 \text{m}^2$$

$$S_4(\text{palier}) = 2.6 \times 2.2 = 5.72 \text{m}^2$$

II.8.2. Poids des poteaux :

$$\text{Sous-sol et RDC (50} \times \text{50)} \rightarrow P_{\text{pot}} = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.57 = 22.31 \text{KN}$$

Soupenete et 1^{er} (45×45) → $P_{pot}=0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06=15.49\text{KN}$

2^{ème} et 3^{ème} etage (40×40) → $P_{pot}=0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06=12.24\text{KN}$

4^{ème} et 5^{ème} etage (35×35) → $P_{pot}=0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06=9.37\text{KN}$

6^{ème} et 7^{ème} etage (30×30) → $P_{pot}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06=6.88\text{KN}$

II.8.3. Poids des poutres :

$P_{pp}=25 \times 0.3 \times 0.4 \times (2.6+1.95)=13.65\text{KN}$

$P_{ps}=25 \times 0.3 \times 0.35 \times (2.2+2.2)=11.55\text{KN}$

$P_{total}=P_{ps}+P_{pp}=13.65+11.55=25.2\text{KN}$.

II.8.4. Les charges et surcharges :

- **Terrasse inaccessible :**

$G_{cc}=6.27\text{KN}$ et $Q_{cc}=1\text{KN}$.

$G_{Palier}=7.52\text{KN}$ et $Q_{cc}=2.5\text{KN}$.

$PG=G \times S_{aff}=6.27(4.29 \times 2) + 7.52(5.72 \times 2)$

$PG=139.82\text{KN}$

$PQ=Q \times S_{aff}+B \times (L_{pp}+L_{ps})=1(4.29 \times 2) + 2.5(5.72 \times 2) + 0.3(2.2+2.2+2.6+1.95)$

$PQ=39.86\text{KN}$

- **Terrasse accessible :**

$G_{cc}=6.57\text{KN}$ et $Q_{cc}=1.5\text{KN}$.

$G_{Palier}=7.52\text{KN}$ et $Q_{cc}=2.5\text{KN}$.

$PG=142.4\text{KN}$

$PQ=44.15\text{KN}$

- **Etage courants et soupenete :**

$G_{cc}=5.28\text{KN}$ et $Q_{cc}=1.5\text{KN}$.

$G_{Palier}=7.52\text{KN}$ et $Q_{cc}=2.5\text{KN}$.

$PG=131.33\text{KN}$

$PQ=44.15\text{KN}$

- **RDC :**

$G_{cc}=5.28\text{KN}$ et $Q_{cc}=5\text{KN}$.

$G_{Palier}=7.52\text{KN}$ et $Q_{cc}=2.5\text{KN}$.

$PG=131.33\text{KN}$

$PQ=74.185\text{KN}$

- **Sous-sol :**

$G_{cc}=5.28\text{KN}$ et $Q_{cc}=2.5\text{KN}$.

$G_{Palier}=7.52\text{KN}$ et $Q_{cc}=2.5\text{KN}$.

$PG=131.33\text{KN}$

$PQ=52.73\text{KN}$

2) Evaluation de charge sur le poteau C5 :

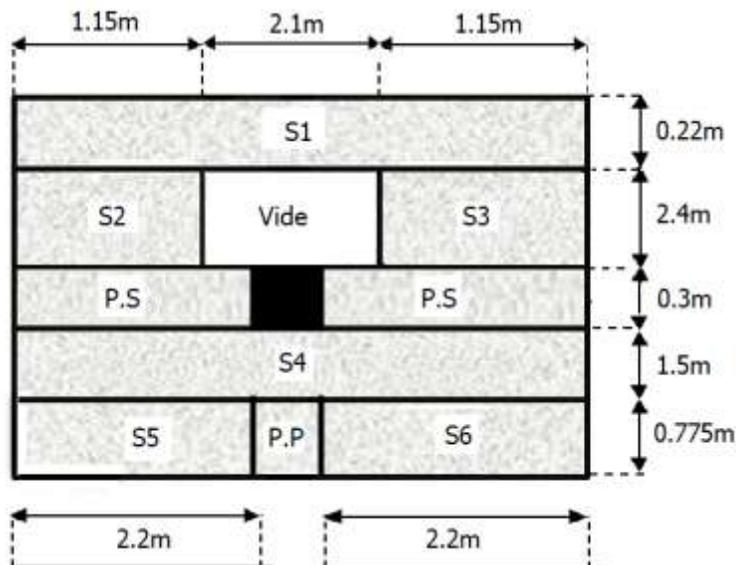


Figure.II.17. Surface afférente du poteau C5.

Calcul des surfaces :

$$S_1(\text{palier}) = 4.4 \times 0.2 = 0.88\text{m}^2$$

$$S_2(\text{volée}) = S_3 = 1.15 \times 2.4 = 2.76\text{m}^2$$

$$S_4(\text{palier}) = 1.5 \times 4.4 = 6.6\text{m}^2$$

$$S_4(\text{corp creux}) = S_6 = 0.775 \times 2.2 = 1.705\text{m}^2$$

Les charges et surcharges :

Tableau II.11. Les charges et surcharges du poteau C5

/	Terasse inaccessible (KN)	Terasse accessible (KN)	Etage couran (KN)
PG	122.59	123.61	119.20
PQ	37.71	38.18	38.18

❖ **Remarque:**

D'après les calculs le poteau le plus sollicité c'est le poteau C4.

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse inaccessible : Q_0

Sous la terrasse accessible : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les autres étages : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \Sigma Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P_i) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.12. Descente de charge de poteau.

étage	niveau	élément	G (KN)	Q (KN)
étage 7	0	plancher	139.82	
		poutres	25.2	
		poteaux	6.88	
	somme		172	39.86
étage 6	1	venant de N0	172	
		plancher	142.4	
		poutres	25.2	
	somme		346.48	84.01
étage 5	2	venant de N1	346.48	
		plancher	131.33	
		poutres	25.2	
	Somme		512.38	123.74
étage 4	3	venant de N2	512.38	
		plancher	131.33	
		poutres	25.2	
	Somme		678.28	159.06

étage 3	4	venant de N3	678.28	189.97
		plancher	131.33	
		poutres	25.2	
		poteaux	12.24	
	Somme	847.05		
étage 2	5	venant de N4	847.05	216.46
		plancher	131.33	
		poutres	25.2	
		poteaux	12.24	
	Somme	1015.82		
étage 1	6	venant de N5	1015.82	238.53
		plancher	131.33	
		poutres	25.2	
		poteaux	15.49	
	Somme	1187.84		
Soupente	7	venant de N6	1187.84	260.61
		plancher	131.33	
		poutres	25.2	
		poteaux	15.49	
	Somme	1359.86		
RDC	8	venant de N7	1359.86	303.33
		plancher	131.33	
		poutres	25.2	
		poteaux	22.31	
	Somme	1538.7		
Sous-sol	9	venant de N8	1538.7	330.50
		Plancher	131.33	
		poutres	25.2	
		poteaux	22.31	
	somme	1717.54		

II.9. Vérification du poteau :

Vérification à la compression simple :

On a : $G = 1717.54$ KN et $Q = 330.50$ KN

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 15%, tel que :

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.15 \times (1.35 \times 1717.54 + 1.5 \times 330.50) = 3236.59 \text{KN}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II.13. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N_u^* (MN)	Section (cm ²)	$B_{calculée}$ (m ²)	$B_{choisis}$ (m ²)	Observation
Sous-sol et rdc	3.236	50 × 50	0.227	0.25	Vérifiée
Soupente et étage1	2.56	45 × 45	0.18	0.2025	Vérifiée
Etage 2 et 3	1.95	40×40	0.137	0.16	Vérifiée
Etage 4 et 5	1.327	35 ×35	0.107	0.1225	Vérifiée
Etage 6et 7	0.682	30×30	0.048	0.09	Vérifiée

II.10. Vérification du flambement :

D’après le CBA 93 (art B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

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

B_r : section réduite du béton.

A_s : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s= 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

On calcul l’élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : longueur du poteau.

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

I : Moment d’inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$

On prend $A_s = 1\% B_r$

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

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcalc}$

Exemple de calcul pour le sous-sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = h_{pot} - h_{poutre} = 3.57 - 0.35 = 3.22 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.22 = 2.25 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow \lambda = \frac{225}{14.43} \rightarrow \lambda = 15.6$$

$$0 < \lambda < 50 :$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.6}{35} \right)^2} = 0.817$$

$$B_r \geq \frac{3.236}{0.817 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.180 \text{ m}^2$$

Tableau II- 14.Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveaux	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	Nu (Mn)	B _r (m ²)	B _r choisi s (m ²)	Observatio n B _r choisis > B _r
Sous-sol	3.22	2.25	15.6	0.817	3.236	0.180	0.230	Vérifiée
RDC	2.71	1.897	13.09	0.826	3.236	0.178	0.230	Vérifiée
Soupenite et 1er etage	2.71	1.897	14.60	0.82	2.56	0.141	0.1849	Vérifiée
Étage2 et 3	2.71	1.897	16.42	0.814	1.95	0.108	0.144	Vérifiée
étage4 et 5	2.71	1.897	18.77	0.803	1.327	0.075	0.108	Vérifiée
étage6 et 7	2.71	1.897	21.9	0.788	0.682	0.039	0.0784	Vérifiée

Conclusion :

Après le prédimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaires, on peut opter les dimensions suivantes :

Tableau II- 15. Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16+ 4) cm
Dalle pleine	Dalle de l'ascenseur et de deux sous-sols	e = 14cm
	Dalle des balcons	e = 12 cm
Escalier	Tous les niveaux	e = 20 cm
Poutres	Principales	(30 × 40) cm ²
	Secondaires	(30 × 35) cm ²
Voiles	Sous-sol	e = 20 cm
	Les étages courants	e = 15 cm

Chapitre III

Introduction :

Dans un ouvrage quelconque existe deux types d'éléments constitutifs, éléments secondaires et éléments principaux. L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires.

Parmi les éléments secondaires, qu'on va traiter durant ce chapitre sont :

- ✓ Les planchers ;
- ✓ Les poutres de chaînage ;
- ✓ L'escalier ;
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ L'ascenseur.

III.1. Études des planchers :**III.1.1. Plancher à corps creux**

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation n'est pas très importante (généralement $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) tel que le bâtiment d'habitation, bureau,)

Il est constitué de :

- Corps creux → élément de remplissage.
- Poutrelles (nervures) → élément principal.
- Dalle de compression → rôle : répartition des charges dalle mince (4 - 6cm).

III.1.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme les poutres continues à la flexion simple.

❖ Les méthodes de calcul**a) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles. Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) Il faut que le plancher soit à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$
 - b) Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre 0.8 et 1.25 $\rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
 - c) fissuration peu nuisible (FPN).
 - d) le moment d'inertie I de la poutrelle est constant sur toutes les travées.
- a) Le moment d'inertie (I) dans la poutrelle est constant sur toute la travée.
 - Si (a) n'est pas vérifiée : on peut plus appliquer la méthode forfaitaire donc on utilise la deuxième méthode celle de **Caquot**

- Si (b), (c) ou (d) ne sont pas vérifiées : on applique la méthode de **Caquot minorée**

Calcul des moments au niveau des appuis M_a

Le moment en appuis est calculé comme suit :

$$\begin{cases} -0.6M_0 \rightarrow \text{Pour un appui intermédiaire d'une poutrelle à deux travées} \\ -0.5M_0 \rightarrow \text{pour les appuis voisin de rive d'une poutrelle à plus de deux travées} \\ -0.4M_0 \rightarrow \text{pour tout les appuis centraux pour les poutrelles à plus de trois travées} \end{cases}$$

Avec : M_0 est le moment isostatique max entre deux travées encadrant l'appui considéré

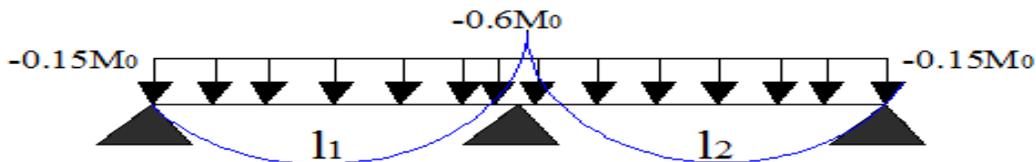


Figure.III.1.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées.

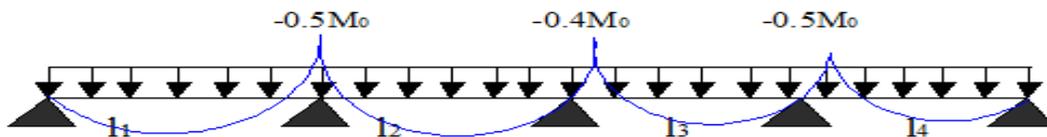


Figure. III. 2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de deux travées.

M_t est calculé à partir du max entre les deux conditions suivantes :

$$\begin{aligned} 1) \quad & M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max (1.05 ; 1 + 0.3\alpha) M_0 \\ 2) \quad & \begin{cases} M_{t1} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow T.R(\text{travée de rive}) \\ M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^2 \rightarrow T.I(\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_g: \text{moment au niveau d'appuis gauche} \\ M_d: \text{moment au niveau d'appuis droit} \\ \alpha = \frac{Q}{Q + G} : \text{le rapport des charges d'exploitations et permanentes} \end{cases}$$

a.4. Valeurs des efforts tranchants

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis seulement sur chaque appui.

L'effort tranchant hyperstatique (V) égale l'effort tranchant isostatique (V_0), sauf sur l'appui intermédiaire (appui voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique V_0 est majoré de :

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

b) Méthode de caquot :

S'applique pour les planchers à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a légèrement modifiée pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non parfaites du béton armé.

b.1. Moments aux appuis

$$\begin{cases} M_i = -\frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} & \dots \text{ sous charge répartie.} \\ M_i = -\frac{k_G \times P_G \times l'_G{}^2 + k_D \times P_D \times l'_D{}^2}{l'_G + l'_D} & \dots \text{ sous charge concentrée.} \end{cases}$$

l'_G et l'_D : longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_G et q_D : charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

p_G et p_D : charges concentrées à gauche et à droite respectivement.

Avec :

$$\begin{cases} l' = 0.8 \times l & \text{pour une travée intermédiaire.} \\ l' = l & \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$k_{G,D} = \frac{1}{2.125} \times x_{G,D} \times (1 - x_{G,D}) \times (2 - x_{G,D})$$

$$x_{G,D} = \frac{a_{G,D}}{l'_{G,D}}$$

$a_{G,D}$: C'est la distance qui sépare la charge et l'appui concerné.

b.2. Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_G \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

b.3. L'effort tranchant :

$$V_i = V_0 + \frac{M_G - M_D}{l_i}; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

c) Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ($G' = \frac{2}{3}G$).

La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

Le calcul des moments en travée se fait par la charge totale G et non pas G' .

c.1. Les charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Le calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles se fait comme suit :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ et } P_u = l_0 \times q_u$$

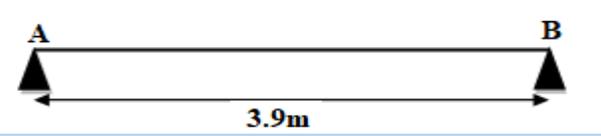
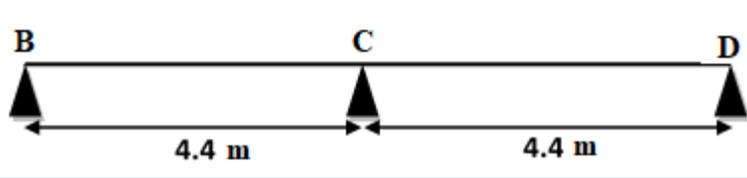
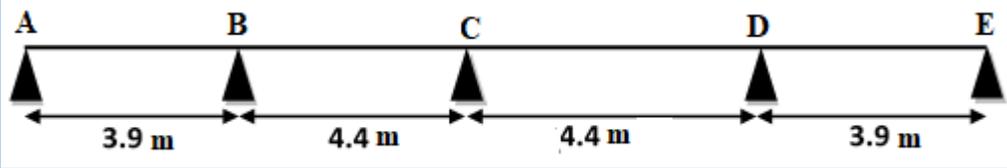
$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q \quad \text{et } P_s = l_0 \times q_s$$

Avec : $l_0 = 0.65 m$

➤ Les différents types de poutrelles.

Selon la disposition des poutrelles, nous avons trois types de poutrelle

Tableau III- 1. Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique	
RDC, ETAGE COURANT ET TERRASSE	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	

➤ Calcul des efforts interne :

Exemple de calcul étage courant

Calcul d'une poutrelle de type T02 (poutrelle à 2 travées) :

➤ Le calcul avec la méthode forfaitaire :

$$\begin{cases} G = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 < \min(10.56 ; 5) \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.4}{4.4} = 1 \in [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 3) L'inertie est constant sur toute la poutrelle..... Vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible. Vérifiée

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc la M.F est applicable.

➤ **Calcul des charges :**

$$\begin{cases} P_u = [(1.35 \times 5.28) + (1.5 \times 1.5)] \times 0.65 \\ P_s = (5.28 + 1.5) \times 0.65 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_u = 6.09 \text{ KN/m} \\ P_s = 4.4 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^u = 14.73 \text{ KN.M} \\ M_0^s = 10.648 \text{ KN.M} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis (A et C) :**

$$\begin{cases} M_A^u = M_C^u = -0.15 \times 14.73 = -2.21 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 10.648 = -1.597 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui B :**

$$M_B = -0.6M_0 \begin{cases} M_B^u = -8.838 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -1.597 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée $M_t^{AB} = M_t^{BC}$**

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1.5}{5.28+1.5} = 0.22$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.266 \end{cases}$$

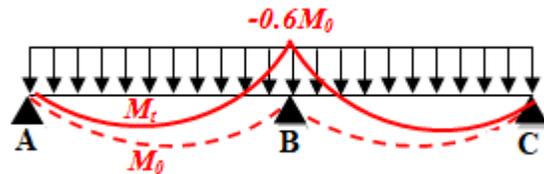


Figure III.3. Moment d'une poutrelle continue a travées par la méthode forfaitaire

➤ **Travée AB :**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.066; 1.055) M_0^{AB} \dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq 1.066 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.066 M_0^{AB} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.066 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.766 M_0^{AB} \dots\dots\dots$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{AB} \geq 0.63$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 11.28 \text{ KN.m} = M_t^{BC} \\ M_{t,S}^{AB} = 8.156 \text{ KN.m} = M_t^{BC} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{qu \times l}{2} = 13.398 \text{ KN} \\ V_B = 1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = -15.4 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = -15.4 \text{ KN} \\ V_C = -13.398 \text{ KN} \end{cases}$$

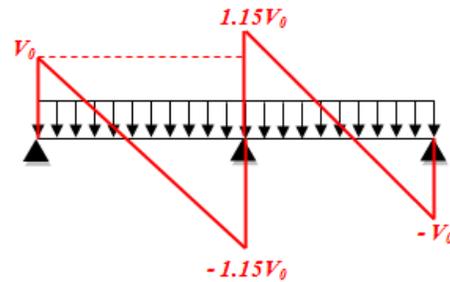


Figure III.4. Effort tranchant d'une poutre continue à 2 travées par la M.F.

➤ **Calculs d'une poutrelle à 4 travées (type T3) :**

Le calcul avec la méthode forfaitaire :

Terrasse accessible :

$$\begin{cases} G = 6.57 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

- 5) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(13.14 ; 5) \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 6) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.9}{4.4} = 1 \in [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 7) I= est constant sur toute la poutrelle..... Vérifiée
- 8) Fissuration peut nuisible. Vérifiée

⇒ Toutes les conditions sont vérifier donc la M.F est applicable.

➤ **Calcul des charges :**

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 6.57 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \\ P_s = (6.57 + 1.5) \times 0.65 \end{cases}$$

⇒ $\begin{cases} P_u = 7.22 \text{ KN/m} \\ P_s = 5.24 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ **Moment isostatique :**

- **Travée AB= Travée DE :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_{Ab}^U = 13.72 \text{ KN.M} \\ M_{Ab}^S = 9.96 \text{ KN.M} \end{cases}$$

- **Travée BC= Travée CD :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_{bc}^U = 17.47 \text{ KN.M} \\ M_{bc}^S = 12.68 \text{ KN.M} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_A^u = M_E^u = -0.15 \times 13.72 = -2.58 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_E^s = -0.15 \times 9.96 = -1.494 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = M_D = -0.5M_0 \begin{cases} M_B^u = M_D^u = -6.86 \text{ KN.m} \\ M_B^s = M_D^s = -4.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = -0.4M_0 \begin{cases} M_C^u = -5.488 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -3.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée $M_t^{AB} = M_t^{DE}$**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{6.57 + 1.5} = 0.185$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.055 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.255 \end{cases}$$

➤ **Travée AB et DE :**

Tel que: AB=DE

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1.055 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq 1.055 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.055 M_0^{AB} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.805 M_0^{AB} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.62775 M_0^{AB} \dots\dots\dots(2)$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 11.044 \text{ KN.m} = M_t^{DE} \\ M_{t,S}^{AB} = 8.018 \text{ KN.m} = M_t^{DE} \end{cases}$$

➤ **Travée BC et CD : (travée intermédiaire) :**

Tel que BC=CD :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1.055 M_0^{AB}$$

$$M_t^{BC} \geq 1.055 M_0^{AB} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 0.555 M_0^{BC} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq 0.52 M_0^{AB} \dots\dots\dots (2)$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 9.62 \text{ KN.m} = M_t^{CD} \\ M_{t,S}^{BC} = 7.03 \text{ KN.m} = M_t^{CD} \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$v_o^{AB} = \frac{7.22 \times 3.9}{2} = 14.079 \text{ KN} = v_o^{DE}$$

$$v_o^{BC} = \frac{7.22 \times 4.4}{2} = 15.884 \text{ KN} = v_o^{CD}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = 14.079 \text{ KN} \\ V_B = -17.47 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = 17.47 \text{ KN} \\ V_C = -15.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} V_C = 15.88 \text{ KN} \\ V_D = -17.47 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} V_D = 17.47 \text{ KN} \\ V_E = -14.097 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.2. Récapitulatif des efforts des poutrelles type T3.

Etage	Chargement (KN)		Travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)		Effort tranchant max (KN)
	P _u	P _s		M _{0^u}	M _{0^s}	M _{t^u}	M _{t^s}		M _u	M _s	
RDC	9,5	6,68	AB	18.077	12.704	14.96	10.514	A	-2.71	-1.905	18.541
								B	-	-8.085	23.009
			BC	23.009	16.17	16.009	11.251	C	-9.204	-6.468	20.918
								D	-	-8.085	-23.009
			DE	18.077	12.704	14.96	10.514	E	-2.71	-1.905	-18.541
Etage	6,09	4,4	AB	11.59	8.37	8.67	6.268	A	-1.73	-1.25	11.887
								B	-7.375	-5.333	14.752
			BC	14.75	10.66	9.09	6.573	C	-5.901	-4.266	13.41
								D	-7.376	-5.333	14.752
			DE	11.59	8.37	8.67	6.286	E	-1.73	-1.25	-11.887
Terrasse	7.22	5.24	AB	13.72	9.96	11.044	8.018	A	-2.58	-1.494	14.079
								B	-6.88	-4.98	17.47
			BC	17.47	12.68	9.69	7.03	C	-5.48	-3.98	15.88
								D	-6.88	-4.98	17.47

		DE	13.72	9.96	11.044	8.018	E	-2.58	-1.494	-14.079
--	--	----	-------	------	--------	-------	---	-------	--------	---------

Tableau III.3. Récapitulatif des efforts des poutrelles type T2.

Etage	Chargement (KN)		Travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)		Effort tranchant max (KN)
	P _u	P _s		M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _t ^u	M _t ^s		M _u	M _s	
RDC	9,5	6,68	AB	23.009	16.17	19.46	13.67	A	-3.45	-2.42	20.92
							B	-13.8	-9.70	24.05	
			BC	23.009	16.17	19.46	13.67	C	-3.45	-2.42	-20.92
Etage courant	6,09	4,4	AB	14.73	10.64	11.28	8.15	A	-2.21	-1.597	13.398
							B	-8.83	-6.388	15.40	
			BC	14.73	10.64	11.28	8.15	C	-2.21	-1.597	-13.398
Terrasse	7.22	5.24	AB	17.49	12.69	13.22	9.59	A	-2.62	-1.90	15.90
							B	-10.42	-7.62	18.28	
			BC	17.49	12.69	13.22	9.59	C	-2.62	-1.90	-15.90

Tableau III.4. Récapitulatif des efforts des poutrelles type T1

Etage	Chargement (KN)		Travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)		Effort tranchant max (KN)
	P _u	P _s		M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _t ^u	M _t ^s		M _u	M _s	
RDC	9,5	6,68	AB	18.07	12.7	18.07	12.70	A	-2.71	-1.9	18.54
								B	-2.71	-1.9	-18.54
Etage courant	6,09	4,4	AB	11.59	8.37	11.59	8.37	A	-1.73	-1.25	11.88
								B	-1.73	-1.25	-11.88
Terrasse	7.22	5.24	AB	13.74	9.97	13.74	9.97	A	-2.06	-1.49	14.09
								B	-2.06	-1.49	-14.09

III.1.1.2. Calcul du ferrailage :

Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles seront calculées comme une section en (T) à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est : $M_{Tu} = b h_0 f_{bu} (d - \frac{h_0}{2})$ avec :

➤ Exemple de calcul (type 2 de RDC)

$$\begin{cases} b = 65\text{cm}, b_0 = 12\text{ cm}, h_t = 20\text{cm}, h_0 = 4\text{cm}, f_e = 400\text{ MPa}, f_{c28} = 25\text{ MPa}. \\ \text{FPN} \rightarrow C = 2\text{ cm}, d = 18\text{cm} \end{cases}$$

Ferraillage en travée :**Calcul a L'ELU :**

$$M_t = 19.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = -13.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{de rive}} = -3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.07384 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu} = 0.07384 \text{ MN.m} > M_{tu}^{\text{max}} = 0.01946 \text{ MN.m} \rightarrow \text{on calcul une section rectangulaire}$$

(b × h).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{\text{max}}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.01946}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.043 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.7391 \times 10^{-3} ; \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.6680$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.668 (1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0 : \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.055 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - (0.4 \times 0.055)) = 0.21 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } A_t = \frac{0.01946}{0.212 \times 348} = 2.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{2.63 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 3.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Ferraillage aux appuis

On calcule la section (b₀ × h) car les moments aux appuis sont négatifs, ce qui veut dire que la table est tendue. Donc elle n'intervient pas dans la résistance ce qui revient à calculer la nervure en section (b₀ × h).

a) Appuis intermédiaires :

$$\text{On a : } M_a^{\text{inter}} = -13.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{rive}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{13.80 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times 0.22^2} = 0.250 \geq 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_l = 1.7391 \times 10^{-3} ; \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} = 0.250 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0 : \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_a^{inter}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.366 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - (0.4 \times 0.232)) = 0.15m \end{cases}$$

$$A_a^{inter} = \frac{13.80 \times 10^{-3}}{0.15 \times 348} = 2.64 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a^{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{a\text{cal}} = 2.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

b) **appuis de rive**

$$M_a^{rive} = -3.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.00345}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A; } \alpha = 0.094 ; z = 0.21$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z f_{st}} = \frac{3.45 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 0.472 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 0.568 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

• **Choix des barres :**

- **En travées :** $A = 2.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 3HA 12 = 3.3 9cm²
- **En appui intermédiaire :** $A = 2.64 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 1HA12+1HA14=2.67cm²
- **En appuis de rive** $A = 0.472 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 1HA 12 = 1.13 cm²

Les résultats de calcul du ferrailage des poutrelles plancher étages courant et terrasse sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5. Calcul du ferrailage des poutrelles pour les étages et la terrasse type T2..

Niveau	zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Etage Courant	Travée	11.28	0.037	0.048	0.176	1.83	1.41	3HA10=2.36
	Appuis inter	8.83	0.159	0.219	0.164	1.54	0.26	2HA10=1.57
	Appuis de rive	2.21	0.040	0.051	0.176	0.360	0.26	1HA10=0.79
Terrasse	Travée	13.22	0.044	0.056	0.175	2.16	1.41	3HA10=2.36
	Appuis inter	10.42	0.188	0.263	0.161	1.84	0.26	1HA10+1HA12=1.92
	Appuis de rive	2.62	0.047	0.060	0.175	0.42	0.26	1HA10=0.79

➤ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)** $V_u = V_{max} = 24.05 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{24.05 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 1.11 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.3333 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa}$ Vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

❖ **Ferraillage transversale**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{Lmin}, \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{200}{35}, \Phi_{min}, \frac{120}{10} \right) \rightarrow = \min (5.71 \text{ mm}; 6 \text{ mm}; 12 \text{ mm})$$

On prend $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ soit **$A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$** .

Espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min [0.9 d ; 40 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = 47.5 \text{ cm} \dots \dots \dots (2) \\ St = \frac{0.8 A_t f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 f_{t28}]} = 31.66 \text{ cm} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Donc $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$ soit un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

• **Appuis de rive**

On a : $V_u = 24.05 \text{ KN}$

$$A_{lmin} \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{24.05 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} \quad \text{donc } A_{lmin} = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3HA12 + 1HA12 = 3.39 + 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.69 \text{ cm}^2$ Vérifiée

• **Appuis intermédiaires**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(24.05 \times 10^{-3} - \frac{0.0138}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} \quad \text{donc } A_l = -1.75 \text{ cm}^2$$

$A_l < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = \min (0.9d ; \text{largeur de l'appui} - 2c) = \min (0.9 \times 18; 35 - 4) = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN}$$

$24.05 \text{ KN} \leq 129 \text{ KN}$ Vérifiée.

• **Vérification du cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 d b h_0} = \frac{24.05 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.51 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Vérifiée : pas de risque de rupture.

✓ Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression

• **En travée**

➤ **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A (d - h_0) + 15A' (h_0 - d') \dots\dots\dots (\text{BEAL91.L.III.3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$H = -1.919 \times 10^{-4} \text{m}^3 < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, vérification de la contrainte pour une section en T.

➤ **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A + (b - b_0) h_0 y - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad = 0$$

$$6y^2 + 262.85y - 1339.3 = 0 \dots\dots\dots (1), \text{ Solution de l'équation (1) : } y = 4.61 \text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie I de la section efficace**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{(y - h_0)^3}{3} (b - b_0) + 15A (d - y)^2 \quad I = 11235.72 \text{cm}^4$$

➤ **Contrainte de compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13.67 \times 10^{-3}}{11235.72 \times 10^{-8}} \times 0.0461$$

$$\sigma_{bc} = 5.66 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée (BEAL91.E.III.2)}$$

• **En appui intermédiaire**

➤ **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A (d - h_0) + 15A' (h_0 - d') \dots\dots\dots (\text{BEAL91.L.III.3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.08 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$H = -2.268 \times 10^{-4} \text{m}^3 < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, vérification de la contrainte pour une section en T.

➤ **Calcul de y et I**

$$y = 4.41 \text{cm} \quad ; \quad I = 10387.88 \text{cm}^4$$

➤ **Contrainte de compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{9.70 \times 10^{-3}}{10387.88 \times 10^{-8}} \times 0.0488$$

$$\sigma_{bc} = 4.11 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée (BEAL91.E.III.2)}.$$

▪ **Etat limite de déformation (calcul de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire, On prendra la poutrelle type 06 (isostatique) comme exemple

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \\ h \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} l \\ L \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 3.39cm^2 > 1.94 \dots \dots \dots \text{condition non satisfaite} \\ h = 0.20 < 0.24 \dots \dots \dots \text{condition non satisfaite} \\ 4.4m < 8m \dots \dots \dots \text{condition satisfaite} \end{array} \right.$$

Puisque La 1^{er} et la 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiés, on doit calculer la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{F} \quad l = 4.4m \leq 5m \rightarrow \bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{540}{500} = 0.88cm, \text{ Avec :}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifiées 99.}$$

f_{gv} et **f_{gi}** : flèches dues aux charges permanentes déferée totales

f_{ji} : flèche dues aux charges permanentes au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

▪ **Evaluation des moments en travées selon le chargement considéré :**

Exemple d calcul RDC :

$$q_{jser} = 0.65 \times j = 0.65 \times 2.85 = 1.8525 \text{ KN/m} \rightarrow \text{charge permanente sans revêtement.}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.28 = 3.43 \text{ KN/m} \rightarrow \text{la charge permanente qui revient à la poutrelle.}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 (5.28+5) = 6.68 \text{ KN/m} \rightarrow \text{la charge et la surcharge.}$$

Puisque le moment en travée maximal M_t^{max} se trouve dans la poutre isostatique, donc le M_{ser} va

être calculé comme suit : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{jser} = 0.85 \times \frac{1.8525 \times 4.4^2}{8} = 3.81 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.85 \times \frac{3.43 \times 4.4^2}{8} = 7.05 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.85 \times \frac{6.68 \times 4.4^2}{8} = 13.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Propriétés de la section**

$$y = 4.661 \text{ cm} ; I = 11235.72 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.81 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0441)}{10387.88 \times 10^{-8}} = 74.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.81 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0441)}{10387.88 \times 10^{-8}} = 138.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{13.74 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0441)}{10387.88 \times 10^{-8}} = 269.63 \text{ MPa}$$

• Les coefficients λ et μ

λ et μ sont définis par le **BAEL (B.6.5, 2)** pour prendre en considération la fissuration de béton comme suit :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{0.12}{0.5}) 0.0157} = 2.618 \dots \dots \dots \text{Déformation instantané.} \\ \lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1.047 \dots \dots \dots \text{Déformation déferé.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max (0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}) = 0.46 \\ \mu_g = \max (0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}) = 0.66 \\ \mu_p = \max (0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}) = 0.80 \end{array} \right.$$

• Position du centre de gravité

$$y_g = \frac{(b \times h_0 \times \frac{h_0}{2}) + [b_0(h-h_0)(\frac{h-h_0}{2} + h_0)] + (15 \times A \times d)}{(b \times h_0) + b_0(h-h_0) + 15 \times A}$$

$$y_g = \frac{(65 \times 4 \times 2) + [12(20-4)(\frac{20-4}{2} + 4)] + (15 \times 3.39 \times 18)}{(65 \times 4) + 12(20-4) + 15 \times 3.39} \quad \text{donc : } y_g = 6.64 \text{ cm}$$

➤ Calcul du moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h-y_g)^3}{3} - (b-b_0) \frac{(y_g-h_0)^3}{3} + 15 \times A(d-y_g)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6.64^3}{3} + 12 \frac{(20-6.64)^3}{3} - (65-12) \frac{(6.64-4)^3}{3} + 15 \times 3.39(18-6.64)^2 ; I_0 = 20528.86 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurée :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 20528.86}{1 + 2.618 \times 0.46} = 10244.50 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20528.86}{1 + 2.618 \times 0.66} = 8278.13 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 20528.86}{1 + 2.618 \times 0.8} = 7297.61 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20528.86}{1 + 1.047 \times 0.66} = 13353.92 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

➤ Modules de Yong instantanés et déferé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.8656 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.5968 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des flèches

$$\left\{ \begin{aligned}
 f_{ji} &= \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ji}} = \frac{3.81 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.5968 \times 10244.50 \times 10^{-8}} = 0.0021\text{m} \\
 f_{gi} &= \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{gi}} = \frac{7.055 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.5968 \times 8278.13 \times 10^{-8}} = 0.005\text{m} \\
 f_{pi} &= \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{pi}} = \frac{13.74 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.5968 \times 7292.61 \times 10^{-8}} = 0.0112\text{m} \\
 f_{gv} &= \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{gv}} = \frac{7.055 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 10818.8656 \times 13353.92 \times 10^{-8}} = 0.0094\text{m}
 \end{aligned} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0.0094 - 0.0022) + (0.0112 - 0.005)$

$\Delta f_t = 1.34\text{cm} > F = 0.88\text{ cm}$ La flèche n'est pas vérifiée.

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux

Niveau	RDC	etage	Terrasse
L(m)	4.4	4.4	4.4
q _{jser} (KN/m)	1.8525	1.8525	1.825
q _{gser} (KN/m)	3.43	4.2705	4.7205
q _{pser} (KN/m)	6.68	5.4255	5.2455
M _{jser} (KN.m)	3.81	3.81	3.81
M _{gser} (KN.m)	7.055	7.055	8.784
M _{pser} (KN.m)	13.74	9.065	10.78
I(cm ⁴)	10387.88	11248.13	11248.31
I ₀ (cm ⁴)	20528.86	46588.64	46588.47
P	0.0157	0.0157	0.0157
λ _i	2.618	2.618	2.618
λ _v	1.047	1.047	1.047
σ ^j _{st} (MPa)	74.76	67.024	67.024
σ ^g _{st} (MPa)	138.44	124.098	154.51
σ ^p _{st} (MPa)	269.63	159.448	189.78
μ _j	0.46	0.417	0.417
μ _g	0.66	0.628	0.688
μ _p	0.8	0.696	0.73
If _{ji} (cm ⁴)	10244.50	24480.13	18278.19
If _{gi} (cm ⁴)	8278.13	19365.42	17474.22
If _{pi} (cm ⁴)	7297.61	18142.09	17474.64
If _{gv} (cm ⁴)	13353.92	30899.41	29768.19
f _{ji} (cm)	0.221	0.93	0.093

$f_{gi}(cm)$	0.5	0.21	0.289
$f_{pi}(cm)$	1.12	0.30	0.371
$f_{gv}(cm)$	0.94	0.41	0.532
$\Delta f_t(cm)$	1.34	0.41	0.521
$f_{adm}(cm)$	0.88	0.88	0.88
Obs	Non Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour le rez de chaussée, donc on opte pour l'augmentation du plancher avec une hauteur de (20+4) cm.

$(H_{corps\ creux} + H_{polyster}) = 20\text{ cm}$

$H_{corps\ creux} = 16\text{ cm}$

$H_{polyster} = 4\text{ cm}$

$H_{dalle\ de\ compression} = 4\text{ cm}$

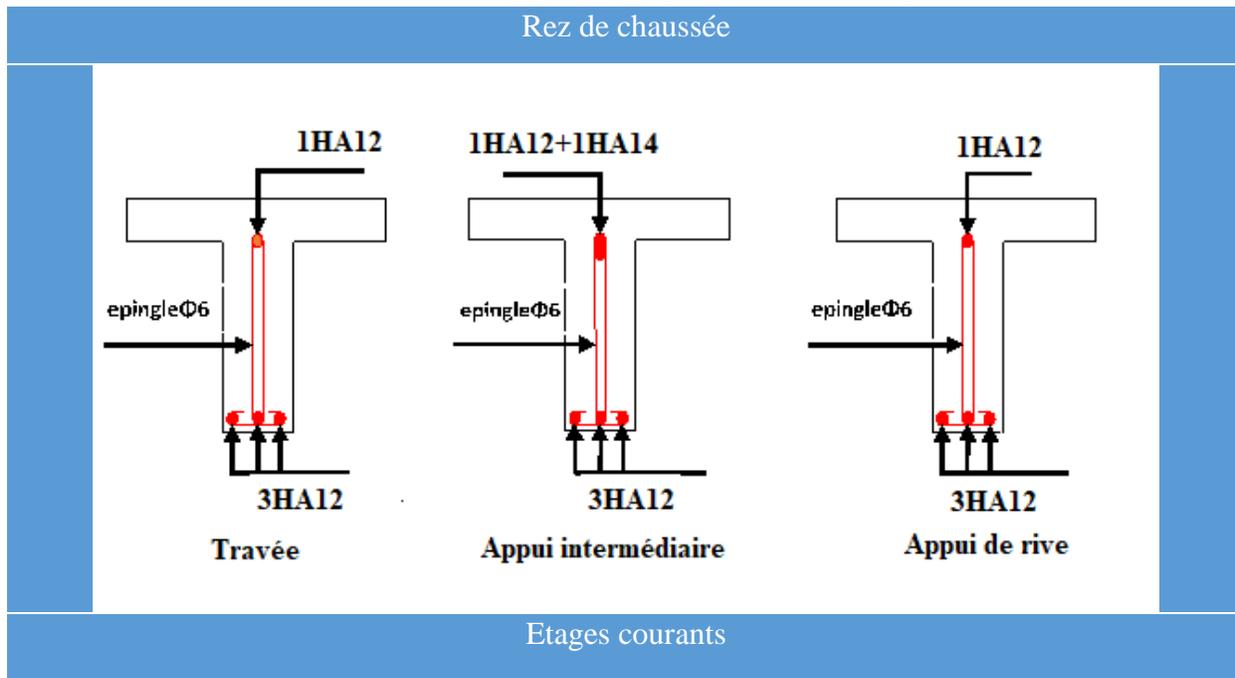
Les résultats obtenus après augmentation de la hauteur du plancher, sont résumés dans le tableau suivant :

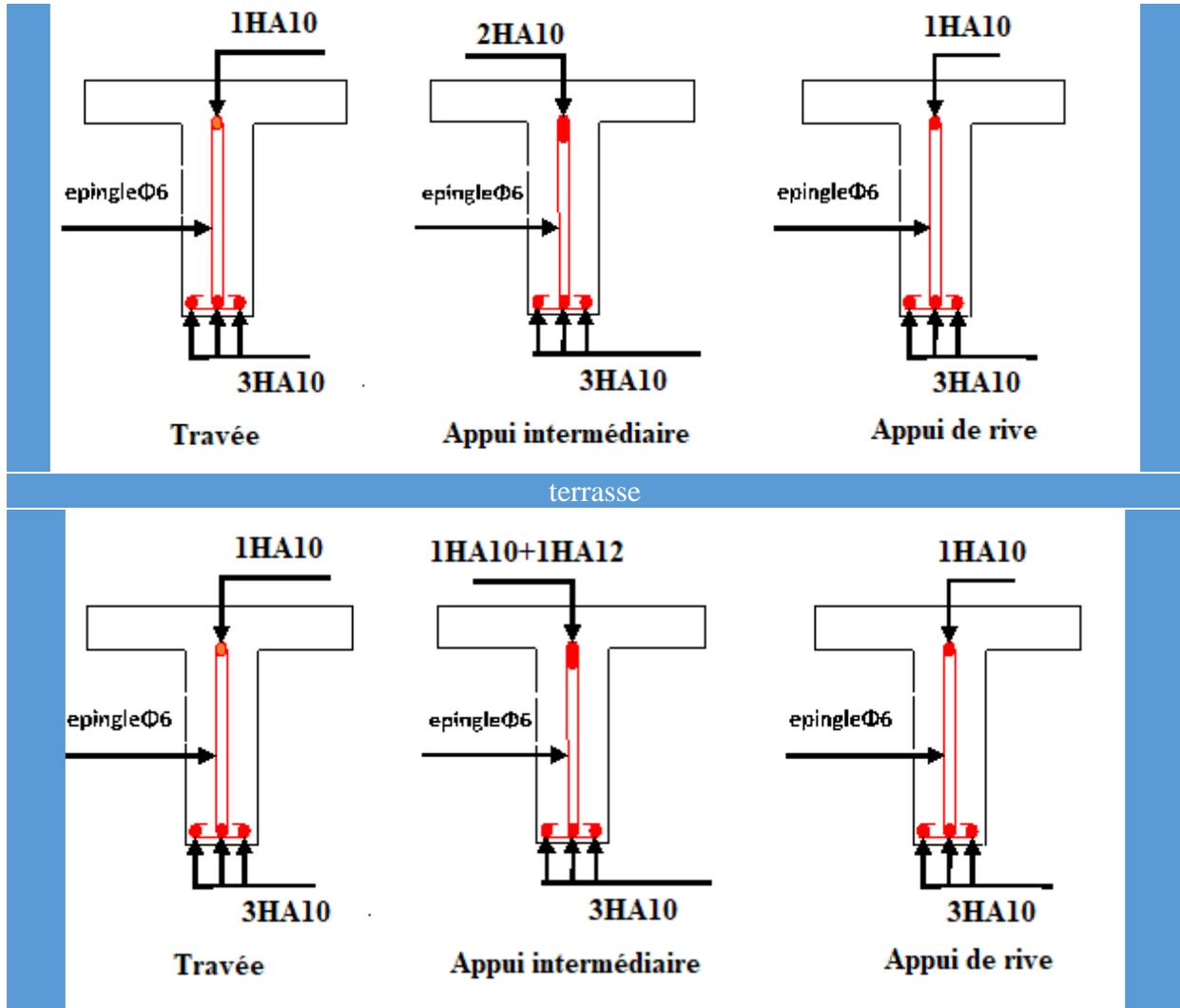
Tableau III.7. La flèches de RDC après l'augmentation du plancher

Niveau	$A_s (cm^2)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\Delta f_t (cm)$	$f_{adm} (cm)$	Obs
RDC	3HA12=3.39	17397.3	5.14	0.82	0.88	Vérifiée

- Schéma de ferrailage :

Tableau III.7 Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :





III.2. Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_{eE} = 400 \text{ MPa}$

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5 \phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St=25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

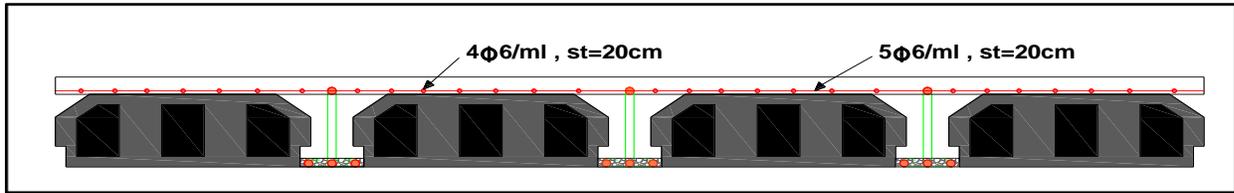


Figure III-5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.1. Etudes des dalles pleines :

Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, on distingue 3 types :

- Dalle sur deux appuis. (DP2, DP3, DP5)
- Dalle sur trois appuis. (DP6, DP7)
- Dalle sur quatre appuis. (DP4)
- **Exemple de calcul :**

Dalle sur trois appuis (balcon DP3) :

$$L_x = 1.30\text{m} \quad L_y = 3.69\text{m}$$

Ce type de dalle se calcule comme une console

Calcul des sollicitations à l'ELU

Evaluation des charges :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 11.23 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{3.69} = 0.35 < 0.4 \text{ donc la dalle travail dans un seul sens}$$

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{11.23 \times 1.3^2}{8} = 2.37 \text{ KN.m}$$

✓ Moment En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 2.37 = 2.01 \text{ KN.m}$$

III.2.2. Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 14 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ cm}; d = 10 \text{ cm.}$$

✓ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.01 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0098$$

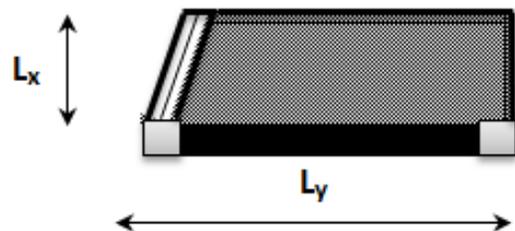


Figure III-6 dalle sur trois appuis

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.0123$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.073) \times 0.12 \Rightarrow z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{2.01 \times 10^{-3}}{348 \times 0.116} = 0.49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.185 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0057$$

$$\alpha = 0.00726 \Rightarrow z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{1.185 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 0.28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

On a : $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho < 0.4$

Donc : $A_x^{\text{min}} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$

Pour le ferrailage en travée et en appui:

$A < A^{\text{Tmin}}$ donc on ferraille avec A^{Tmin}

On opte pour une section d'At = 5HA8 = 2.51 cm²

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.121 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$ condition vérifiée.

➤ **Calcul a l'ELS :**

Calcul des charges :

$$Q_s = G + Q = 4.43 + 3.5 = 7.93 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{7.93 \times 1.3^2}{8} = 1.675 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.85 \times 1.675 = 1.423 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50y^2 + 37.65y - 451.8 = 0$$

$$Y = 2.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A_s(d - y) \Rightarrow 33.33 \times 2.65^3 + 15 \times 2.51 \times (12 - 2.65)^2$$

$$I = 3911.71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{1.423 \times 10^{-3} \times 0.0265}{3911.71 \times 10^{-8}} \leq 0,6 \times 25$$

$$0.96 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1.423 \times 10^{-3}}{3911.71 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0265) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 51.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Verifiée.}$$

III.2.3. Evaluation de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, on ne calcule pas la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D3**

$$14 \text{ cm} > 5.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

Les résultats de calcul des différentes dalles pleines sont illustrées dans les tableaux suivants :

Tableau II.8. Calcul des sollicitations.

Types	Sollicitations					
	Sens	ELU			ELS	
		M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Vx (KN)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)
D1	Xx	19.44	16.52	15.16	7.22	6.14
D2	Xx	10.76	9.15	11.23	5.70	4.85
D4	Xx	9.48	8.06	6.73	6.70	5.69
D5	Xx	12.63	10.73	16.84	8.92	7.58
D6	Xx	12.63	10.73	16.84	8.92	7.58

D7 (RDC)	Xx	109.82	82.37	24.82	77.50	58.12
	Yy	171.73	128.79	3.12	121.18	90.88
D7 (sous-sol)	Xx	83.83	62.87	18.94	60.17	45.12
	Yy	131.08	98.31	2.38	94.08	70.56
D7 (étage courant)	Xx	73.43	55.07	16.59	53.26	39.93
	Yy	114.82	86.11	2.09	83.24	62.43

Tableau III.9. Vérification de l'effort tranchant.

Types	V max [KN]	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
D1	15.16	$0.075 \leq 1.25$	Vérifiée
D2	11.23	$0.147 \leq 1.25$	Vérifiée
D4	6.73	$0.037 \leq 1.25$	Vérifiée
D5	16.84	$0.0561 \leq 1.25$	Vérifiée
D6	16.84	$0.168 \leq 1.17$	Vérifiée
D7(rdc)	24.82	$0.206 \leq 1.6$	Vérifiée
D7(sous-sol)	18.94	$0.157 \leq 1.6$	Vérifiée
D7(étage)	16.59	$0.138 \leq 1.6$	Vérifiée

Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Type	Sens	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[c m ²]	A _{min}	A choisi	St
D1	Travée xx	16.52	0.116	0.155	0.093	5.06	0.96	5HA12=5.65cm ²	20
D2	Travée xx	9.15	0.064	0.083	0.096	2.72	1.2	4HA10 = 3.14cm ²	25
D4	Travée xx	8.06	0.0037	0.0046	0.179	0.27	1.6	4HA8 =2.01cm ²	25
D5	Travée xx	10.73	0.075	0.098	0.095	3.20	1.20	4HA12=4.52cm ²	25
D6	Travée xx	10.73	0.075	0.098	0.095	3.20	1.12	4HA12=4.52cm ²	25
D7 (RDC)	Travée xx	82.37	0.315	0.490	0.096	5.22	1.20	5HA12=5.65cm ²	20
	Travée yy	128.79	0.493	/	/	7.46	1.12	7HA12=7.92cm ²	20
	Appuis xx	54.91	0.21	0.298	0.105	3.17	1.20	4HA10 = 3.14cm ²	25
	Appuis yy	85.86	0.328	0.51	0.095	4.71	1.12	5HA12=5.65cm ²	20
D7(sous-sol)	Travée xx	62.87	0.240	0.349	0.10	3.72	1.20	4HA12=4.52cm ²	20
	Travée yy	98.31	0.376	0.628	0.089	5.72	1.12	6HA12=6.79cm ²	15
	Appuis xx	41.91	0.160	0.220	0.109	2.34	1.20	4HA10 = 3.14cm ²	25
	Appuis yy	65.54	0.251	0.367	0.102	3.34	1.12	4HA12=4.52cm ²	25
D7(eta gecour ant)	Travée xx	55.07	0.21	0.299	0.105	3.19	1.20	4HA12=4.52cm ²	25
	Travée yy	86.11	0.329	0.152	0.095	4.73	1.12	5HA12=5.65cm ²	20
	Appuis xx	36.71	0.140	0.190	0.110	2.02	1.20	4HA10 = 3.14cm ²	25
	Appuis yy	57.41	0.219	0.314	0.104	2.86	1.12	4HA10 = 3.14cm ²	25

Tableau III.11. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types	Sens	Ms[K N.m]	Y [cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs
D1	Travée xx	6.14	3.4	5229.9	7.669 < 15	Vérifiée	193.90 < 201,63	Vérifiée
D2	Travée xx	4.85	2.8	3777.05	5.04 < 15	Vérifiée	185.90 < 201,63	Vérifiée
D4	Travée xx	5.69	2.17	2189.1	1.20 < 15	Vérifiée	/	/
D5	Travée xx	7.58	3.43	52299	6.82 < 15	Vérifiée	174.49 < 201,63	Vérifiée
D6	Travée xx	7.58	3.43	52299	6.82 < 15	Vérifiée	174.49 < 201,63	Vérifiée
D7 (Sous- sol)	Travée xx	45.12	3.83	7880.12	4.6 < 19.2	Vérifiée	149.25 < 220.87	Vérifiée
	Travée yy	70.56	6.43	30411.4	3.1 < 19.2	Vérifiée	35.20 < 220.87	Vérifiée
	Appuis xx	30.08	2.86	4539.05	4.04 < 19.2	Vérifiée	193.12 < 220.87	Vérifiée
	Apuis yy	47.04	5.55	15683.15	3.03 < 19.2	Vérifiée	52.68 < 220.87	Vérifiée
D7 (rdc)	Travée xx	58.12	3.83	7880.12	6.01 < 19.2	Vérifiée	192.24 < 220.87	Vérifiée
	Travée yy	90.88	6.43	30411.4	3.48 < 19.2	Vérifiée	45.34 < 220.87	Vérifiée
	Appuis xx	38.75	2.86	4539.05	5.2 < 19.2	Vérifiée	212.16 < 220.87	Vérifiée
	Apuis yy	60.59	5.55	15683.42	3.90 < 19.2	Vérifiée	67.86 < 220.87	Vérifiée
D7(étage courant)	Travée xx	39.93	3.83	7880.12	4.13 < 19.2	Vérifiée	132.05 < 220.87	Vérifiée
	Travée yy	62.43	6.43	30411.4	2.40 < 19.2	Vérifiée	31.14 < 220.87	Vérifiée
	Appuis xx	26.62	2.86	4539.05	3.05 < 19.2	Vérifiée	170.94 < 220.87	Vérifiée
	Apuis yy	41.62	5.5	15683	2.68 < 19.2	Vérifiée	46.61 < 220.87	Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, on ne calcule pas la flèche :

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) lx \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

Pour la dalle D1

12 cm ≥ 5.74 cm.....vérifiée

5.65 cm² < 6 cm².....vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Pour la dalle D2

12 cm ≥ 7.05cm.....vérifiée

3.14cm² < 6cm².....vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Pour la dalle D4

12 cm > 7.6 cm.....vérifiée

2.01 cm² < 5 cm².....vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Pour la dalle D5

12 cm > 8.82 cm.....vérifiée

4.52 cm² < 5 cm².....vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Pour la dalle D6

12 cm > 8.82 cm².....vérifiée

4.52 cm² < 5cm².....vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Pour la dalle D7 (étage courant)

14cm > 17.62 cm.....vérifiée

4.52 cm² < 6cm².....non vérifiée

On doit calculer la flèche

Les résultats du calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12. .Calcul de la flèche dans les dalles pleines.

Types	Sens	Io [cm ⁴]	Y [cm]	I [cm ⁴]	Ifji [cm ⁴]	Ifgi [cm ⁴]	Ifpi [cm ⁴]	Ifgv [cm ⁴]	Δf [mm]	Fadm [mm]
D7 (Étage)	XX	174763.7	4.09	49830.32	19224.68	19224.68	132753	192240	3.63	9.4
	YY	17720.45	4.37	56294.4	194424.9	105746.6	86293.7	145757	9.96	10.5

❖ Schéma de ferrailage :

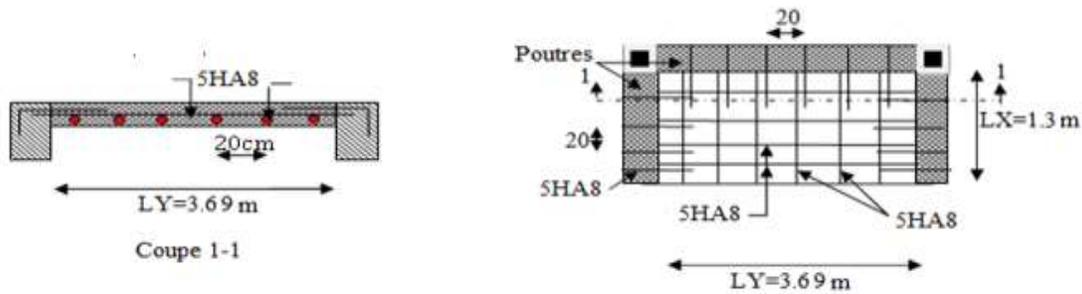


Figure.III.7. Ferrailage de la dalle pleine D3(étage courant)

III.3. Les Escaliers :

❖ Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier :

- ✓ Escalier à deux volées. (L'escalier principale menant du RDC vers la terrasse)
- ✓ Escalier a trois volées. (Menant du sous-sol au RDC)

III.3.1. Evaluation des charges des escaliers :

Type1 : escalier a trois volées :

❖ 1^{ère} et 3^{ème} volée :

On a :

$$G_v = 9.5 \text{ KN/m}^2 \quad G_v : \text{ poids propre de la volée.} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

$$G_p = 6.52 \text{ KN/m}^2 \quad G_p : \text{ poids propre de palier}$$

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

Combinaison de charges :

➤ Sur la volée :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 16.575 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_v + Q = 12 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Sur le palier :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_2 = 1.35 G_p + 1.5 Q = 12.55 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + Q = 9.02 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

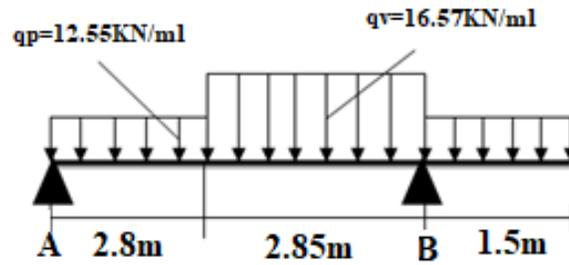


Figure III. 8. Schéma statique de l'escalier.

Réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \varepsilon F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (12.55 \times 2.8) + (2.85 \times 16.57) + (12.55 \times 1.5) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 101.18 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon M/A = 0 &\Rightarrow R_C = \left[\frac{(2.8)^2}{2} \times 12.55 + 16.57 \times \left(\frac{2.85}{2} + 2.8 \right) \times 2.85 + 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.85 + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. 2.8 \right) \times 12.55 \right] / 5.65 \\ &\Rightarrow R_C = 65.34 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon M/C = 0 &\Rightarrow R_A = \left[-\frac{(1.5)^2}{2} \times 12.55 + 2.85 \times \left(\frac{2.85}{2} \right) \times 16.5 + 2.8 \times \left(\frac{2.8}{2} + 2.85 \right) \times 12.55 \right] / \\ &\quad 5.65 \\ &\Rightarrow R_A = 35.84 \text{ N}. \end{aligned}$$

Moment fléchissant et effort tranchant :

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.8$

$$T(x) = 12.55x - 35.44$$

$$\begin{cases} T(0) = -35.84 \text{ KN} \\ T(2.8) = -0.3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.275 x^2 + 35.84 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.8) = 51.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'extremum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.55 x + 32.14 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.85 \text{ m} \in [0; 2.8]$$

Tronçon 2 : $2.8 \leq x \leq 5.65$

$$T(x) = 16.57x - 47.096$$

$$\begin{cases} T(2.8) = 46.396KN \\ T(5.65) = 46.52KN \\ M(x) = -8.285 x^2 + 47.096x - 15.76 \\ \begin{cases} M(2.8) = 51.16KN.m \\ M(5.65) = -14.14 KN.m \end{cases} \end{cases}$$

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.5$

$$\begin{aligned} T(x) &= 12.43x \\ \begin{cases} T(0) = 0 KN \\ T(1.5) = 18.82 KN \end{cases} \\ M(x) &= -6.215 x^2 \\ \begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(1.5) = -14.11KN.m \end{cases} \end{aligned}$$

On trouve : $\begin{cases} M^{max} = 51.16KN.m \\ V^{max} = 46.52KN \end{cases}$

Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 51.16 = 38.37 KN.m \\ M_a^{max} = -0.5 \times 51.16 = 25.58KN.m \end{cases}$$

❖ **Le Ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.2)$.

Tableau III.13. Tableau de ferrailage à l'ELU

Endroit	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A^{choisis}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	0.083	0.109	0.172	6.40	2.17	6HA12 = 6.79	20
En appuis	0.055	0.071	0.174	4.2	2.17	4HA12 = 4.52	25

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, v_u = 46.52 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{46.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} =$$

$$\tau_u = 0.258 MPa < \tau^{adm} = 3.33 MPa \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$A_r = A_t/4 = 6.79/4 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit $A_r = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$. **St=25cm.**

❖ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau III.14. Vérification des contraintes.

Position	M_s [KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	27.71	5	20390.66	$6.79 \leq 15$	Vérifiée
En appuis	18.47	4.17	14466.99	$5.32 \leq 15$	Vérifiée

III.3.2. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 7.15m \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{e}{l} \geq \left(\frac{M_t}{10M_0} \right) \text{ donc } 0.027 > 0.075 \dots\dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \text{ donc } 6.79cm^2 < 18.9cm^2 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Tableau III.15. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.65	6.79	33.6	22.92	48.89	21370.90	339851.7
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.12	106639	140931	88299	225061	0.6	0.71

❖ Schéma de ferrailage :

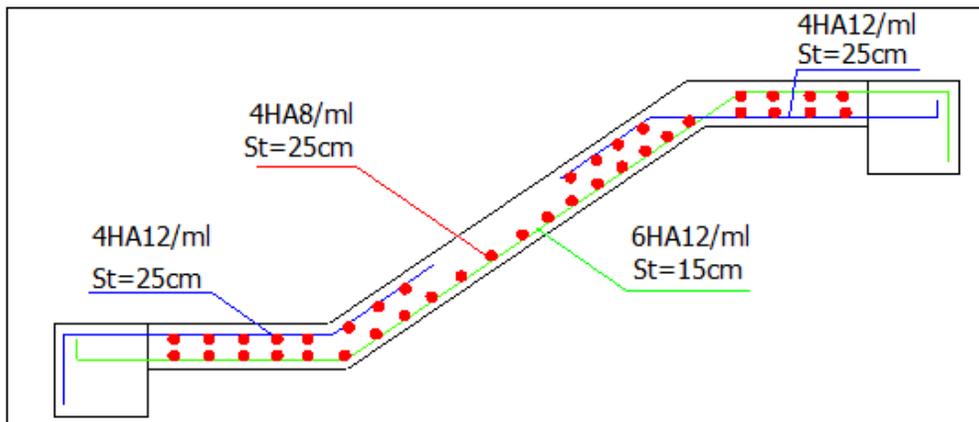


Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volées.

2^{ème} volée :

La charge permanente sur la volée d'escalier

G=9.5 KN/m².
Q=2.50 KN/m².

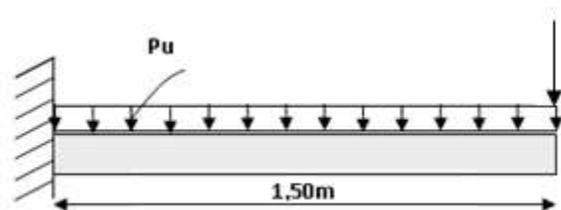


Figure III.10. Schéma statique de la deuxième volée

Ce type se calcule comme une console.

➤ Calcul à l'ELU :

• La charge qui revient sur la volée :

P : est une charge à l'extrémité de la volée due au poids propre du garde-corps (mur d'épaisseur de 10cm et d'une hauteur de 1ml et une largeur de 1ml)

Le poids de mur : $G=1.62KN/m^2$

Charge concentré p :

$$P_u = 1.35 \times (1.62 \times 1ml \times 1ml) = 2.19 KN$$

$$P_u = (1.62 \times 1ml \times 1ml) = 1.62 KN$$

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 9.5) + (1.5 \times 2.5) = 16.57 KN/ml.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition(cm ² /ml)
18.64	0.045	0.051	0.175	3.44	2.7	4HA12/ml 4.52	4HA8/ml 2.01

• Vérification de l'espacement :

$$S_i \leq \min(2,5h, 25cm)$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 12, 25cm)$$

$$S_t \leq 25cm$$

On a choisi 4HA12, soit $S_t = 120/4 = 25cm$ donc c'est vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,149Mpa < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16Mpa.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9.5+2.5) = 12 KN/m$$

$$M_s = [(12 \times 1.50^2)/2] + p_s \times 1 = 15.93KN. m$$

Vérification de σ_{bc} :

- **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0$$

$$y = 4.30 \text{ cm.}$$

- **Calcul de I :**

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

$$I = 15375.61 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.93 \times 10^{-3}}{15375.61 \times 10^{-8}} \times 0.0430 = 4.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuire donc la vérification de la contrainte n'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0025 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

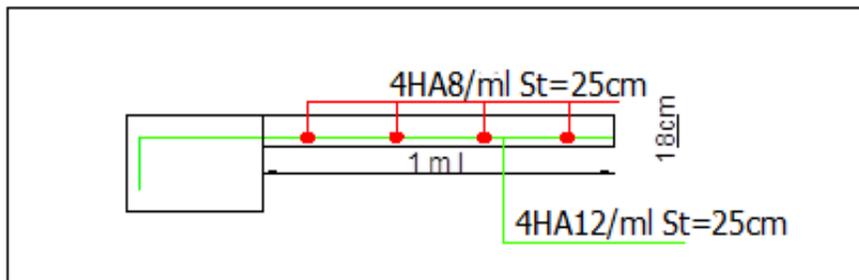


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la partie 2.

III.4. Calcul de la poutre brisée :

III.4.1 Dimensionnement :

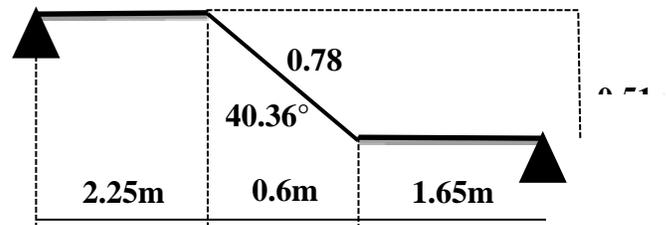


Figure III.12. Schéma statique de la poutre brisée

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

$$L = 2.25 + (0.51 / \cos 34.22^\circ) + 2.25 = 5.28m$$

$$\frac{528}{15} \leq h \leq \frac{528}{10} \Rightarrow 35.2 \leq h \leq 52.8$$

Donc soit h = 45 cm et b = 40 cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion

Vérification des exigences de RPA :

- h = 45cm > 30.....vérifiée
- b = 40cm > 20.....vérifiée
- h/b = 1.12 < 4.....vérifiée

III.4.2 Calcul a la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 40.36^\circ = 5.90 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$G_p = 9.5 \text{ KN/ml.}$$

$$G_v = 6.52 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_v = Q_p = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

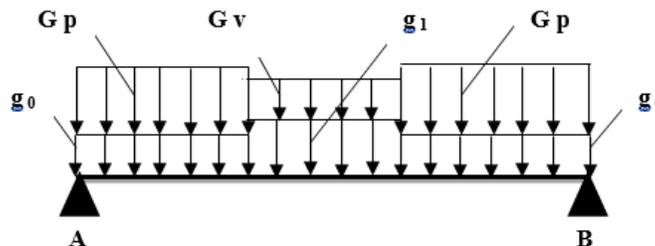


Figure.III.13. Réactions de l'escalier sur la poutre.

Calcul des sollicitations :

$$Q_{vu}=22.65\text{KN/m}$$

$$Q_{pu} =20.49\text{KN/m}$$

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.17. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
54.93	54.93	2.64	73.46	36.73	55.09	54.93

➤ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.18. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis :

	M _u (KN. m)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)
appui	55.09	0.052	0.067	0.418	2.07	3.78
travée	36.73	0.034	0.043	0.422	2.07	2.49

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{54.93 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.43} = 0.319\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}.$$

Donc la condition est vérifiée.

Armatures transversales à la flexion simple :

Soit St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d ; 40 cm)=38.7 cm Condition vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}) \times b \times St}{0.8f_e} = \frac{(0.319 - 0.3 \times 2.1) \times 0.4 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.77\text{cm}^2 < 0.$$

Donc At=0.80 cm².

➤ **Calcul à la torsion :**

• **Moment de torsion :**

$$M^{tor} = -\frac{25.58 \times 5.65}{2} = -72.26 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage à la torsion :**

Tableau III. 19. Tableau du ferraillage à la torsion

e (m)	Ω (m ²)	U(m)	A_l^{tor} (cm ²)	A_t^{tor} (cm ²)
0.075	0.128	1.4	11.36	1.05

- ✓ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{72.26 \times 10^{-3}}{2 \times 0.128 \times 0.075} = 3.76 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage global (flexion simple + torsion):**

- ✓ **Ferraillage longitudinal :**

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.78 + \frac{11.36}{2} = 9.46 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.49 + \frac{11.36}{2} = 8.17 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée :

$$A_l^{choisis} = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{choisis} = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.8 + 1.05 = 1.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA10 + 2HA8 = 2.58 cm²

Soit un cadre Ø10 + un étrier de Ø8.

- ✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.319 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 3.76 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.319)^2 + (3.76)^2} = 3.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 3.77 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Donc on augmente la section de la poutre progressivement jusqu'à voire la section b = 45 cm ; h = 50 cm.

$$\tau_u^{tot} = 2.86 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ Vérification à l'ELS

Tableau III. 20. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	15.10	11.69	135698.4	1.30	15	Vérifiée
Appui	7.10	9.98	100123.6	0.70	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculée la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.094 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

❖ Schéma de ferrailage :

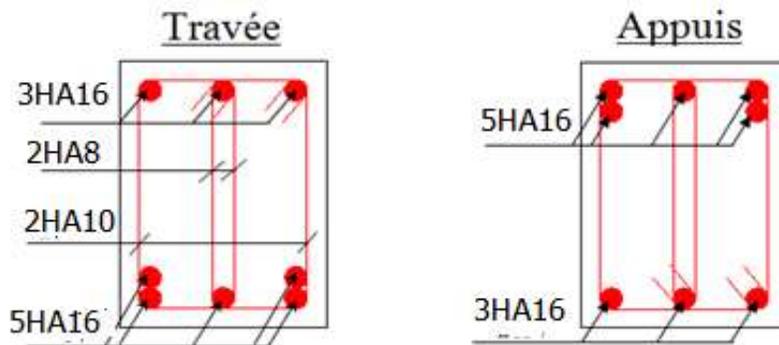


Figure III.14. Ferrailage de la poutre brisée.

III.5. Etude de la poutre de chaînage :

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

III.5.1. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$l_{max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm} = 4.4 \text{ m}$$

Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44$$

Soit : h = 35 cm ; b = 30 cm

III.5.2. Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.62 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $G_m = 2.76 \times 3.06 = 8.44 \text{ KN/m}$ (étage courant)
- Poids du mur : $G_m = 2.76 \times 3.57 = 9.85 \text{ KN/m}$ (sous-sol)

➤ Étage courant :

$$\begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 14.93 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 11.06 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Sous-sol :

$$\begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 16.83 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 12.47 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On remarque qu'il y'a une légère différence entre la charge revenante a la poutre de chaînage de RDC jusqu'au dernière niveau et celle revenant a la poutre du sous-sol. Donc nous allons calculer les sollicitations avec la charge maximale entre les deux.

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{16.83 \times (4.4)^2}{8} = 40.72 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{16.83 \times 4.4}{2} = 37.026 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{12.47 \times (4.4)^2}{8} = 30.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_u^t = 0.75 \times M_u = 0.75 \times 40.72 = 30.54 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 40.72 = -20.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_s^t = 0.75 \times M_s = 0.75 \times 30.17 = 22.62 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 30.17 = -15.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.3. Ferrailage de la poutre de chaînage :

Tableau III.21. Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage

Endroi t	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	$A^{choisis}$ (cm^2)
Travée	30.54	0.065	0.085	0.318	2.753	1.195	3HA12=3.39
Appui	20.36	0.043	0.056	0.322	1.81	1.195	3HA10 =2.36

❖ Vérification à l'ELU :

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.026 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.374 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$, puis on calcul A_{trans} :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} = -0.32 \text{ cm}^2 < 0 \end{array} \right.$$

Soit un cadre de $\emptyset 8$ + une épingle de $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

• **Vérification à l'ELS :**

Vérification de la contrainte dans le béton :

On a :

$$\begin{cases} M_t^s = 22.62 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -15.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.22. *Tableau de vérification des contraintes*

Endroit	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	22.62	9.02	36579.5	5.57	15	Vérifiée
En appui	15.08	7.72	27224.37	1.30	15	Vérifiée

III.5.4. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.079 \geq 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.0034 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 4.4m < 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage :

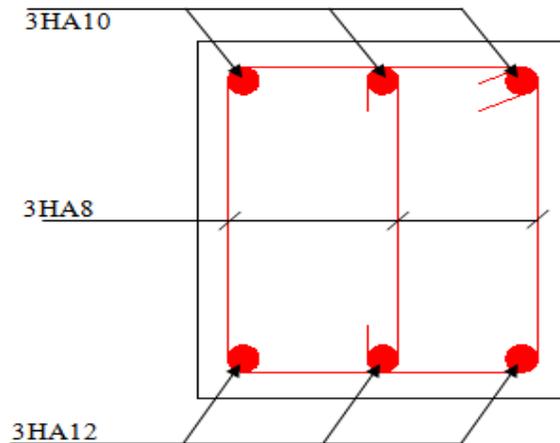


Figure III. 15. Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.6. Calcul de la poutre palière :**III.6.1. Dimensionnement**

D'après la condition de la flèche définie par le **BAEL 91** :

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

- Les exigences de **RPA 99** (art7.5.1)

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \\ b/h = 1.6 < 4 \end{cases}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.625 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** : $\begin{cases} ELU: R_{cu} = 65.34 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{cs} = 35.84 \text{ KN/m} \end{cases}$

Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

- **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 68.88 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 38.465 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments :

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{q_U \times l^2}{24} = 55.56 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^u = 0.75 \times M_0^u = 41.67 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 \times M_0^u = -27.78 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M_0^S = \frac{q_S \times l^2}{24} = 31.02 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^s = 0.75 \times M_0^s = 23.26 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 \times M_0^s = -15.51 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 151.53 \text{ KN}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.23. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	41.67	A	0.089	0.117	0.314	3.80	1.195	Vérifiée
Appui	27.78	A	0.059	0.077	0.319	2.496	1.195	

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{151.53 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 1.530 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45\text{cm}^2; 1.12\text{cm}^2) , \text{ donc on prend } A_{trans} = 1.12 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -15.51 \times \frac{4.4}{2} = -34.12\text{KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de l'escalier .D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \varnothing/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\varnothing = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5.83\text{cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 704\text{cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 130 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{34.12 \times 10^{-3} \times 1,3}{2 \times 704 \times 10^{-4} \times 348} = 8.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.98 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{34.12 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0704 \times 5} = 4.15 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{1.53^2 + 4.15^2} = 4.42 \text{ Mpa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau} \rightarrow : 4.42 \text{ Mpa} > \bar{\tau} = 3.33 \text{ mpa} \dots \dots$ donc il y'a risque de rupture par cisaillement. Donc on doit augmenter la section de la poutre palière.

Donc on opte pour une section de $(35 \times 45) \text{ cm}^2$, les résultat sont comme suit :

Tableau III.24. Vérification à la torsion

Position	E(cm)	Ω	U	A_l^{tor} (cm^2)	τ^{tor} (mpa)	τ_{total}^{tor}	$\bar{\tau}$ (mpa)	$\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$
Travée	7.5	1031.25	1.6	4.10	2.20	2.68	3.33	Vérifiée

Ferraillage longitudinal calculé :

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.85 + \frac{8.49}{2} = 7.09 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.88 + \frac{8.49}{2} = 6.12 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée :

$$A_l^{choisis} = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{choisis} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

❖ Schéma de ferrailage :

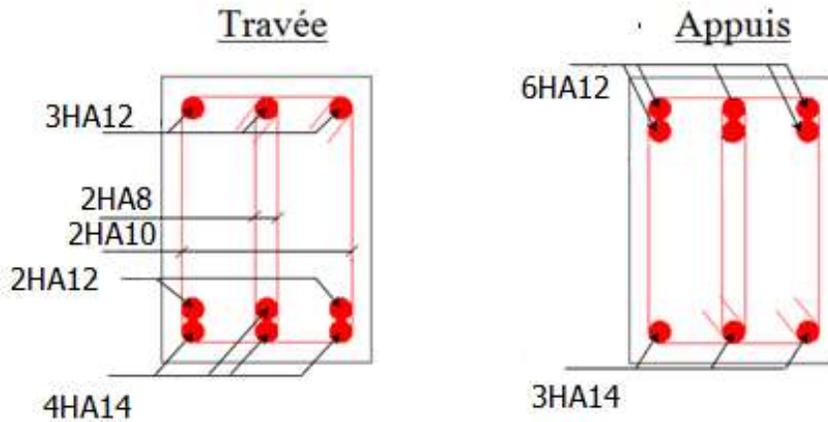


Figure III.16. Ferrailage de la poutre palière.

III.7. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

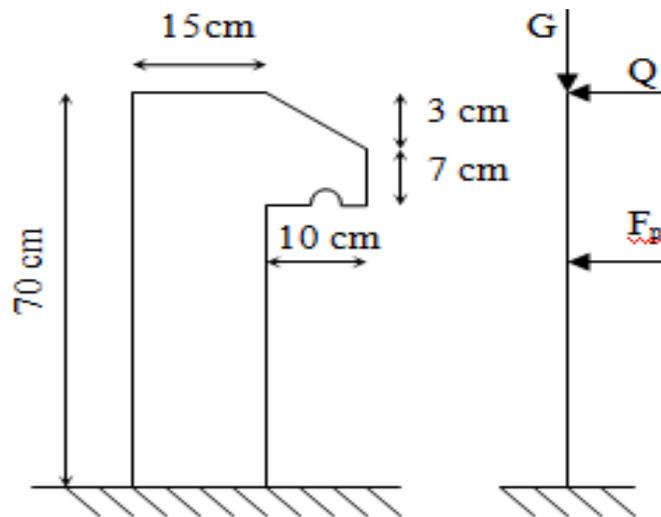


Figure III.17. Schémas statiques de l'acrotère

III.7.1. Evaluation des charges

- Poids propre

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 1135 \text{ cm}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 = 2.84 \text{ KN}$$

- Poids des enduits :

$$G_2 = 0.03 \times 18 \times 0.7 \times 1 = 0.378 \text{ KN}$$

- Le poids total :

$$W_p = G_1 + G_2 = 2.84 + 0.378 = 3.218 \text{ KN}$$

$$Q=1 \text{ KN}$$

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA ART. 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p=0,8$). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.218 = 1.54 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations :
- Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} S_1 = 1050 \text{ cm}^2, x_1 = 7.5 \text{ cm}, y_1 = 35 \text{ cm} \\ S_2 = 15 \text{ cm}^2, x_2 = 15 + \frac{10}{3} = 18.33 \text{ cm}, y_2 = 70 - \left(3 - \frac{3}{3}\right) = 68 \text{ cm} \\ S_3 = 70 \text{ cm}^2, x_3 = 15 + \frac{10}{2} = 20 \text{ cm}^2, y = 70 - 3 - \frac{7}{2} = 63.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{1050 \times 7.5 + 15 \times 18.33 + 70 \times 20}{1050 + 15 + 70} = 8.41 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{1050 \times 35 + 15 \times 68 + 70 \times 63.5}{1050 + 15 + 70} = 37.19 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.218 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.54 \times 0.3719 = 0.573 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.25. Combinaisons d'action sur l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	3.218	4.34	3.218
M (KN.m)	1.273	1.05	0.7

❖ Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.05}{4.37} = 0.24 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.117 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.26) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.4 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 15 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.00784 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.268 \text{ m}$$

➤ Calcul à l'ELU :

$$N_u = 4.34 \text{ KN}; M_u = N_u \times e = 4.34 \times 0.268 = 1.163 \text{ KN.m}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa};$$

$$h = 0.15 \text{ m}; d = 0.12 \text{ m}; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.163 + 4.34 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) = 1.358 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0066 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0083$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0084) = 0.12 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348} = 3.25 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.325 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.325 \times 10^{-4} - \frac{4.34 \times 10^{-3}}{348} = 2 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.2 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.449 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A$... non vérifiée On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$; On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

ELU : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0125 \text{ MPa}; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$... vérifiée

Situation accidentelle : $V_u = F_p + Q = 1.54 + 1 = 2.54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

• **Vérifications des contraintes**

$$M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}, N_{ser} = 3.218 \text{ KN}; d = 0.12 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.7}{3.218} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right)\right) = 0.263 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.263 = -0.143 \text{ m}$$

On a :

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (-0.143)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.143)}{1} \\ q = -2 \times (-0.143)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.143)^2}{1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -0.057 \text{ m}^2 \\ q = 0.0046 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

$$\text{On calcule le } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul } \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.0046)^2 + \frac{4 \times (-0.057)^3}{27} = -6.276 \times 10^{-6} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

$$\text{Soit :} \quad \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{0.057}{3}} = 0.276 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.0046}{2 \times (-0.057)} \sqrt{\frac{-3}{-0.057}}\right) = 151.43^\circ \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{c1} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3}\right) = 0.176 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3} + 120\right) = -0.272 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3} + 240\right) = 0.097 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.176 - 0.143 = 0.033 \text{ m} \\ y_2 = -0.272 - 0.143 = -0.415 \text{ m} \\ y_3 = 0.097 - 0.143 = -0.046 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y = y_1 = 0.033 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times (0.033)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 - 0.033)$$

$$\mu_t = 2.82 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{3.218 \times 10^{-3} \times 0.033}{2.82 \times 10^{-4}} = 0.377 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{st} &= 15 \times 3.218 \times 10^{-3} \times \frac{(0.12 - 0.033)}{2.82 \times 10^{-4}} = 14.89 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \overline{\sigma}_{st} &= \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 202) = 202 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} &= 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0.377 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} &= 14.89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right.$$

❖ Schémas ferrailage :

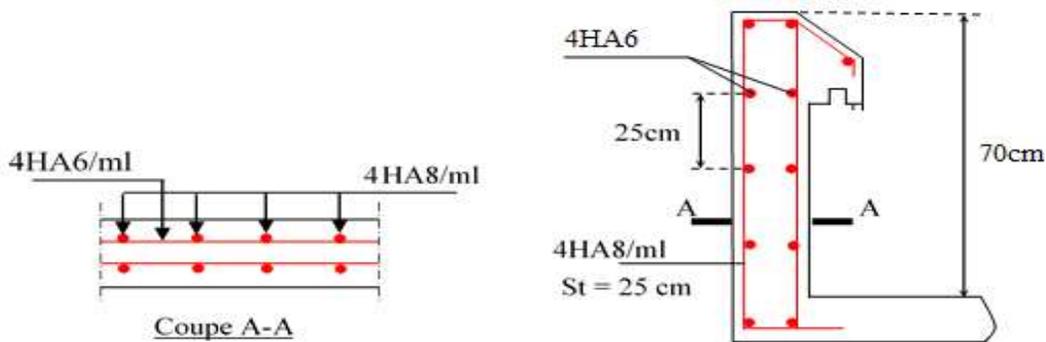


Figure III.18. Ferrailage de l'acrotère.

III.8 Etude de l'ascenseur :

III.8.1 Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivants :

- L : Longueur de l'ascenseur = 200cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 170cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.

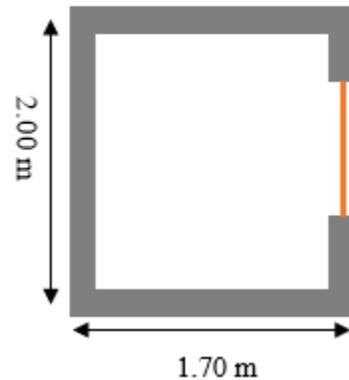


Figure III.19. Coupe transversale d'ascenseur

La vitesse $V = 1\text{m/s}$

III.8.2 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

❖ L'épaisseur de la dalle :

On a $l_x = 1.7\text{ m}$; $l_y = 2\text{ m}$; $S = 3.4\text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.7}{2} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\Rightarrow \frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3.77 \leq e \leq 4.25$$

$$\begin{cases} e \geq 11\text{ cm pour 2h de coupe feu} \\ e \geq 14\text{ cm isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 14\text{ cm}$$

• Evaluation des charges et surcharges :

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$

• Poids propre de la dalle et du revêtement

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.14 + 22 \times 0.05 = 4.6\text{ KN/m}^2$$

• Poids de l'ascenseur

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.4} = 42.65\text{ KN/m}^2$$

- Poids total

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 4.6 + 42.65 = 47.25 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison d'action

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 1.35 \times 47.25 + 1.5 \times 1 = 65.28 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 47.25 + 1 = 48.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\Rightarrow \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0509 \times 65.28 \times 1.7^2 = 9.60 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.685 \times 9.60 = 6.577 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.60 = 7.2 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.577 = 4.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 9.60 = -4.8 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.26. Ferrailage de dalle.

Endroi t	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix	s_t (cm)
Travée	X-X	7.2	0.035	0.045	0.117	1.77	1.23	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.93	0.024	0.030	0.118	1.195	1.12	4HA8=2.01	25
Appui		-4.8	0.023	0.029	0.118	1.16	1.23	4HA8=2.01	25

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 36.45 \text{ KN} \\ V_u^y = 26.94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{36.45 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0.303 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 48.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8.03 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 6.02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.69 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -4.015 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.27. Vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Obs
x-x	6.02	2.40	3239.24	4.46 < 15	Vérifiée
y-y	4.69	2.40	3239.42	3.47 < 15	Vérifiée
Appui	-4.01	2.40	3239.42	2.97 < 15	Vérifiée

III.8.3. Vérification à la flèche

Sens X-X

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0705 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.00167 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

• Sens Y-Y

$$\begin{cases} 0.06 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.00167 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

III.9. Dalle de salle machine :

On a le schéma représentant la surface d'impact :

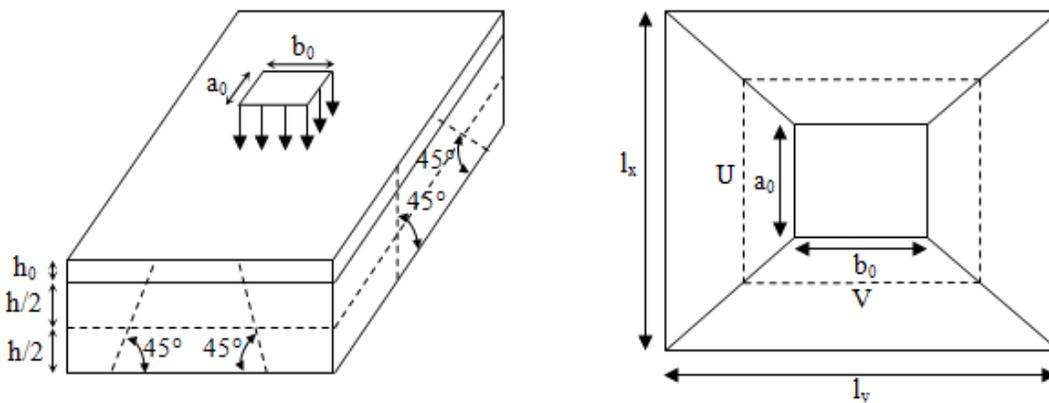


Figure III.20. Illustration de la surface d'impact

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases} \quad \text{avec :}$$

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.
 h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

➤ **À l'ELU :**

$$\text{On a : } g = 72.5 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\text{On a selon le BAEL : } \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{U}{l_y}, \beta = \frac{V}{l_x}$$

$$\nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

Soit :

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.60 \\ \beta = 0.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.062 \\ M_2 = 0.058 \end{cases}$$

• **Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.062 = 6.05 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.058 = 5.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0506 \times 8.05 \times 1.7^2 = 1.17 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6864 \times 1.17 = 0.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.05 + 1.17 = 7.22 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_y = 5.66 + 0.81 = 6.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.22 = 5.415 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 7.08 = 5.31 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.22 = -3.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.9.1. Le Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b = 1 \text{ m}$, $d = 0.12 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.28. ferrailages de la dalle.

Endroi t	Sen s	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	5.415	0.026	0.033	0.118	1.31	1.44	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.31	0.026	0.032	0.118	1.28	1.44	4HA8=2.01	25
Appui		-3.61	0.017	0.022	0.118	0.87	1.44	4HA8=2.01	25

• **Vérification des espacements :**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (101.5 + 101.5) \Rightarrow U_c = 406\text{cm} ; P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 406 \times 10^{-2} \times 0.14 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 426.3 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.2944 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

- **Les moments engendrent par le système de levage :** $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.5 \times (0.062 + 0.2 \times 0.058) = 5.336 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.5 \times (0.058 + 0.2 \times 0.062) = 5.104 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0506 \times 5.85 \times 1.7^2 = 0.85 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6864 \times 0.85 = 0.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.33 + 0.85 = 6.18 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.104 + 0.58 = 5.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 6.18 = 4.635 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 5.68 = 4.26 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 6.18 = -3.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.29. Vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
x-x	4.635	2.41	3239.42	3.448 < 15	Vérifiée
y-y	4.26	2.41	3239.42	3.169 < 15	Vérifiée
Appui	-3.09	2.41	3239.42	2.298 < 15	Vérifiée

III.9.2. Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

- **Sens X-X :**

$$\begin{cases} 0.082 > 0.0375 \\ 0.00167 < 0.005 \end{cases}$$

- Sens Y-Y :

$$\begin{cases} 0.06 > 0.0375 \\ 0.00167 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ Schémas de ferrailage :

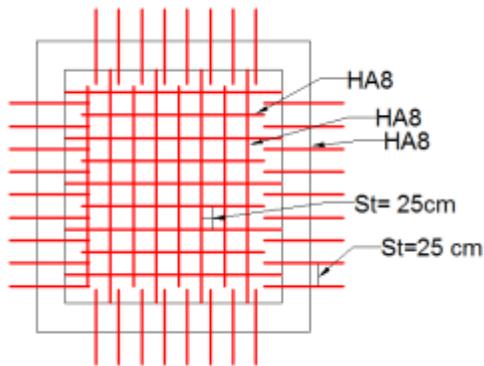


Figure III.21. Ferrailage de la dalle au-dessous

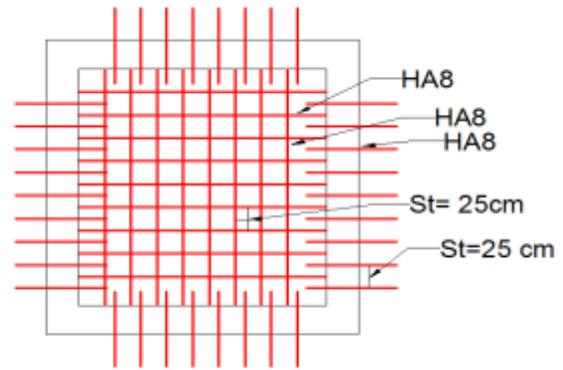


Figure III.22. Ferrailage de la dalle de la
salle machine

Chapitre IV

IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure provoquer par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2 Méthodes de calcul :

Selon le RPA99/2003 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

Selon **RPA99/2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de mêmes propriétés d'inertie.

➤ Condition application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudiant, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudiant présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

▪ Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_{ST} = \frac{A.D.Q}{R} W \dots \dots \dots \text{RPA99/2003Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas :

Groupe d'usage : 2

Zone sismique : IIa $\Rightarrow A = 0,15$.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le **tableau (4-3) du RPA 99/2003** en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$.

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

RPA (Formule 4-4)

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99/2003**).

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

'' Critère q ''	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = 1.15$ et $Q_y = 1.15$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^9 W_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W = 40135.9844 KN (tirer par **L'ETABS**).

W_{GI} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{QI} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du **RPA 99/2003**.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération **β=0.60** ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération **β= 0.20**.

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).

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- T_1 = C_T \times (h_t)^{3/4} \quad \text{RPA 99/2003 (Art .4.2.4).}$$

$$2- T_2 = 0.09 \times \frac{h_t}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA/2003 (Formule 4-7)}$$

$$\text{Avec : } T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$$

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

$$\Rightarrow h_t = 31.11 \text{ m.}$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA99/2003 (tableau 4.6).} \quad \text{D'où : } T = 0.66 \text{ s.}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

$$\text{Sens}(x): L_x = 17.8 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.65 \text{ s}$$

$$\text{Sens}(y): L_y = 27.60 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.53 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.65 \text{ s}; 0.66 \text{ s}) = 1.3 \times 0.65 = 0.845 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times \min(0.53 \text{ s}; 0.66 \text{ s}) = 1.3 \times 0.53 = 0.689 \text{ s} \end{cases}$$

✓ **Valeur de T_1 et T_2 :**

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99/2003** tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad \text{RPA (Art 4.3.3)}$$

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ facteur de correction d'amortissement.

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA99/2003** Tableau 4-2)

$$\text{Construction auto stable} \rightarrow \xi = 7 \text{ \%}$$

$$\text{Contreventement par voiles} \rightarrow \xi = 10 \text{ \%}$$

RPA (Art 4.2.3)

Donc, pour une construction mixte on prend le plus défavorable : $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 7\% \\ \eta = 0.881 \end{cases}$

D'où : $D_x = 1.85$; $D_y = 2.12$

IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

➤ Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-13)}$$

➤ Représentation graphique de spectre de réponse de calcul :

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique

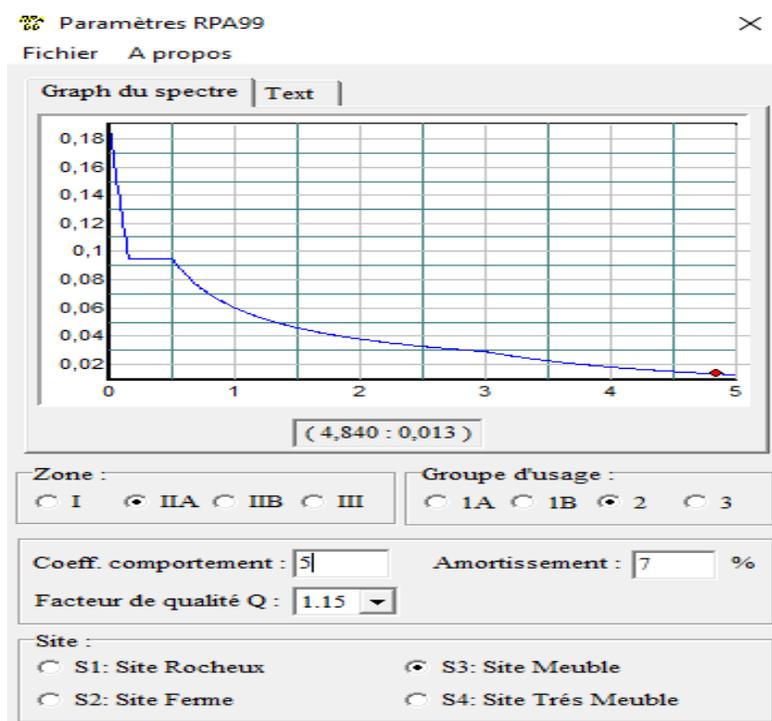


Figure IV. 1 : Réponse spectrale de la structure

IV.2.3 Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure consiste à présenter une simulation sur le logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteaux poutres et des planchers modélisée sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 10 niveaux, encastés à la base.

La structure modélisée de hauteur $h_t = 31.11\text{m}$ et des longueurs $L_x = 17.8\text{m}$, $L_y = 27\text{m}$. La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre réglementaire, en introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas S3 : site meuble, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02, les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

La structure modélisée se constitue de 10 niveaux

La fait que la structure est d'une hauteur de 31.11m est supérieur à 14m donc l'utilisation des voiles de contreventement est obligatoire pour éviter les effets de torsion selon les règlements en vigueur, et ainsi que la hauteur du bâtiment est inférieure à 33 m donc on a le choix de contreventer par des voiles en béton armé ou un système mixte avec interaction. Dans notre cas on a opté pour un contreventement mixte voile-portique avec interaction. La modélisation est faite en respectant les exigences du comportement de la structure en appliquant articles du règlement RPA, ces exigences sont :

- Avoir une distribution symétrique des masses et des rigidités.
- Vérification des interactions horizontale et verticale.
- Avoir des modes de vibration adéquate, cela veut dire avoir une période acceptable.

Pour cela parmi plusieurs dispositions, on a opté pour la disposition suivante qui est la plus adéquate pour notre cas :

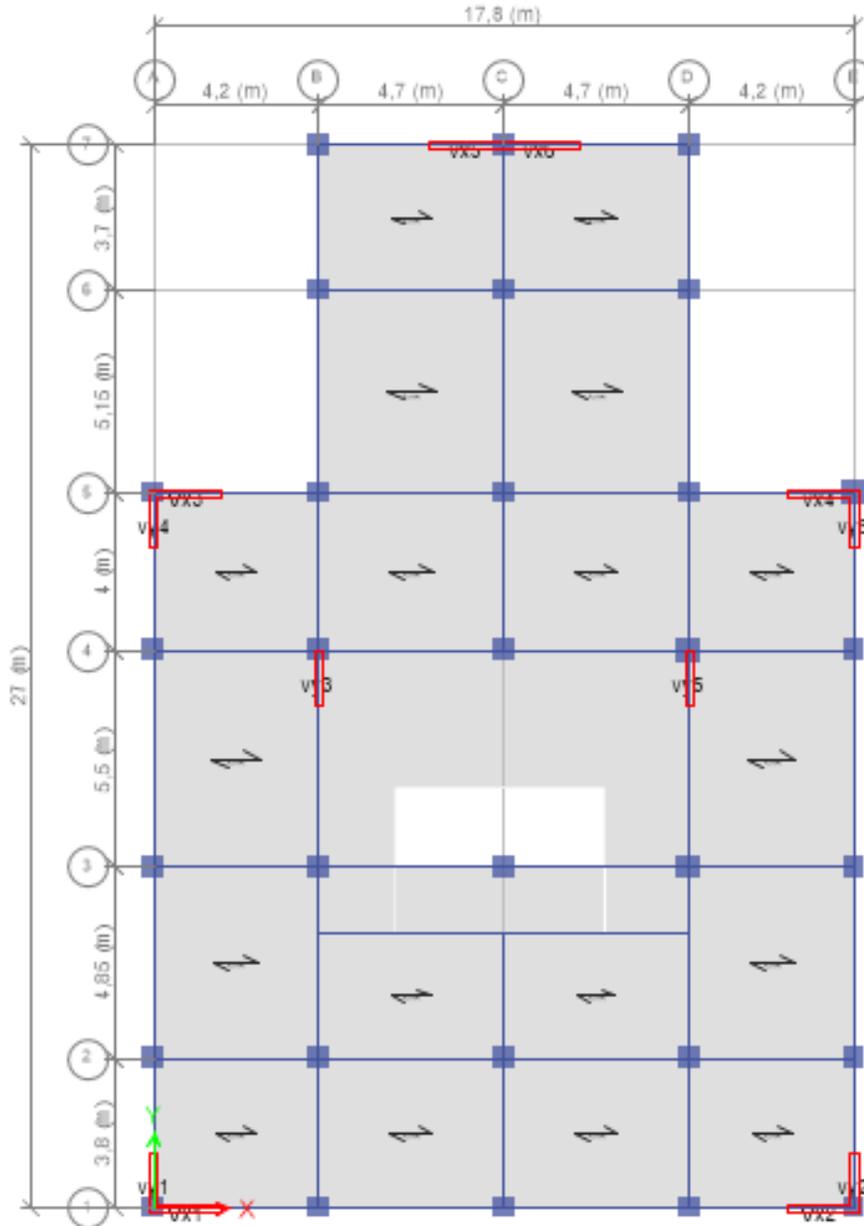


Figure IV. 2 : Vue en plan de la disposition des voiles de contreventement

Nous présenterons dans la figure suivante la modélisation de la structure :

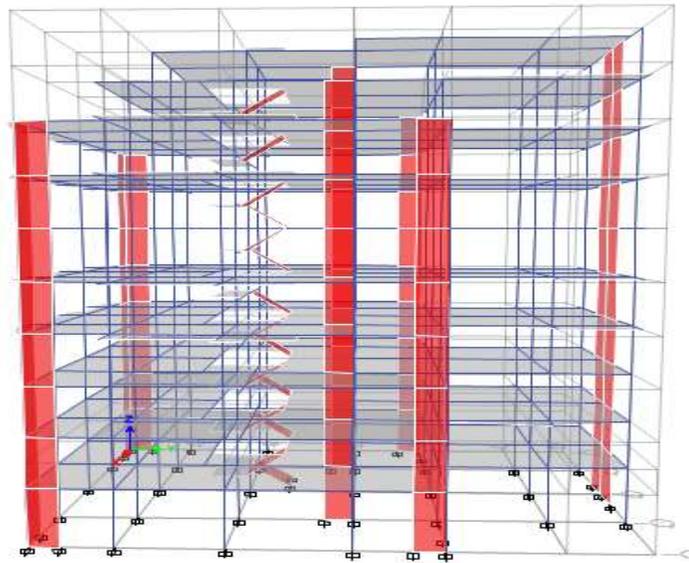


Figure IV. 3 : Vue en 3D

IV.2.4 Analyse du comportement de la structure

➤ Mode 1 :

Plan View - 08 - Z = 24,99 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,556

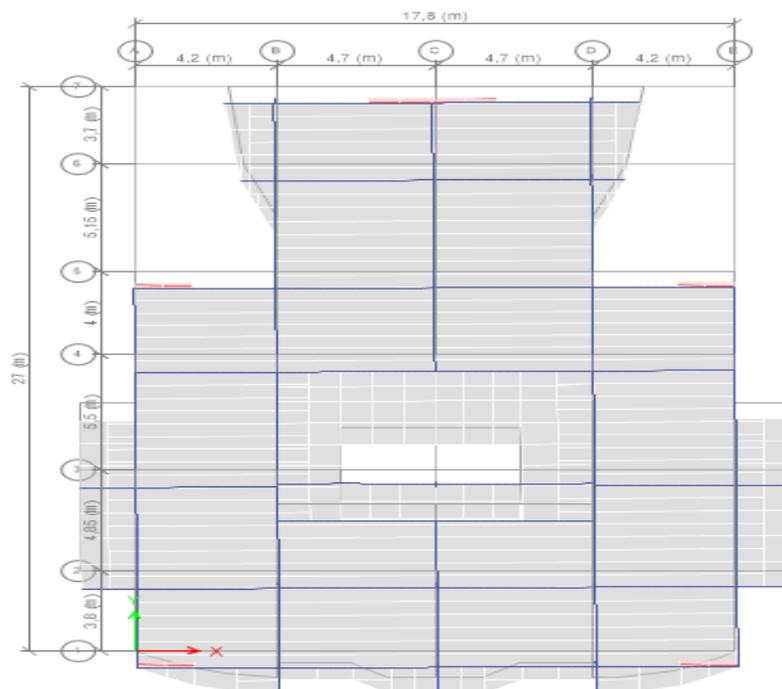


Figure IV. 4 : Translation selon l'axe Y-Y (mode de vibration 1)

➤ Mode 2 :

Plan View - 08 - Z = 24,99 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,519



Figure IV. 5 : Translation selon l'axe X-X (mode de vibration 2).

➤ Mode 3 :

Plan View - 08 - Z = 24,99 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,446



Figure IV. 6 : Rotation selon l'axe Z-Z (mode de vibration 3)

IV.2.5 périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Tableau IV.2 : modes de vibration, période et taux de participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,556	7.63.10 ⁻⁶	7,25E-01	0	7,63E-06	7,25E-01
2	0,519	0.715	4,12E-05	0	0,7151	0,725
3	0,446	0.0005	9,00E-03	0	0,7156	0,734
4	0,183	0,0003	0,1162	0	0,716	0,8502
5	0,167	0,1026	0,0004	0	0,8186	0,8506
6	0,13	0,0215	0,0004	0	0,8401	0,851
7	0,112	0.00440	0,006	0	0,8702	0,857
8	0,102	0.0234	0,0449	0	0,8746	0,902
9	0,07	0,0165	0,0135	0	0,898	0,9155
10	0,066	0,0012	2,18E-02	0	0,9145	0,9372
11	0,061	0.0116	0.0004	0	0,9261	0,9377
12	0,052	0.0101	1,60E-03	0	0,9362	0,9393

Remarque : concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du **10^{ème}** mode (sens x-x) et à partir du **8^{ème}** mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

IV.3 Justification de l'interaction voiles portiques

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des}$$

Charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages reprises (%)		Observation
	portiques	voiles	portiques%	voiles %	
10	1621.0394	403.7612	80.05	19.90	Vérifiée
9	4159.7172	932.1383	81.69	18.30	Vérifiée
8	8780.8386	1712.33	83.68	16.31	Vérifiée

7	13165.1081	2600.73	83.50	16.50	Vérifiée
6	18091.37	3215.10	84.91	15.08	Vérifiée
5	22755.08	4090.4056	84.76	15.23	Vérifiée
4	27460.43	4925.7513	84.79	15.20	Vérifiée
3	32457.35	5653.4694	85.16	14.83	Vérifiée
2	37773.14	6231.2684	85.83	14.16	Vérifiée
1	42475.59	7058.6955	85.74	14.25	Vérifiée

▪ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x.

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages reprises (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
10	191,9879	35,1373	0,845295458	0,154704542	Vérifiée
9	236,5771	126,1647	0,652191449	0,347808551	Vérifiée
8	598,4098	142,4098	0,807767235	0,192232765	Vérifiée
7	533,2396	481,8649	0,525305129	0,474694871	Vérifiée
6	816,8279	505,1225	0,617896027	0,382103973	Vérifiée
5	861,6774	738,3565	0,538536965	0,461463035	Vérifiée
4	915,2568	907,5447	0,502115453	0,497884547	Vérifiée
3	906,4683	1087,8424	0,454527121	0,545472879	Vérifiée
2	897,4941	1240,2148	0,419839249	0,580160751	Vérifiée
1	784,9104	1444,251	0,35211017	0,64788983	Vérifiée

Tableau IV.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages reprises (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
10	203,0064	58,5631	0,776108835	0,223891165	Vérifiée
9	273,3884	187,1601	0,593614788	0,406385212	Vérifiée
8	691,9638	142,9265	0,828808048	0,171191952	Vérifiée
7	649,7134	504,0072	0,563146224	0,436853776	Vérifiée
6	1041,5054	433,5395	0,706083862	0,293916138	Vérifiée
5	1119,1727	646,245	0,633942154	0,366057846	Vérifiée
4	1215,3562	783,0734	0,608155624	0,391844376	Vérifiée
3	1221,7813	949,2595	0,562762938	0,437237062	Vérifiée
2	1288,0268	1011,8749	0,560035588	0,439964412	Vérifiée
1	1159,277	1233,4621	0,484497871	0,515502129	Vérifiée

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.4 Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99/2003 (Article 7.1.3.3)}$

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par l'ETABS.

B_c : L'aire brute du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm ²)		V	Observation
10	-239,0432	35	35	0.1225	Vérifiée
9	-375,3342	35	35	0.1225	Vérifiée
8	-598,4349	45	45	0.2025	Vérifiée
7	-874,2323	45	45	0.2025	Vérifiée
6	-1173,074	50	50	0.25	Vérifiée
5	-1486,4783	50	50	0.25	Vérifiée
4	-1813,4459	55	55	0.3025	Vérifiée
3	-2150,8879	55	55	0.3025	Vérifiée

2	-2486,2275	60	60	0.36	Vérifiée
1	-2689,1532	60	60	0.36	Vérifiée

IV.5 Vérification vis-à-vis de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau ($K-1$) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Formule 4 - 19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Art. 5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon x.

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / hk (%)	Observation
10	0.024109	0.120545	0.111005	0.00954	3.06	0,003117647	Vérifier
9	0.022201	0.111005	0.101725	0.00928	3.06	0,00303268	Vérifier
8	0.020345	0.101725	0.090725	0.011	3.06	0,003594771	Vérifier
7	0.018145	0.090725	0.077725	0.013	3.06	0,004248366	Vérifier
6	0.015545	0.077725	0.06353	0.014195	3.06	0,004638889	Vérifier
5	0.012706	0.06353	0.048325	0.015205	3.06	0,004968954	Vérifier
4	0.009665	0.048325	0.03283	0.015495	3.06	0,005063725	Vérifier
3	0.006566	0.03283	0.0183	0.01453	3.06	0,004748366	Vérifier
2	0.00366	0.0183	0.006625	0.011675	3.06	0,003815359	Vérifier
1	0.001325	0.006625	0	0.006625	3.57	0,001855742	Vérifier

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements selon y.

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / hk (%)	Observation
10	0.02833	0.14165	0.13163	0.01002	3.06	0,00327451	Vérifier
9	0.026326	0.13163	0.117525	0.014105	3.06	0,004609477	Vérifier
8	0.023505	0.117525	0.105385	0.01214	3.06	0,00396732	Vérifier
7	0.021077	0.105385	0.091375	0.01401	3.06	0,004578431	Vérifier
6	0.018275	0.091375	0.075745	0.01563	3.06	0,005107843	Vérifier
5	0.015149	0.075745	0.05849	0.017255	3.06	0,005638889	Vérifier
4	0.011698	0.05849	0.04039	0.0181	3.06	0,005915033	Vérifier
3	0.008078	0.04039	0.022905	0.017485	3.06	0,005714052	Vérifier

2	0.004581	0.022905	0.00842	0.014485	3.06	0,00473366	Vérifier
1	0.001684	0.00842	0	0.00842	3.57	0,002358543	Vérifier

▪ Analyse des résultats

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.9 : Vérification a L'effet P-Δ selon x.

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	Θ	Observation
10	0.00954	1847,0806	204,2332	3.06	0,028195932	Vérifier
9	0.00928	4643,1169	459,2217	3.06	0,030662938	Vérifier
8	0.011	9271,7929	814,9719	3.06	0,040897084	Vérifier
7	0.013	13779,4483	1169,048	3.06	0,050075052	Vérifier
6	0.014195	18531,61	1493,3253	3.06	0,057566881	Vérifier
5	0.015205	23283,7717	1783,5908	3.06	0,064866895	Vérifier
4	0.015495	28036,5308	2008,3688	3.06	0,070688857	Vérifier
3	0.01453	33599,5673	2163,293	3.06	0,073750085	Vérifier
2	0.011675	39313,0673	2260,2982	3.06	0,066360042	Vérifier
1	0.006625	44590,6072	2301,4042	3.57	0,035955733	Vérifier

Tableau IV.10 : Vérification a L'effet P- Δ selon y

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	Θ	Observation
10	0.01002	1847,0806	230,1501	3.06	0,026279735	Vérifier
9	0.014105	4643,1169	495,8456	3.06	0,043163318	Vérifier
8	0.01214	9271,7929	855,9264	3.06	0,042975858	Vérifier
7	0.01401	13779,4483	1215,624	3.06	0,051897839	Vérifier
6	0.01563	18531,61	1546,398	3.06	0,061210993	Vérifier
5	0.017255	23283,7717	1847,2575	3.06	0,071075419	Vérifier
4	0.0181	28036,5308	2085,4345	3.06	0,079521556	Vérifier
3	0.017485	33599,5673	2255,2912	3.06	0,085128557	Vérifier
2	0.014485	39313,0673	2367,0763	3.06	0,078617956	Vérifier
1	0.00842	44590,6072	2416,4227	3.57	0,043522552	Vérifier

■ Analyse des résultats

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.7 Vérification de la résultante des forces sismiques et la période dynamique

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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} .

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0,8 \times V_{st}$	Remarque	Observation
X-X	2301.4042	2561.67	2049.34336	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	Vérifiée
Y-Y	2416.4227	2935.54	2348.43672	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	Vérifiée

IV.8 Conclusion

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a opté pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et verticale), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = (15,20 \text{ cm})$. Le nombre total des voiles prévus est de 12, 6 voiles disposés selon x et 6 voiles selon y. Les poteaux de dimension $(60*60) \text{ cm}^2$ aux niveaux du sous-sol et du RDC, $(55*55) \text{ cm}^2$ aux niveaux de la soupenne et du 1^{er} étages, $(50*50) \text{ cm}^2$ au niveaux du 2^{ème} et 3^{ème} étages, $(45*45) \text{ cm}^2$ aux niveaux du 4^{ème} et 5^{ème} étages, $(45*45) \text{ cm}^2$ aux niveaux du 4^{ème} et 5^{ème} étages et $(35*35) \text{ cm}^2$ aux niveaux des derniers niveaux.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon x et le 2^{ème} selon y, et le 3^{ème} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 10 selon x et dans le mode 8 selon y.

Chapitre V

V.1.Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

V.2.1 Recommandations

➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement à partir de notre modèle étudié par le logiciel ETABS2016 16

Tableau V- 1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
Sous-sol RDC	P.S	30x35	Appui	-134.15	130.47	1.19	11.64	3HA16+3HA16=12.03
			Travée	61.62		5.78	3HA16=6.03	
	P.P	30x40	Appui	-171.61	163.70	1.37	12.85	3HA20+3HA14=14.04
			Travée	81.89		6.67	3HA12+3HA12=6.79	
Soupenite 1^{er} Étage	P.S	30x35	Appui	-138.89	132.26	1.19	12.12	3HA20+3HA12=12.81
			Travée	62.02		5.82	3HA12+3HA12=6.79	
	P.P	30x40	Appui	-188.68	177.08	1.37	14.37	3HA20+3HA16=15.45
			Travée	82.41		6.72	3HA12+3HA12=6.79	

2 et 3^{ème} Étage	P.S	30x35	Appui	-113.74	95.05	1.19	9.63	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	51.34			4.75	3HA16=6.03
	P.P	30x40	Appui	-- 173.95	158.63	1.37	13.06	3HA20+3HA14=14.04
			Travée	67.321			5.40	3HA16=6.03
4 et 5^{ème} Étage	P.S	30x35	Appui	-103.29	93.96	1.19	8.64	3HA12+3HA12=6.79
			Travée	52.09			4.82	3HA16=6.03
	P.P	30x40	Appui	-136.86	122.48	1.37	9.94	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	70.28			5.66	3HA16=6.03
6^{ème} et terrasse	P.S	30x35	Appui	-101.94	86.82	1.19	8.51	3HA14+3HA14=9.24
			Travée	57.25			3.38	3HA12=3.39
	P.P	30x40	Appui	-88.38	81.21	1.37	6.17	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	67.16			5.39	3HA12+3HA12=6.79

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Calcul des longueurs de recouvrement

$$lr \geq 40\emptyset$$

Pour $\emptyset = 20$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 2 = 82$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 85$ cm.

Pour $\emptyset = 16$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 65$ cm.

Pour $\emptyset = 14$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 60$ cm.

Pour $\emptyset = 12$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 50$ cm.

➤ Vérifications nécessaires

❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48$ cm²

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 42$ cm²

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48$ cm²

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 42$ cm²

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)_u$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	177.08	1.55	3,33	Vérifiée
Secondaires	132.26	1.33	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	177.08	188.68	7.63	5.09	-10.77	Vérifiée
Secondaires	132.26	138.89	7.92	3.80	-9.64	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	58.09	6.79	13.02	85625.99	8.83	15	Vérifiée
	Appui	79.33	15.45	17.70	150954.18	9.30	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	43.87	6.79	11.95	62194.88	8.42	15	Vérifiée
	Appui	94.71	12.81	15.12	95995.77	14.91	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = \text{cm} \\ A = 4,21 \\ 11,28\text{cm}^2 < A_f = 11,97 \text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

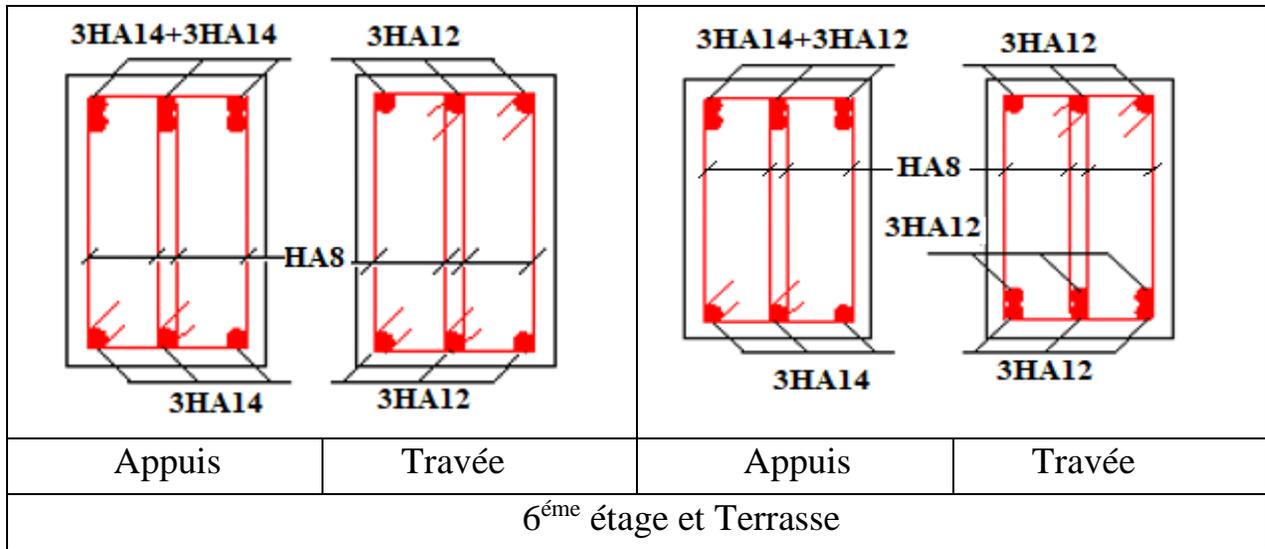
Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 26,63 \text{ cm} \\ A = 7,8\text{cm}^2 < A_f = 10,39 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

➤ **Schémas de ferrailage**

Tableau V.5. Schéma de ferrailage des poutres dans chaque niveau :

Poutre secondaire		Poutre principale	
Appuis	Travée	Appuis	Travée
Sous-sol et rdc			

Appuis	Travée	Appuis	Travée
Soutente et 1 ^{er} étage			
Appuis	Travée	Appuis	Travée
2 et 3 ^{ème} étage			
Appuis	Travée	Appuis	Travée
4 et 5 ^{ème} étage			



V.3. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M) résultants des combinaisons d'actions données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.3.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ 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 .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

H_e : Hauteur d'étage

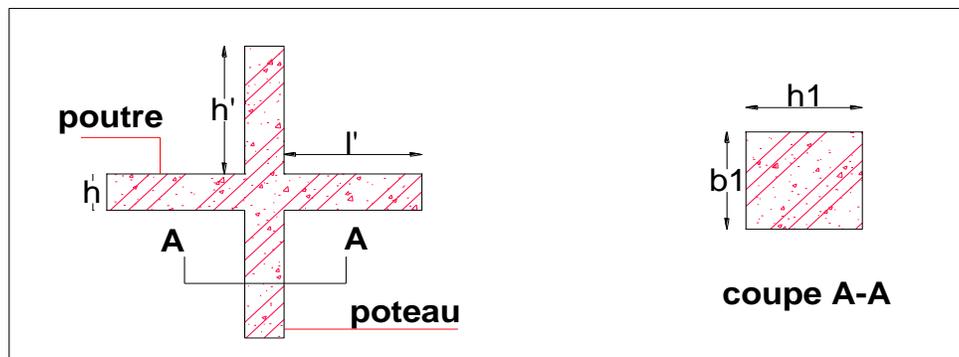


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de Recouvrement
Sous-sol ,RDC	60*60	28.8	144	216
Soupende et 1 ^{er} étage	55*55	24.2	121	181.5
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5
6 ^{ème} et terrasse	35*35	9.8	49	73.5

Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{\max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_t^{\min}$ zone IIa

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel **ETABS2016 16.2.0**, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Sollicitations dans les différents poteaux.

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	KN (KN)	M (KN.m)	KN (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Sous-sol, RDC	-3715.46	-201.92	-170	54.42	-2689.15	-239.50	-151.47
Soupeinte et 1 ^{er} étage	-2983.57	-10.87	-147.23	42.55	148.37	-276.15	-106.43
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	-2122.91	0.0209	-105.89	31.24	147.74	-782.22	102.81
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	-1300.38	1.59	-55.28	24.41	-110.65	-274.13	77.88
6 ^{ème} et terrasse	-536.106	-15.97	3.33	28.85	-42.25	-239.04	-52.22

V.3.3. Calcul du ferrailage des poteaux

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration préjudiciable ($e = 2\text{cm}$).
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

➤ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit le couple de calcul: $N_{\max} = -276.15 \text{ kN}$; $M_{\text{corres}} = 148.37 \text{ kN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 53 \text{ cm}$;

Situation courante: $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.53 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = 0.21870 \text{ MN.m}$$

Donc :

$-0.077 < 0.94 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.076$$

$$\mu_{bu} = 0.076 < \mu_l = 0.38 \text{ donc } A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.099 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 10.74 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.83 \text{ cm}^2$$

$A_{\min}^{\text{rpa}} = 20 \text{ cm}^2$ sera mise dans toute la section

Choix de ferrailage

A (choisi) = 12HA14 + 4HA12 = 20.61 cm².....dans toute la section

Tableau V.7. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	com b	Typ e de secti on	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres			
Sous-sol et RDC	60×60	N _{max} → M _{cor}	-3715.46	201.92	-		ELU	SEC	0	28.8	12HA16 +4HA14 =30.29 cm ²		
		N _{min} →M _{cor}	-170	54.42			151.4	7	ELA	SPC		0	28.8
		M _{max} → N _{cor}	-2689.15	239.50					ELA	SPC		0	28.8
Soupente Et 1 ^{er} étage	55×55	N _{max} → M _{cor}	-2983.57	10.87	-		ELU	SPC	0	24.2	16HA14 =24.63c m ²		
		N _{min} →M _{cor}	-147.23	42.55			106.4	3	ELA	SPC		0	24.2
		M _{max} → N _{cor}	148.37	276.15					ELA	SPC		3.83	24.2
2 et 3 ^{ème} étage	50×50	N _{max} → M _{cor}	-2122.91	0.0209			ELU	SEC	0	20	12HA14 + HA12= 22 Cm2		
		N _{min} →M _{cor}	-105.89	31.24			102.8	1	ELA	SPC		0	20
		M _{max} → N _{cor}	147.74	782.22					ELA	SPC		0	20
4 et 5 ^{ème} étage	45×45	N _{max} → M _{cor}	-1300.38	1.59			ELU	SEC	0	16.2	16HA12 = 18.10 Cm2		
		N _{min} →M _{cor}	-55.28	24.41			77.88		ELA	SET		0	16.2
		M _{max} → N _{cor}	-110.65	274.13					ELA	SPC		0	16.2
3 ^{ème} Étage Et terrasse	35×35	N _{max} → M _{cor}	-536.106	15.97	-		ELU	SPC	0	12.8	12HA12 = 13.57 Cm2		
		N _{min} →M _{cor}	3.33	28.85			52.22		ELA	SPC		2.17	12.8
		M _{max} → N _{cor}	-42.25	239.04					ELA	SPC		0	12.8

V.3.4. Vérification du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

$$\checkmark \quad \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\checkmark \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

t : l'espacement des armature transversales tel que:

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa.
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$ en zone IIa.

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En pourcentage (%) est donnée comme suit :

$$- A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpolations entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g : \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_1$ minimum

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux

Tableau V. 8. Vérification du ferrailage transversal

Niveau	S.sols et RDC	soupenne et etage 1er	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etage 6 et terrasse
Section(cm ²)	60×60	55*55	50*50	45*45	35*35
ϕ_l^{min} (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	249.9	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.165	3.89	4.28	4.76	6.12
V (KN)	151.47	106.43	102.81	77.88	59.22
$t_{z,nodale}$ (cm)	15	15	15	10	10

$t_{z,recouv}$ (cm)	15	15	15	15	15
P	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
A_t (cm ²)	3.55	.2.72	2.89	2.43	1.58
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10=4.71cm ²	6HA8=3.02	6HA8=3.02cm ²	6HA8=3.02cm ²	6HA8=3.02cm ²

V.3.5. 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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- 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 qui prend les valeurs :

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

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

L'élançement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra :

$N_d = 2640.74 \text{KN}$

$l_f = 249.9 \text{cm} \rightarrow \lambda = 12.35 < 50 \rightarrow \alpha = 0.829$

$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{m}^2$.

$$N_u = 0.822 \times \left[\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{30.29 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5.98 \text{MN}.$$

$2.64 \text{MN} < 5.98 \text{MN}$

$N_d \leq N_u \rightarrow$ pas de risque de flambement.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Obs.
Sous-sol ,	60×60	3.57	249.9	14.41	0.822	30.29	0.3364	5.98	2.640	Vérifiée
RDC	60×60	3.06	214.2	12.35	0.829	30.29	0.3364	6.03	2.640	Vérifiée
Soupeute et 1 ^{er} étage	55×55	3.06	214.2	13.47	0.825	24.63	0.2809	4.99	2.121	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	3.06	214.2	14.82	0.820	21.37	0.2304	4.086	1.51	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	3.06	214.2	16.46	0.813	18.10	0.1849	3.295	0.925	Vérifiée
6 ^{ème} et terrasse	35×35	3.06	214.2	18.52	0.80	13.57	0.1444	2.53	0.391	Vérifiée

b). Vérification des contraintes :

Puisque la fissuration est nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

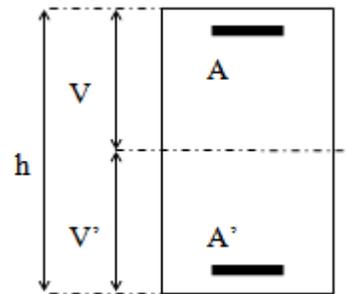


Figure V.2. Section d'un poteau

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Sous-sol, RDC	Soupenete et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et terrasse
Sections	60×60 SET	55×55 SPC	50×50 SPC	45×45 SPC	35×35 SPC
d (cm)	58	53	48	43	38
A (cm²)	30.29	24.63	21.37	18.1	13.57
V (cm)	33.13	30.27	27.61	24.92	19.70
V' (cm)	26.87	24.73	22.39	20.08	15.3
I_{yy} (m⁴)	0.0139	0.0097	0.0067	0.00443	0.0018
N_{ser} (MN)	2.64	2.121	1.51	0.925	0.391
M_{ser} (MN.m)	0.142	0.0076	0.0015	0.0011	0.01157
M_{serG} (MN.m)	0.224	0.066	0.036	0.023	0.020
σ_{bc1} (MPa)	10.71	9.07	6.10	4.62	4.45
σ_{bc2} (MPa)	4.58	6.81	5.98	3.52	1.92
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
σ_{bc 1,2} ≤ σ̄_{bc}	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c). Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
Sous-sol,	60×60	249.9	4.165	0.04	58	151.47	0.43	1,00	Vérifiée
RDC	60×60	214.2	3.57	0,04	58	151.47	0.43	1,00	Vérifiée
Soupenete et 1 ^{er} étage	55×55	214.2	3.89	0.04	53	106.43	0.36	1,00	Vérifiée

2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	214.2	4.28	0,04	48	102.81	0.42	1,00	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	214.2	4.76	0,04	43	77.88	0.40	1,00	Vérifiée
6 ^{ème} et terrasse	35×35	214.2	6.12	0,075	33	59.22	0.51	1.875	Vérifiée

D). Verification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotule plastique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiment supérieure à R+2).

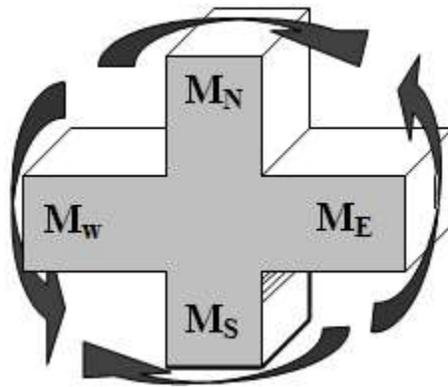


Figure V-3. Répartition des moments dans la zone nodale

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

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.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

➤ Les poutres :

Le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poutres.

Tableau V 1. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Sous-sol,	P.P	0,4	0.36	8.01	348	100.34
	P.S	0,35	0.315	9.24	348	101.28
RDC et souponte	P.P	0,4	0.36	8.01	348	100.34
	P.S	0,35	0.315	10.65	348	116.74
1 ^{er} , 2, 3 et 4 ^{ème} étage	PP	0,4	0.36	8.01	348	100.34
	PS	0,35	0.315	10.65	348	116.74
5 ^{ème} étage	P.P	0,4	0.36	9.24	348	115.75
	P.S	0,35	0.315	9.24	348	101.28
6 ^{ème} étage	P.P	0,4	0.36	8.01	348	100.34
	P.S	0,35	0.315	8.01	348	87.80
Terrasse	P.P	0,4	0.36	6.79	348	85.06
	P.S	0,35	0.315	8.01	348	87.80

➤ **Les poteaux**

le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poteaux .

Tableau V.13. Moment résistant des poteaux

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Sous-sol, RDC	0,6	0,54	30.29	400	654.26
Souponte et 1 ^{er}	0.55	0.495	25.13	400	497.57
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	0,5	0,45	20.61	400	370.98
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0,45	0,405	18..1	400	293.22
6 ^{ème} et terrasse	0,40	0,36	14.2	400	204.48

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Remarque : la section d'armatures prise en compte dans la vérification de la zone nodale pour les poteaux, comprend les aciers de la face tendue du poteau ainsi que celle du recouvrement.

Tableau V.14. Vérification des zones nodales dans le sens principal.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
Sous-sol, RDC	654.26	654.26	1308.52	100.34	100.34	250.85	Vérifiée
Souponte et 1 ^{er}	497.57	497.57	995.14	100.34	100.34	250.85	Vérifiée

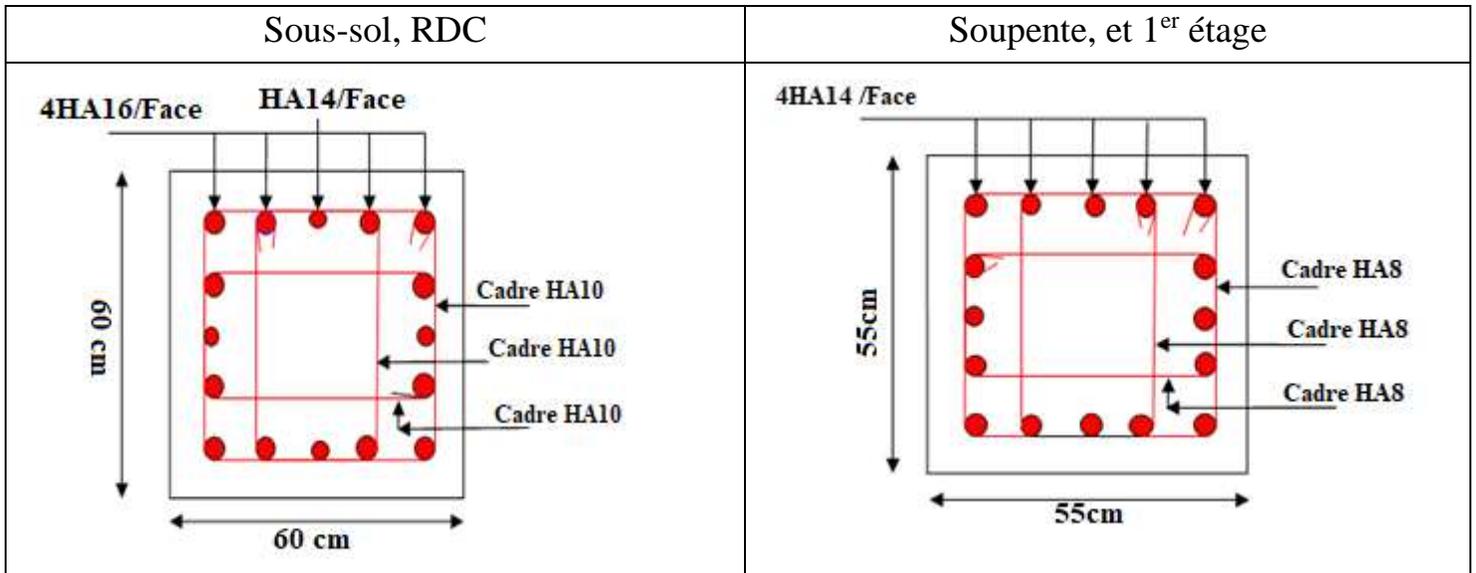
,2 ,3 et étage	370.98	370.98	741.96	100.34	100.34	250.85	Vérifiée
4 ^{ème} étage	276.85	276.85	553.7	100.34	100.34	250.85	Vérifiée
5 ^{ème} étage	276.85	276.85	553.7	115.75	115.75	289.37	
6 ^{ème} étage	204.48	204.48	408.96	100.34	100.34	250.85	Vérifiée
Terrasse	204.48	204.48	408.96	85.06	85.06	212.65	Vérifiée

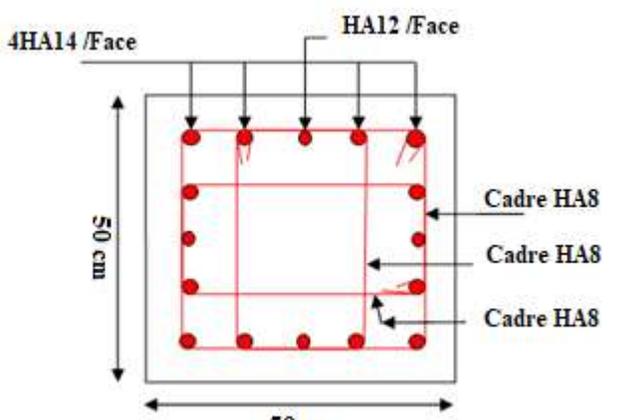
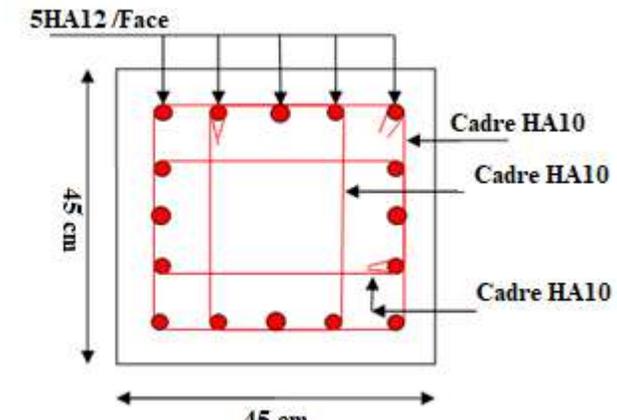
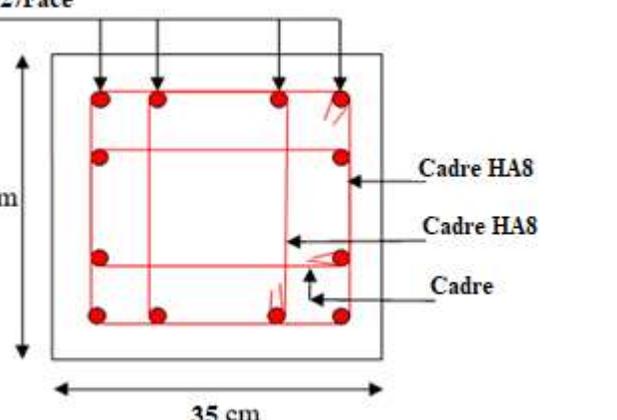
Tableau V.15. Vérification des zones nodales dans le sens secondaire.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
Sous-sol, RDC	654.26	654.26	1308.52	101.28	101.28	253.2	Vérifiée
Soupente et 1 ^{er} étage	497.57	497.57	995.14	116.74	116.74	291.85	Vérifiée
,2 ,3 et étage	370.98	370.98	741.96	116.74	116.74	291.85	Vérifiée
4 ^{ème} étage	276.85	276.85	553.7	116.74	116.74	291.85	Vérifiée
5 ^{ème} étage	276.85	276.85	553.7	101.28	101.28	253.2	
6 ^{ème} étage	204.48	204.48	408.96	87.8	87.8	219.5	Vérifiée
Terrasse	204.48	204.48	408.96	87.8	87.8	219.5	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

Tableau V.16. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau



<p>Poteaux (60*60)</p>	<p>Poteaux (55*55)</p>
<p>2^{ème} et 3^{ème} étages</p>	<p>4^{ème} et 5^{ème} étages</p>
 <p>4HA14 /Face</p> <p>HA12 /Face</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>5HA12 /Face</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Cadre HA10</p>
<p>Poteaux (50*50)</p>	<p>Poteaux (45*45)</p>
<p>6^{ème} et 7^{ème} étages</p>	
 <p>4HA12 /Face</p> <p>35 cm</p> <p>35 cm</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Cadre</p>	
<p>Poteaux (35*35)</p>	

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 encastrées 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). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [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 il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u$$

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 ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$. (Figure IV.2 page85)

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol	$V_{x1,2,3,4}$	-1842.98	-830.08	866.48	930.24	978.19	859.40	306.97
	$V_{x5.6}$	-2490.68	752.71	814.70	1219.26	1244.65	767.41	309.72
	$V_{y1,2,3,4,5,6}$	-1969.24	542.79	583.45	804.44	804.44	583.45	231.29
RDC, soupen- 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$V_{x1,2,3,4}$	-1055.53	138.01	499.94	1041.32	987.79	127.60	246.41
	$V_{x5.6}$	-1742.75	512.80	555.67	611.78	616.20	514.49	278.72
	$V_{y1,2,3,4,5,6}$	-1458.43	58.87	361.61	154.96	253.46	68.58	217.05
3,4,5, 6 ^{ème} étage Et terrasse	$V_{x1,2,3,4}$	-465.21	52.06	129.08	-175.04	138.84	102.41	92.44
	$V_{x5.6}$	507.6	57.07	105.23	-170.89	113.99	55.35	126.25
	$V_{y1,2,3,4,5,6}$	-853.52	62.89	144.49	326.40	147.13	13.8	133.99

V.3.4. Ferrailage :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée 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.

➤ Exemple de calcul (pour le sous-sol)

Données:

$$N_{\min} = 978.19 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 859.4 \text{ KN.m.}$$

$$l = 1.7 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 1.65 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{859.4}{978.19} = 0.87 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ m} \Rightarrow N \text{ Effort de compression et } c \text{ le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 859.4 + 978.19 \times \left(1.65 - \frac{1.7}{2} \right) = 1641.2 \text{ KN.m}$$

$$= 1.6412 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.6412}{0.2 \times (1.65)^2 \times 18.48} = 0.163$$

$$\mu_{bu} = 0.04 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0223$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.45(1 - 0.4 \times 0.0223) = 1.5 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.6412}{1.5 \times 400} = 27.32 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 27.32 \times 10^{-4} - \frac{978.19 \times 10^{-3}}{400} = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 2.86 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

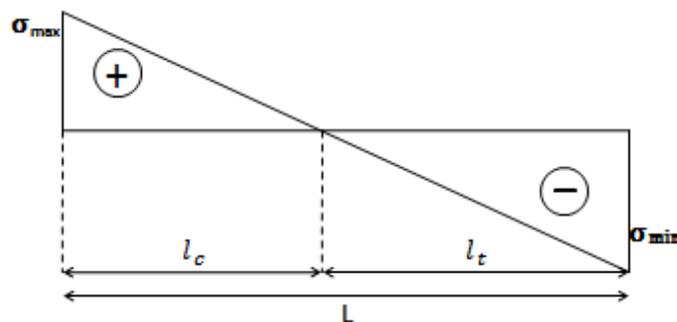


Figure V.4. Schéma des contraintes

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{978.19 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,7} + \frac{858.4 \times 10^{-3}}{0.081} 0.85 = 11.80 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{978.19 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,7} - \frac{858.4 \times 10^{-3}}{0.081} 0.85 = -6.04 MPa$$

$$l_t = \frac{6.04 \times 1.7}{11.80 + 6.04} = 0.57 m$$

$$l_c = L - 2l_t = 0.56 m$$

V.3.4.1. Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 57) = 2.28 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 56) = 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

V.3.4.2. Armatures minimales dans le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 170) = 5.1 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 306.97 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.65} = 1.3 MPa$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.18. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1,2,3,4}$ dans tous les niveaux

niveau	Sous-sol	RDC, soupen- 1 ^{er} et 2 ^{étage}	3,4,5, 6 ^{ème} étage Et terrasse
l(m)	1.7	1.7	1.7
e(m)	0.2	0.15	0.15
N(KN)	978.19	287.79	138.84
M(KN.m)	859.4	127.60	102.41
d (m)	1.65	1.65	1.65
V(KN)	306.97	246.41	92.44
τ (MPa)	1.3	1.39	0.52
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A^{cal}(cm²)	2.86	0	0
A^{min}(cm²)	5.1	3.825	3.825
I(m⁴)	0.0818	0.0614	0.0614
V(m)	0.85	0.85	0.85
σ_1 (MPa)	11.8	2.89	1.96
σ_2(MPa)	-6.04	-0.63	-0.87
l_t (m)	0.57	0.3	0.5
l_c(m)	0.56	1.1	0.7
A_{tendu}^{min} (cm²)	2.28	0.9	1.5
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	1.12	1.65	1.05
S_t(m)	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA10	8HA8	8HA8
S_t(m)	0.2	0.2	0.2
A_{hh}^{cal}(cm²)	1.63	1.31	0.49
A_{hh}^{min}(cm²)	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x5} et 6 dans tous les niveaux

niveau	Sous-sol	RDC, soupen- 1 ^{er} et 2 ^{étage}	3,4,5, 6 ^{ème} étage Et terrasse
l(m)	1.9	1.9	1.9
e(m)	0.2	0.15	0.15
N(KN)	1244.65	616.20	113.99
M(KN.m)	767.41	514.49	55.35
d (m)	1.85	1.85	1.85
V(KN)	309.72	278.72	126.25
τ (MPa)	1.15	1.49	0.63
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	0	0
A^{min}(cm²)	5.7	4.275	4.275
I(m⁴)	0.114	0.085	0.085
V(m)	0.95	0.95	0.95
σ_1 (MPa)	9.65	7.86	1.01
σ_2(MPa)	-3.1	-3.54	-0.21
l_t (m)	0.46	0.59	0.33
l_c(m)	0.97	0.72	1.24
A_{tendu}^{min} (cm²)	1.84	1.77	1.88
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	1.94	1.08	1.86
S_t(m)	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA10	8HA10	8HA10
S_t(m)	0.2	0.2	0.2
A_{hh}^{cal}(cm²)	1.46	1.32	0.59
A_{hh}^{min}(cm²)	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA8

Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_Y dans tous les niveaux

niveau	Sous-sol	RDC, soutente 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4,5, 6 ^{ème} étage Et terrasse
l(m)	1.4	1.4	1.4
e(m)	0.2	0.15	0.15
N(KN)	804.44	154.96	147.13
M(KN.m)	583.45	361.61	13.18
d (m)	1.35	1.35	1.35
V(KN)	231.29	217.05	133.99
τ (MPa)	1.1	1.5	0.93
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A^{cal}(cm²)	2.39	5.11	0
A^{min}(cm²)	4.2	3.15	3.15
I(m⁴)	0.045	0.0343	0.0343
V(m)	0.7	0.7	0.7
σ_1 (MPa)	11.8	4.88	0.96
σ_2 (MPa)	-6.05	-1.43	0.87
l_t (m)	0.47	0.32	0.43
l_c (m)	0.46	0.76	0.54
A_{tendu}^{min} (cm²)	1.88	0.96	1.29
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	0.9	1.14	0.81
S_t (m)	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA10	8HA8	8HA8
S_t (m)	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm²)	1.37	1.41	0.87
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	4HA8	4HA8	2HA8

➤ Schémas de ferrailage

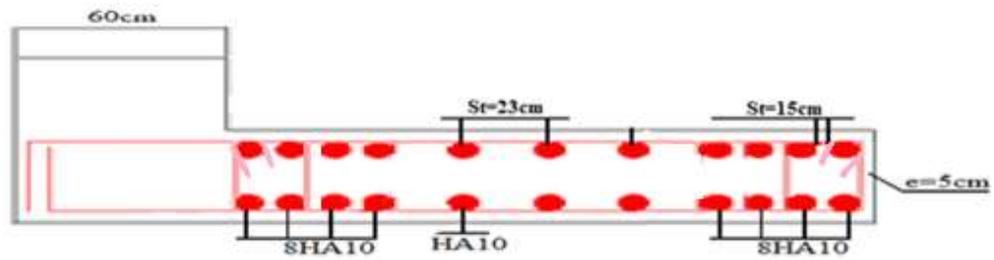


Figure V.5. Schéma de ferrailage du Voile V_{x5,6} (sous-sol)

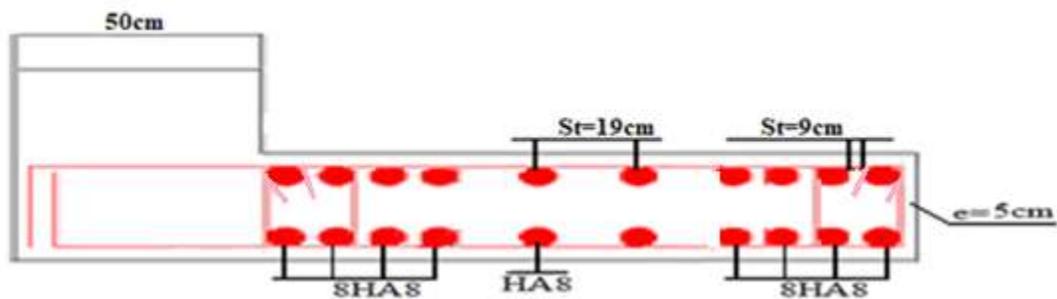


Figure V.6. Schéma de ferrailage du Voile V_{y3} (niveau étage courant)

Chapitre VI

VI.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

ELU (0.8G+E)

ELS (G+Q+E)

VI.3. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,5 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m selon le rapport de sol.

VI.4. Choix du type de fondation :

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS. $N = 2640.74\text{KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire,

Donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,6}{0,6} \times \frac{2640,74}{150}} \Rightarrow B \geq 4.19 \text{ m}$$

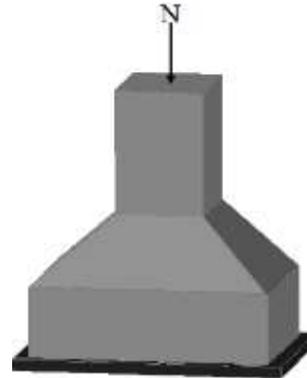


Figure VI.1. Semelle isolée

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.70 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2. Vérification de la semelle filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

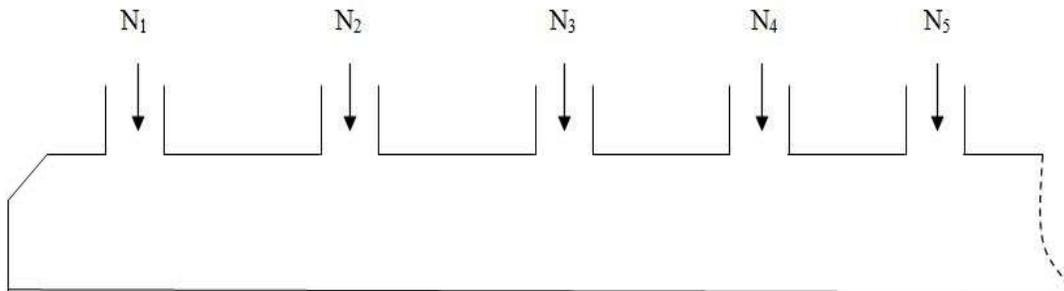


Figure VI.2. Semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante qui nous semble d'être la plus sollicitée, la surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1273.75\text{KN}$; $N_2 = 2094.02\text{KN}$; $N_3 = 2640.74\text{KN}$; $N_4 = 1989.84\text{KN}$

$N_5 = 2221.05\text{KN}$; $N_6 = 2024.43\text{KN}$; $N_7 = 615.02\text{KN}$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 12858.85\text{KN}$$

$$B \geq \frac{12858.85}{150 \times 27} = 3.17 \text{ m} \rightarrow B = 3.20 \text{ m}$$

On remarque qu'il y aura pas risque de chevauchement entre les semelle filante car : $L_{\min} = 3.7 \text{ m}$.

➤ **Calcul de la surface de la semelle filante :**

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{12858.85}{150} = 85.72 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de la hauteur total de la semelle :**

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par : $ht = d + d'$

$$d \geq \text{Max} \begin{cases} \frac{B - a}{4} = 0.65 \text{ m} \\ \frac{B - b}{4} = 0.65 \text{ m} \end{cases}$$

$$d = 0.65 \text{ m} \rightarrow ht = 0.65 + 0.05 = 0.70 \text{ m}$$

✓ **Vérification en tant compte du poids de la semelle :**

La semelle soumis a son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure

$$N_{\text{totale}} = N_{\text{superstructure}} + N_{\text{infrastructure}}$$

$$N_{\text{superstructure}} = \sum_{i=1}^6 N_i = 12858.85 \text{ KN}$$

$$N_{\text{infrastructure}} = N_{\text{avantpoteau}} + N_{\text{semelle}}$$

$$N_{\text{avantpoteau}} = \gamma_b \times B \times L \times h = 25 \times 0.6 \times 0.6 \times 7 = 63 \text{ m}$$

$$N_{\text{semelle}} = \gamma_b \times s \times ht = 25 \times 85.72 \times 0.7 = 1500 \text{ KN}$$

$$N_{\text{totale}} = 12858.85 + 1500 + 63 = 14421.95$$

➤ **Verification de la contrainte:**

$$\sigma = \frac{14421.95}{85.72} = 1.68 > \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure a la contrainte admissible du sol, ce qui revient a dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas

Pour cette raison le choix se fera pour un radier en dalle renversée appuyée sur les nervures

VI.4.3. Étude de radier :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VI.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

➤ **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 490m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{490}{20} = 24.5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen)

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.9^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0.70 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 70 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.9 \leq \frac{\pi}{2} 3.26 = 5,12 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.3.2. Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{49608.52}{150} \rightarrow S_{rad} = 330.72 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 406.26 \text{ m}^2$.

VI.4.3.3. Dimensions du radier :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 75\text{cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 406.26\text{ m}^2$

VI.4.3.4. Vérification nécessaire :**➤ Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,15\text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} \\ X_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 8.9\text{m}, \quad y_G = 12.15\text{m} \\ I_x = 146198\text{m}^4, \quad I_y = 52070\text{m}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = \frac{\sum N_{xi}}{\sum N_i} = \frac{396868.16}{49608.52} = 8\text{m} \\ Y_t = \frac{\sum N_{yi}}{\sum N_i} = \frac{556607.59}{49608.52} = 11.22\text{m} \end{array} \right.$$

2. Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de la gravité (C.D.G)

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = X_G - x_t = 8.9 - 8 = 0.90\text{m} \\ e_y = Y_G - Y_t = 12.15 - 11.22 = 0.93\text{ m} \end{array} \right.$$

3. Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \sum N_i \times e_y = 49608.52 \times 0.93 = 46543.67\text{KN.m} \\ M_y = \sum N_i \times e_x = 49608.52 \times 0.90 = 44868.880\text{KN.m} \end{array} \right.$$

4. les contraintes moyennes dans les deux sens :**❖ Sens X-X**

Données :

$$N = 49.608\text{MN} ; M_x = 46.543\text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 14698\text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{49.608}{406.26} + \frac{46.543}{14698} 12.15 = 0.160 MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{49.608}{406.26} - \frac{46.543}{14698} 12.15 = 0.083 MPa \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,160 + 0,083}{4} = 0,140 Pa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 MPa$

En remarquant que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

$$N = 49.608 MN ; M_Y = 44.868 MN.m ; I_{YG} = 52070$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{49.608}{406.26} + \frac{44.868}{52070} 8.9 = 0.129 MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{49.608}{406.26} - \frac{44.868}{52070} 8.9 = 0.114 MPa \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,129 + 0.114}{4} = 0,125 Pa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 MPa$

Dans ce sens aussi la contrainte est vérifiée.

VI.4.3.4. Vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5) :

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

➤ Sens X-X

$$e = \frac{46.54}{49.608} \leq \frac{18.4}{4} \Rightarrow e = 0.938m \leq 4.6m$$

➤ Sens Y-Y

$$e = \frac{44.86}{49.608} \leq \frac{27.6}{4} \Rightarrow e = 0.904m \leq 6.9m$$

Les deux conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas risque de renversement.

VI.4.3.5. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = \min(2.5 MPa; 4 MPa) = 2.5 MPa$$

On considère une bonde de 1m et de hauteur d

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{69123.94 \times 4.9}{2 \times 406.26} = 416.86 KN$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{416.86 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.166 m$$

On prend : $d = 20 cm$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 2.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas risque de la rupture par cisaillement

VI.4.3.6. Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal dans le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

❖ Sous le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.75 = 1.35 \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.75 = 1.35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3.715 \text{ MN} > 0.045 \times 5.4 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} = 3.03 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On remarque, qu'il y a risque de poinçonnement. Donc on doit augmenter la hauteur totale de la section

On prend $h_t = 0.90 \text{ m}$.

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.90 = 1.5 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.90 = 1.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 6 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow N_d = 3.715 \text{ MN} < 0.045 \times 6 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 4.05 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.4.3.7. Ferrailage du radier général :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple

Sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adaptera le même ferrailage pour tout le radier

➤ Calculs des sollicitations

Le panneau le plus sollicité est représenté ci-contre

$$\begin{cases} L_x = 4.7 - 0.6 = 4.1 \text{ m} \\ L_y = 5.5 - 0.6 = 4.9 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

➤ **Calcul du poids propre de radier :**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.3 \times 25 \times 406.26 \\ = 3046.95 \text{ KN}$$

Calcul du poids de la nervure

$$P_{ner} = b_{pot} \times \gamma_b \times h_t \times \sum L_{ner} = 0.6 \times 25 \times 0.90 \times \\ 235.1$$

$$P_{ner} = 3173.85 \text{ KN}$$

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 69123.94 \text{ KN} \\ N_{rad} = 3046.95 \text{ KN} \\ N_{ner} = 3173.85 \text{ KN} \end{cases}$$

N_u l'effort normal ultime donné par la structure :

Figure VI.3. Le panneau le plus sollicité

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 69123.94 + 1.35(3046.95 + 3173.85) = 77522.02 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{77522.02}{406.26} = 190.81 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{4.9} = 0.83 > 0.4$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

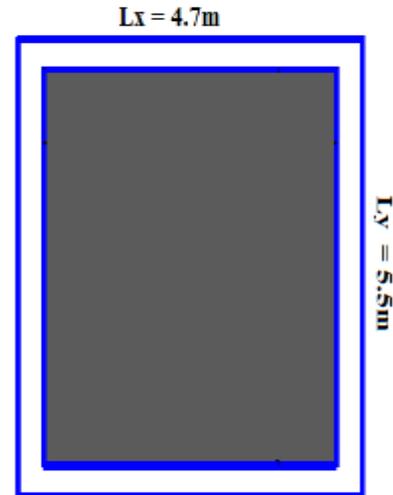
$$\rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0528 \times 190.81 \times 4.1^2 = 169.36 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6494 \times 169.36 = 109.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 169.36 = 143.956 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 109.98 = 93.483 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 169.36 = -84.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$.

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
Travée	X-X	143.95	18.16	2.604	18.85	6HA20	16
	Y-Y	93.48	11.37	2.4	12.06	6HA16	16
Appui		84.68	10.24	2.604	10.78	7HA14	14

❖ **Condition de non fragilité**

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,83 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) \times 0,3 = 2.604 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // Lx: } St = 16\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \\ \text{Armatures // Ly: } St = 16\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 55829.32 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{55829.32}{406.26} = 137.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0956 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 220.83 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 166.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 187.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 141.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -110.41 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	187.70	9.39	96496.15	18.27 > 15	N. Vérifiée	455.45 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	141.12	7.87	69308.84	16.02 > 15	N. Vérifiée	523.17 > 201,63	N. Vérifiée
appui		110.41	7.51	63582.87	13.04 < 15	Vérifiée	455.56 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	187.70	1.48	0.32	41.77	44.18	9HA25	10
	y-y	141.12	1.12	0.5	33.59	34.36	7HA25	14
Appui		83.7	0.664	0.65	21.19	21.99	7HA20	14

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculer les armatures à l'ELS

Tableau VI.4. Vérifications des contraintes à l'ELS du radier après l'augmentation du ferrailage

Localisation		A_{adop} (cm ² / ml)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	44.18	14.18 < 15	Vérifiée	199.87 < 201,63	Vérifiée
	y-y	34.36	11.42 < 15	Vérifiée	194.47 < 201,63	Vérifiée
Appui		21.99	7.75 < 15	Vérifiée	175.57 < 201,63	Vérifiée

❖ Vérification des espacements :

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

❖ Schéma de ferrailage

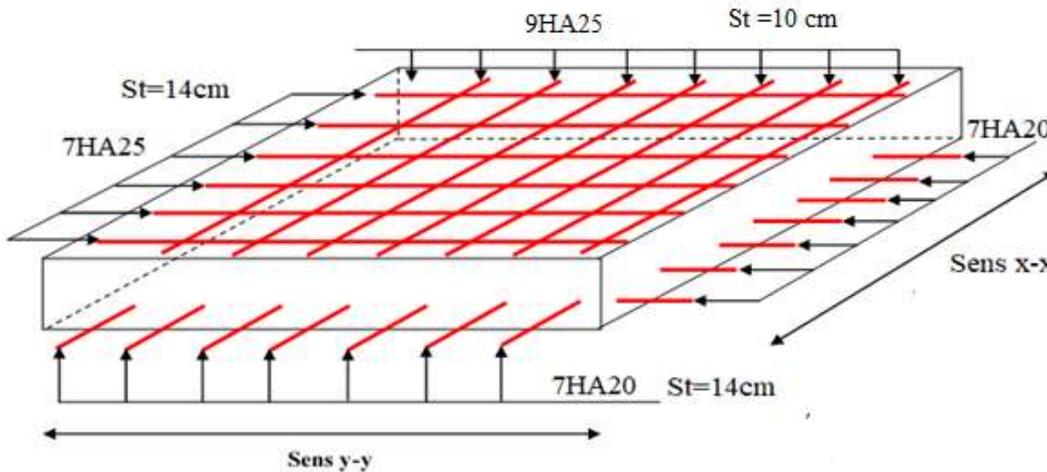


Fig. VI.4: Schéma de ferrailage de radier.

VI.5 Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures

❖ Calcul des sollicitations :

• Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Sens X-X :

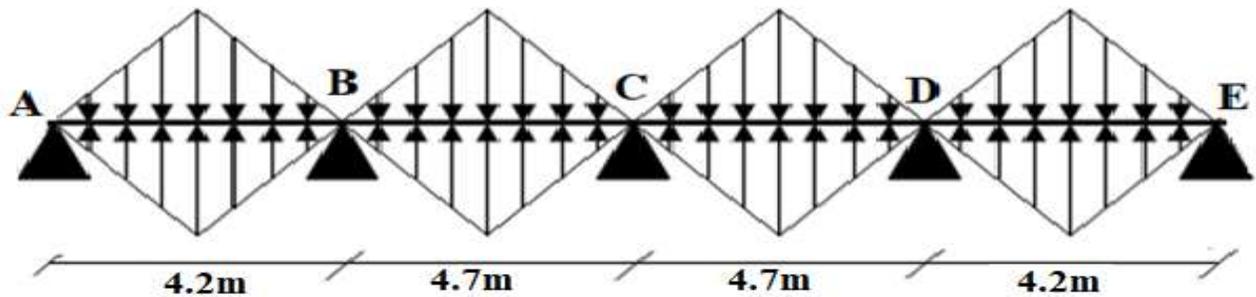


Figure VI. 5. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

✓ Sens Y-Y :

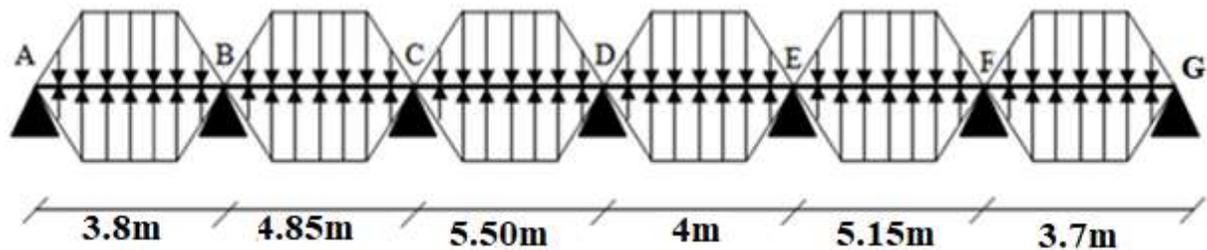


Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

• Calcul des sollicitations :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 69123.94 - 1.35 \times 3173.85 = 64839.24 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 49806 - 3173.85 = 46632.15 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{64839.24}{406.26} = 159.60 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{46632.15}{406.26} = 114.78 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Sens X-X

Exemple de calcul :

Travée 1 :

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{aligned} q_m &= \frac{2}{3} \times p \times l_x & \rightarrow & \quad q_m = \frac{2}{3} \times 159.60 \times 3.6 = 383.04 \text{ KN/m} \\ q_v &= \frac{1}{2} \times p \times l_x & \rightarrow & \quad q_v = \frac{1}{2} \times 159.60 \times 3.6 = 287.28 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$q_s = \frac{2}{3} \times p \times l_x \rightarrow q_s = \frac{2}{3} \times 114.78 \times 3.6 = 275.472 \text{ KN/m}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI- 1. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	383.04	436.24	436.24	383.04
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	275.47	313.73	313.73	275.47
$q_v \text{ (KN/m)}$	287.28	327.18	327.18	287.28

➤ Sens Y-Y

Tableau VI- 2. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	340.48	453.34	502.74	383.4	477.68	329.84
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	244.86	326.03	362.53	275.47	343.53	237.21
$q_v \text{ (KN/m)}$	255.36	612.48	382.80	287.28	359.898	247.38

VI.5.1. Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

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 de gauche et droite respectivement.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc : $P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.6 \times 0.9 \times 25 = 18.25 \text{ KN/m}$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.6 \times 0.9 \times 25 = 13.5 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Sens X-X :

✓ A l'ELU

Tableau VI- 3. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	3.6	401.29	305.53	0	-594.39	1.38	386.85
BC	4.1	454.49	345.43	-594.39	-513.65	2.09	401.4
CD	4.1	454.49	345.43	-513.65	-537.02	1.78	210.98
DE	3.6	401.29	305.53	-537.02	0	2.17	409.30

A l'ELS :

Tableau VI- 8. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	3.6	288.97	0	-427.99	1.38	278.58
BC	4.1	327.23	-427.99	-369.82	2.09	288.98
CD	4.1	327.23	-369.82	-386.69	1.78	151.88
DE	3.6	288.97	-386.69	0	2.17	294.74

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU

Tableau VI- 9. Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	3.2	358.73	273.61	0	-539.93	1.13	228.88
BC	4.25	471.59	630.73	-539.93	-802.28	1.994	397.69
CD	4.9	520.99	401.05	-802.28	-699.24	2.49	813.28
DE	3.4	401.65	305.53	-699.24	-591.59	1.77	-63.78
EF	4.55	495.93	378.14	-591.59	-598.16	2.27	687.46
FG	3.1	348.09	265.63	-598.16	0	2.10	172.54

A L'ELS :

Tableau VI.10. des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

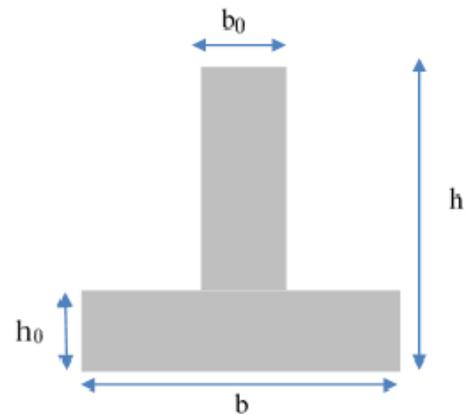
Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	3.2	258.36	0	-388.78	1.13	164.87
BC	4.25	339.53	-388.78	-578.52	1.994	285.87
CD	4.9	376.03	-578.52	-504.35	2.49	587.42
DE	3.4	288.97	-504.35	-426.08	1.77	-46.74
EF	4.55	357.03	-426.08	-430.92	2.27	495.42
FG	3.1	250.71	-430.92	0	2.10	124.24

VI.5.2. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera pour une section en T à la flexion simple.

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.9 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 0.85 \text{ m} \end{cases}$$



✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

Figure VI.7. Schéma des nervures

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{4.1}{2}; \frac{3.1}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.05; 0.31) = 0.31\text{m}$$

Donc : b = 1.32 m = 132 cm

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{4.9}{2}; \frac{3.6}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.45; 0.36) = 0.36\text{m} \rightarrow b = 142 \text{ cm}$$

On opte alors : $\begin{cases} \text{Sens x.x : } b = 130\text{cm} \\ \text{Sens Y.Y : } b = 140\text{cm} \end{cases}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.4. Calcul des ferrailages

Localisation		Mu (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	Travée	386.85	13.27	13.34	10HA14=15.39
	Appui	594.39	20.56	13.34	6HA20+4HA12=23.47
y-y	Travée	813.28	28.32	14.36	8HA20+2HA16=29.15
	Appui	802.28	27.92	14.36	8HA20+2HA16=29.15

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 25; 60) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

VI.5.3. Vérifications nécessaires

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{912 \times 10^{-3}}{1,3 \times 0,85} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{1297,45 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,85} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Verification des contraintes**

Tableau VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	288.98	15.68	1276350.13	3.55<15	Vérifiée	235.42>201,63	N. Vérifiée
	Appui	427.99	18.91	1830734.61	4.42<15	Vérifiée	231.75>201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	587.42	20.13	2220659.87	5.32<15	Vérifiée	257.39>201,63	N. Vérifiée
	Appui	578.52	20.13	2220659.87	5.24<15	Vérifiée	253.49>201,63	N.Vérifiée

Remarque :

La contrainte de traction dans l'acier pour la nervure selon (xx) en appui et selon (yy) n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures longitudinales à l'ELS.

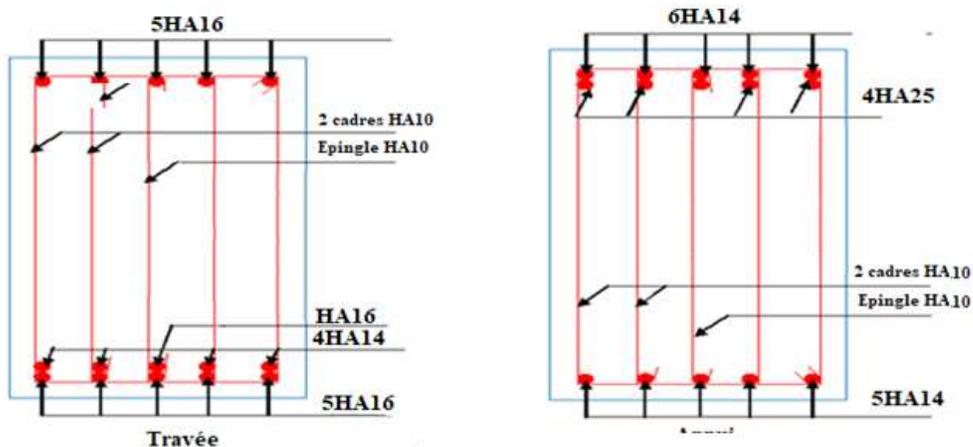
Tableau VI.13. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation	M_s KN.m	β (10^{-3})	α	A_{cat} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
Travée x-x	288.98	1.52	0.211	18.13	18.22	6HA16+4HA14
Appui x-x	427.99	2.25	0.255	27.29	28.88	6HA14+4HA25
Travée y-y	587.42	2.88	0.285	37.87	38.49	6HA20+4HA25
Appui y-y	578.52	2.83	0.283	37.27	37.49	6HA25+4HA16

Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée x-x	288.98	16.91	1476619.84	3.30<15	Vérifiée	183.34<201,63	Vérifiée
Appui x-x	427.99	20.70	2175416.59	4.07<15	Vérifiée	189.75<201,63	Vérifiée
Travée y-y	587.42	22.67	2786723.95	4.77<15	Vérifiée	197.08<201,63	Vérifiée
Appui y-y	578.52	22.42	2728219.42	4.75<15	Vérifiée	199.05<201,63	Vérifiée

✓ Schéma de ferrailage des nervures

**Figure VI.8.** Ferrailage des nervures sens X-X.

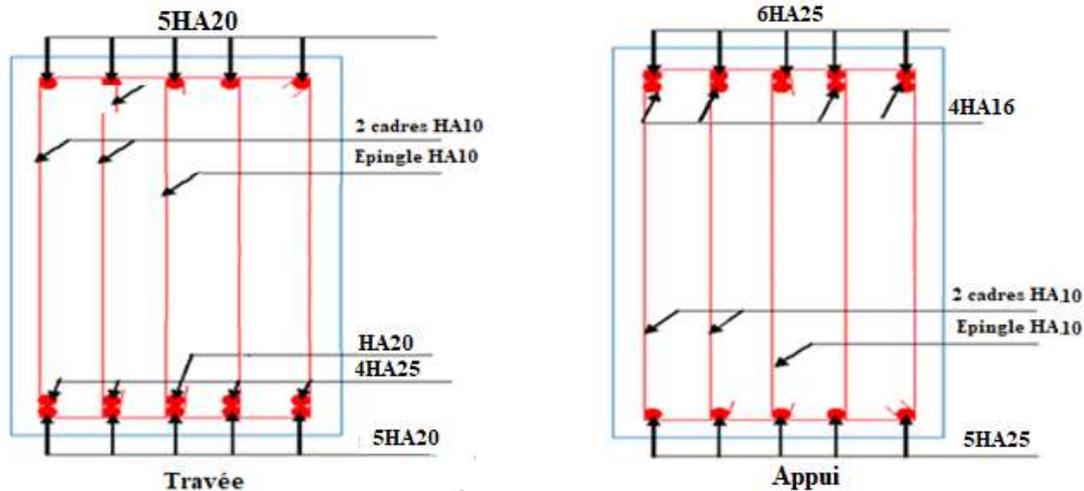


Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens Y-Y..

VI.6. Voile périphérique :

VI.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VI.6.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.57-0.4=3.17\text{m}$
- La longueur $L=5.55-0.6=4.95\text{m}$
- L'épaisseur $e=20\text{cm}$

Caractéristiques du sol

Poids spécifique $\gamma_h = 21.1\text{KN}/\text{m}^3$
 Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0.5\text{ bar}$

Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

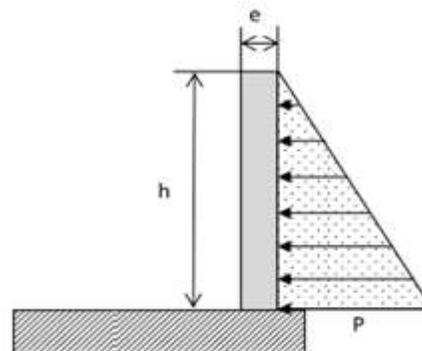


Figure VI.10. Poussée des terres voiles périphériques

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.17 \times 21.1 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2}\right) - 2 \times 50 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2}\right) = 35.08 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 8.69 \text{ KN/m}^2$$

Ferraillage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément

chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

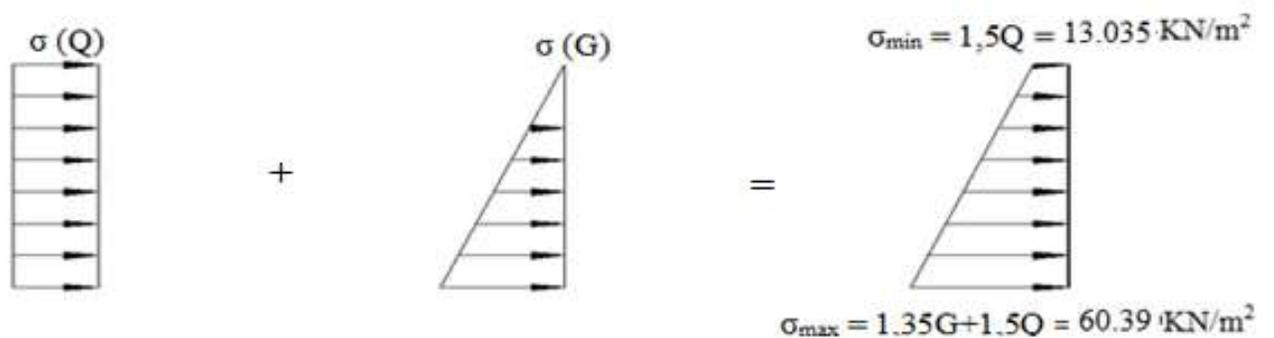


Fig. VI.11. Répartition des contraintes sur le voile

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 60.39 + 13.03}{4} = 48.55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 48.55 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3.17 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.95 \text{ m} \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho = 3.17/4.95 = 0.64 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,64 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0765 \times 48,55 \times 3,17^2 = 37,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3472 \times 37,32 = 12,95 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 31,72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 11,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -18,66 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.15. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	31.72	0.099	0.130	0.142	6.41	2	6HA12 = 6.79cm ²
	Y-Y	11.02	0.034	0.043	0.147	2.14	2	4HA10 = 3,14cm ²
Appui		18.6	0.058	0.075	0.145	3.67	2	4HA12 = 4.52cm ²

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,64 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,64) 100 \times 20 = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{48,55 \times 3,17}{2} \times \frac{4,95^4}{3,17^4 + 4,95^4} = 65,87 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{48,55 \times 4,95}{2} \times \frac{3,17^4}{3,17^4 + 4,95^4} = 22,89 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,64 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 35,08 + 8,69 = 43,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 8,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 43,77 + 8,69}{4} = 35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 35 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0819 \times 35 \times 3,17^2 = 28,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5117 \times M_{0x} = 14,74 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 24,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 12,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -14,4 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.16. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	24,48	4,60	14260,62	7,89 < 15	Vérifiée	267,79 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	12,53	3,31	7645,32	5,42 < 15	Vérifiée	287,38 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		14,4	3,88	10330,80	5,40 < 15	Vérifiée	232,50 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée

Tableau VI.17. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
--------------	-----------------	--------------------------------	----------	-------------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------

Travée	x-x	24,48	0.539	0.379	9.26	10.05	5HA16
	y-y	12.53	0.276	0.280	4.57	5.65	5HA12
Appui		14.4	0.317	0.299	5.28	5.65	5HA12

Schéma de ferrailage du voile périphérique

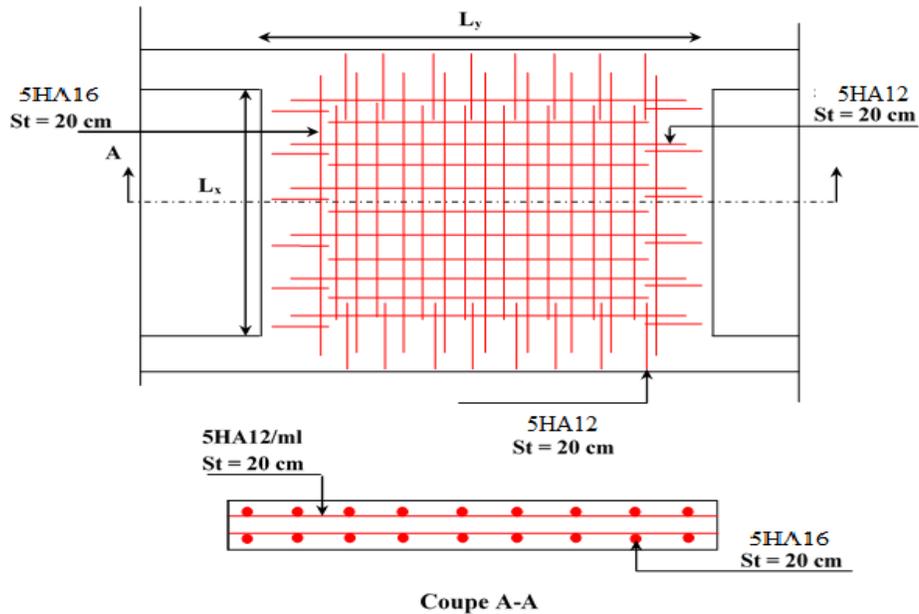


Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.7. Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.

La réduction du tassement différentielle

Conclusion

Conclusion générale

Après avoir procédé lors du (chapitre I) à passer en revue les fondamentaux sur la structure et les matériaux, des calculs préliminaires de pré dimensionnement (chapitre II) ont été exposés et comprennent respectivement le pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage ainsi que la descente de charges servant à fixer au préalable la section de ces éléments.

Le chapitre III a été focalisé sur l'étude des différents éléments secondaires constitutifs du bâtiment étudié, ainsi qu'à l'illustration de leurs ferraillements.

Subséquentement, une étude dynamique a été effectuée (chapitre IV) et subdivisée en deux parties distinctes ; à savoir une première partie régissant l'étude de la réponse sismiques,

Particulièrement la recherche du comportement dynamique, et la satisfaction des exigences du RPA99. La partie II de ce chapitre concerne l'étude des éléments structuraux, compte tenu des efforts sismiques préalablement obtenus dans la partie I, la transmission des efforts vers ces derniers ainsi entamée. Ces efforts transmis ont été combinés selon les prescriptions des différents états limites de calcul ainsi que celle du RPA9, pour déterminer le ferraillement adéquat de ces derniers.

Enfin en chapitre V, une étude de l'infrastructure a été menée. Cette dernière, constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrages. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place, ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure nous avons été amenés à choisir un radier nervuré, car ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convient à notre structure.

Plusieurs points méritent en réalité d'être mis en exergue, parmi lesquels on cite :

- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure secondaire ou structuraux, car ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement dynamique de la structure face aux sollicitations dynamiques, ainsi que sur la justification du système de contreventement mis en place, cette dernière est souvent compromise par l'aspect architectural du bâtiment.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, cette dernière nous a conduit à augmenter la section de ferraillement des poteaux d'une manière considérable, cela se traduit par une prédominance de l'aspect sécuritaire préconisé par le RPA99v2003 au regard de l'économie.
- Les contraintes de traction dans les aciers des éléments de l'infrastructure ne sont très souvent pas vérifiées, c'est pour cela qu'on ferraille ces derniers à l'ELS.

Enfin, ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation, ainsi que son renforcement.

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGSRPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99) Edition Eyrolles troisième édition 2000
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 1^{ère} année master génie civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

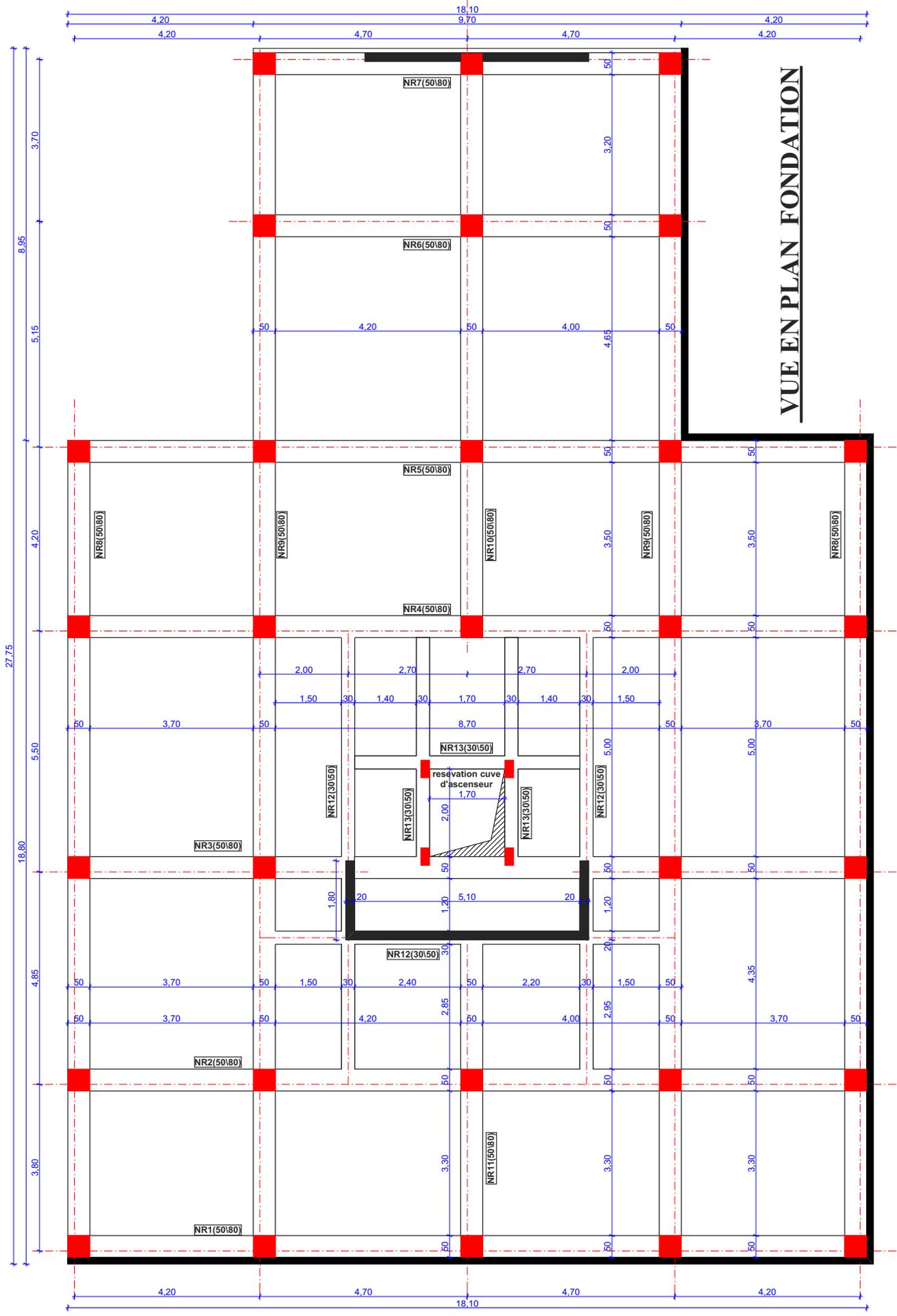
Logiciel

- ETABS2016.16.2.0
- Auto CAD 2016

Annexes

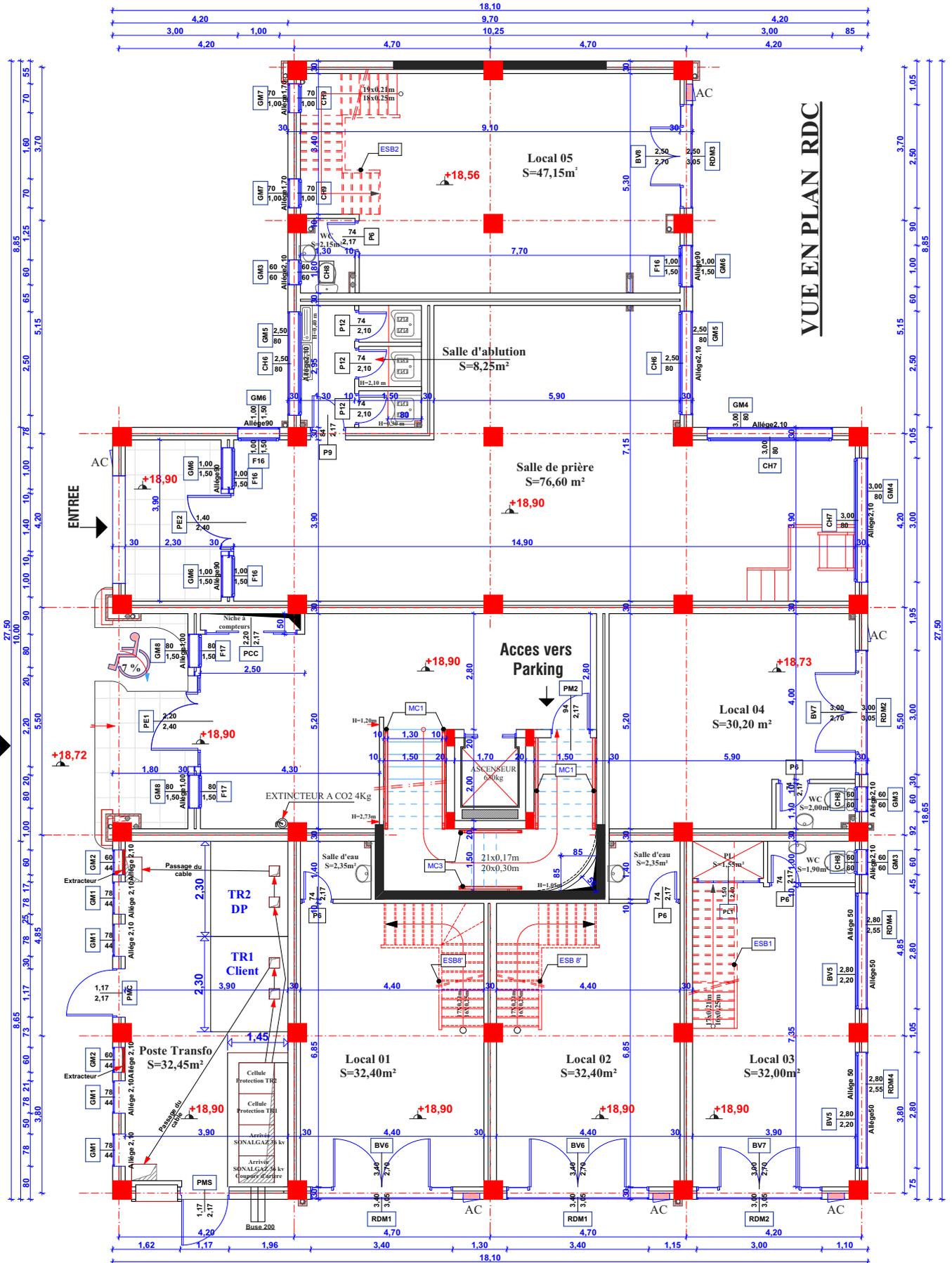
Plans de la structure

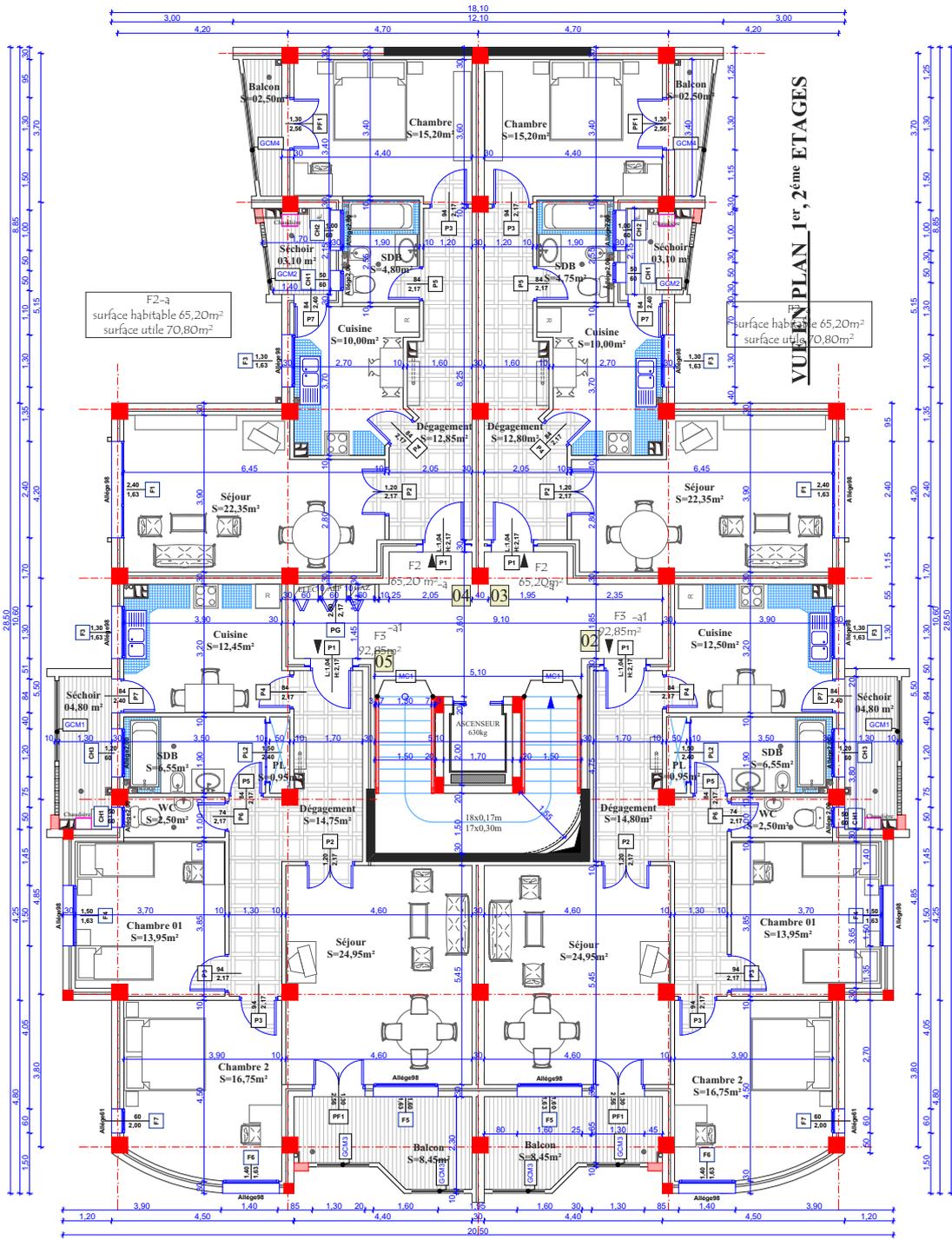
VUE EN PLAN FONDATION



BATIMENT A

Acces vers
logements!





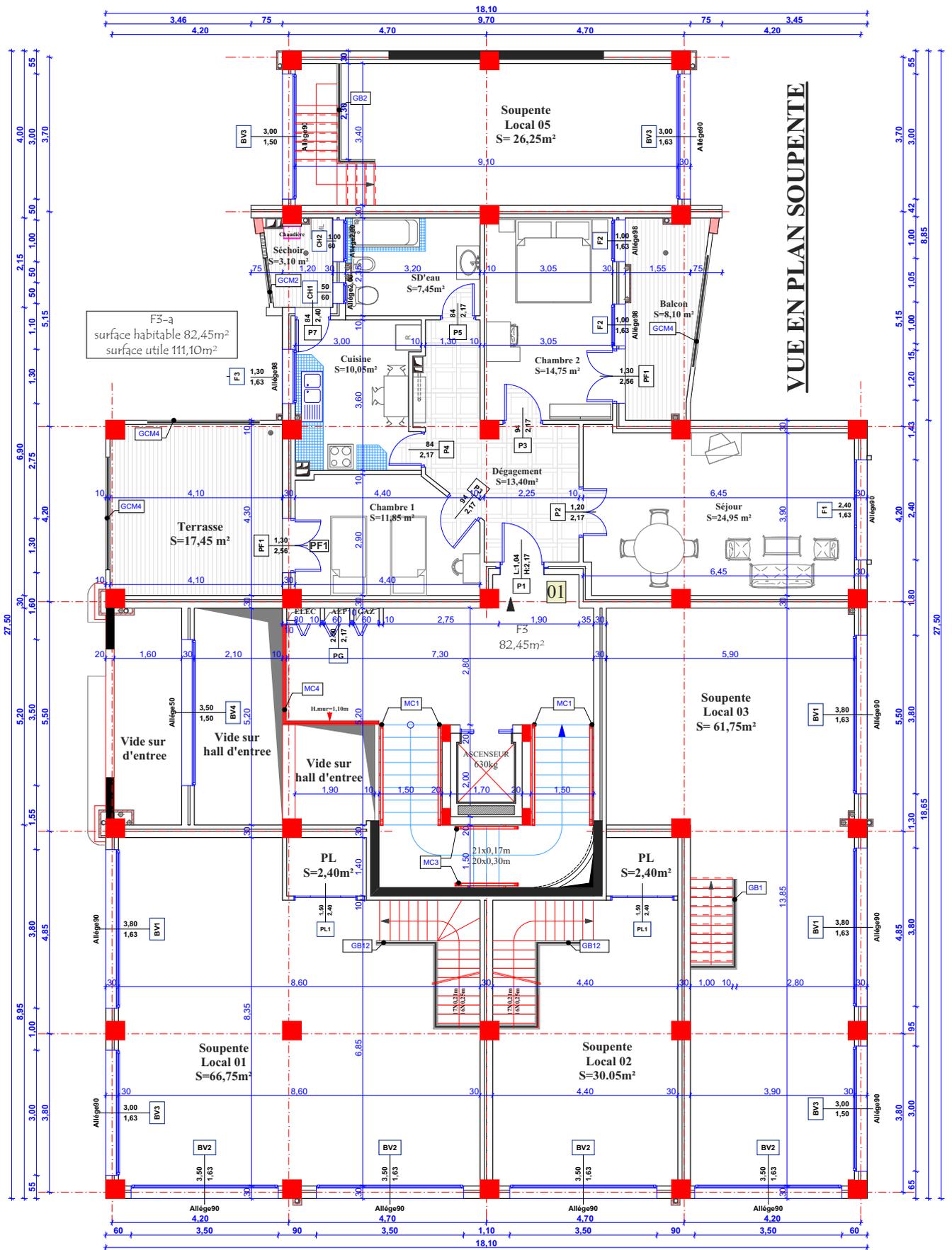
F2-a
surface habitable 65,20m²
surface utile 70,80m²

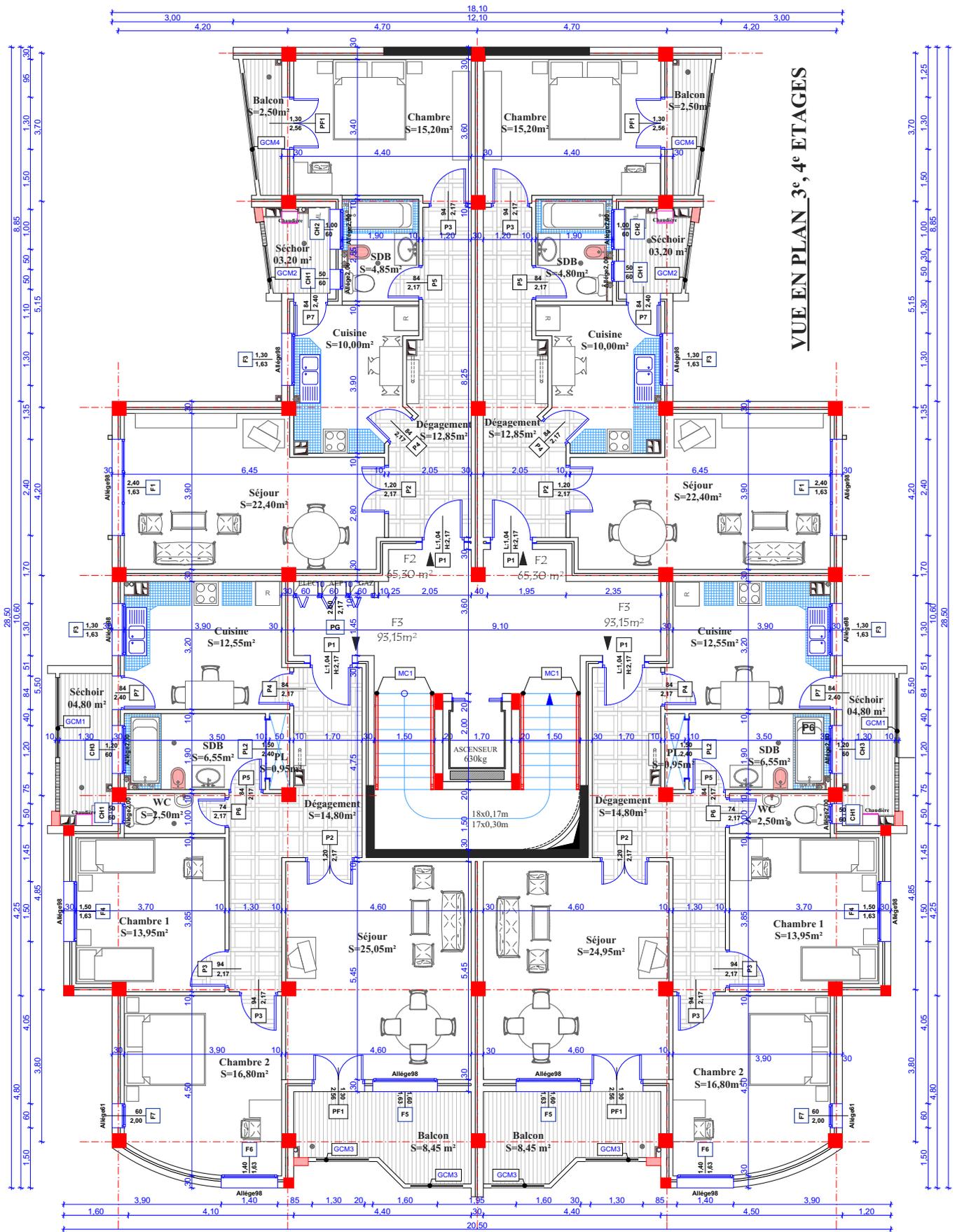
F2-a
surface habitable 65,20m²
surface utile 70,80m²

F3-a1
surface habitable 92,95m²
surface utile 106,10m²

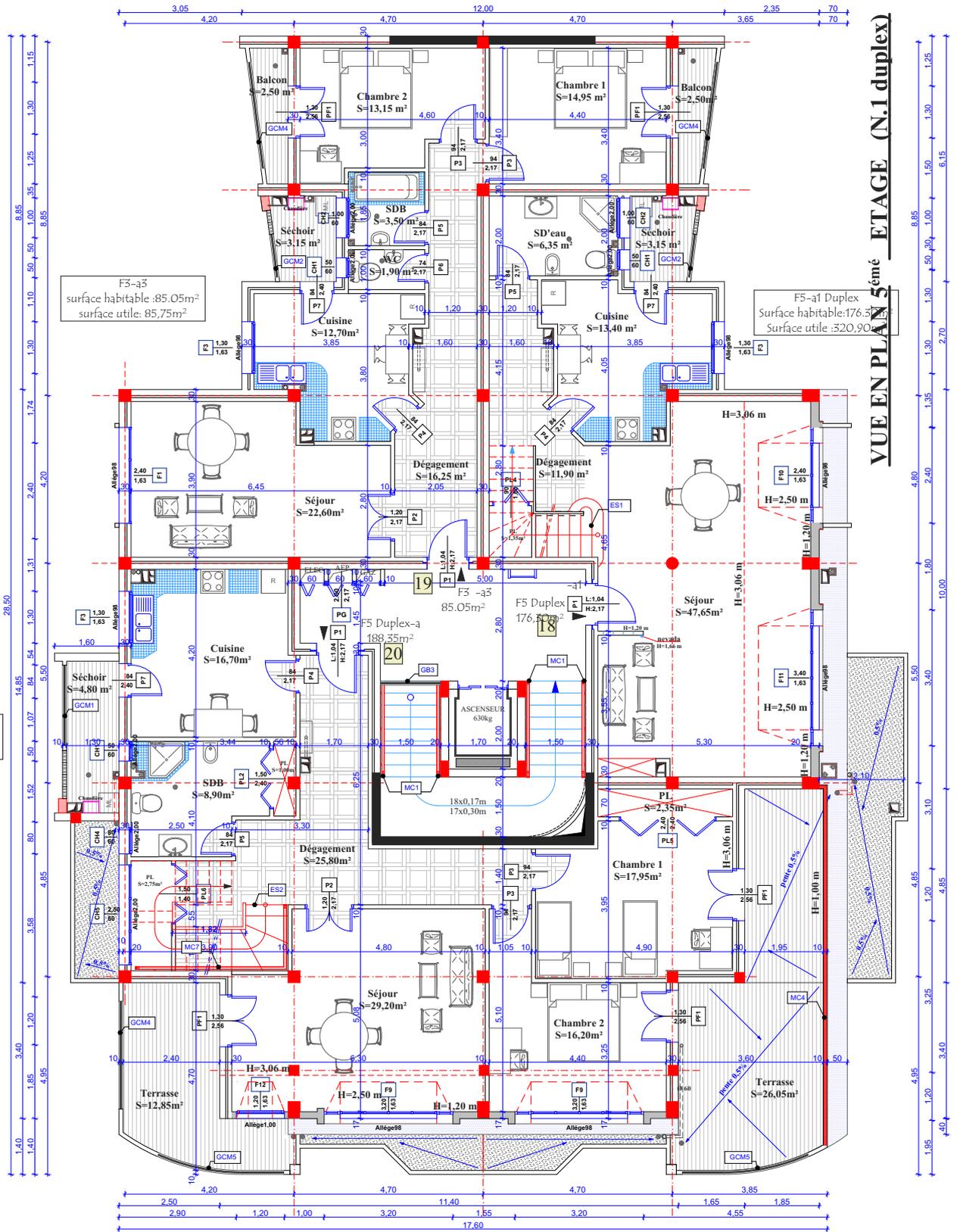
F3-a1
surface habitable 92,95m²
surface utile 106,10m²

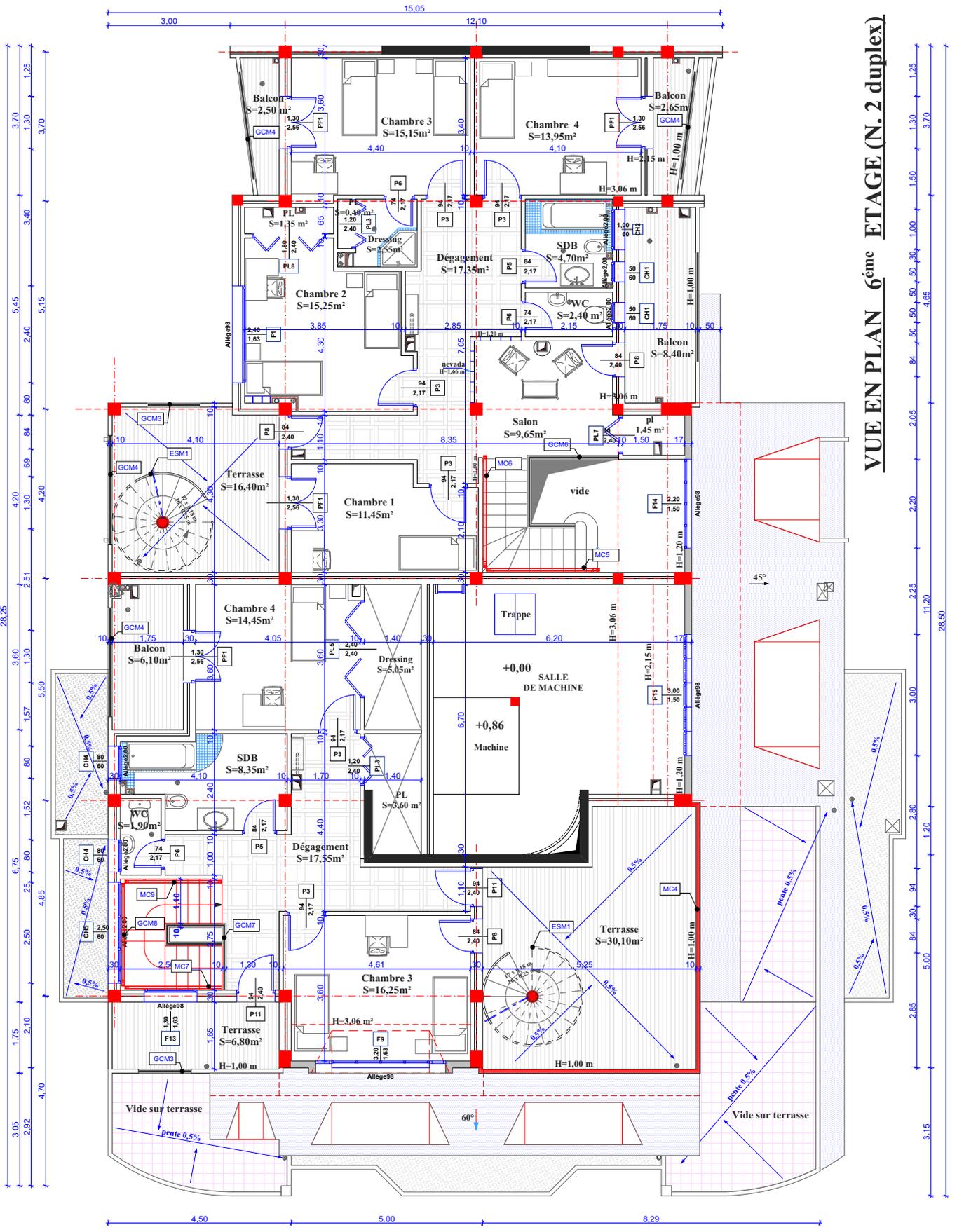
VUE EN PLAN 1^{er}, 2^{ème} ETAGES



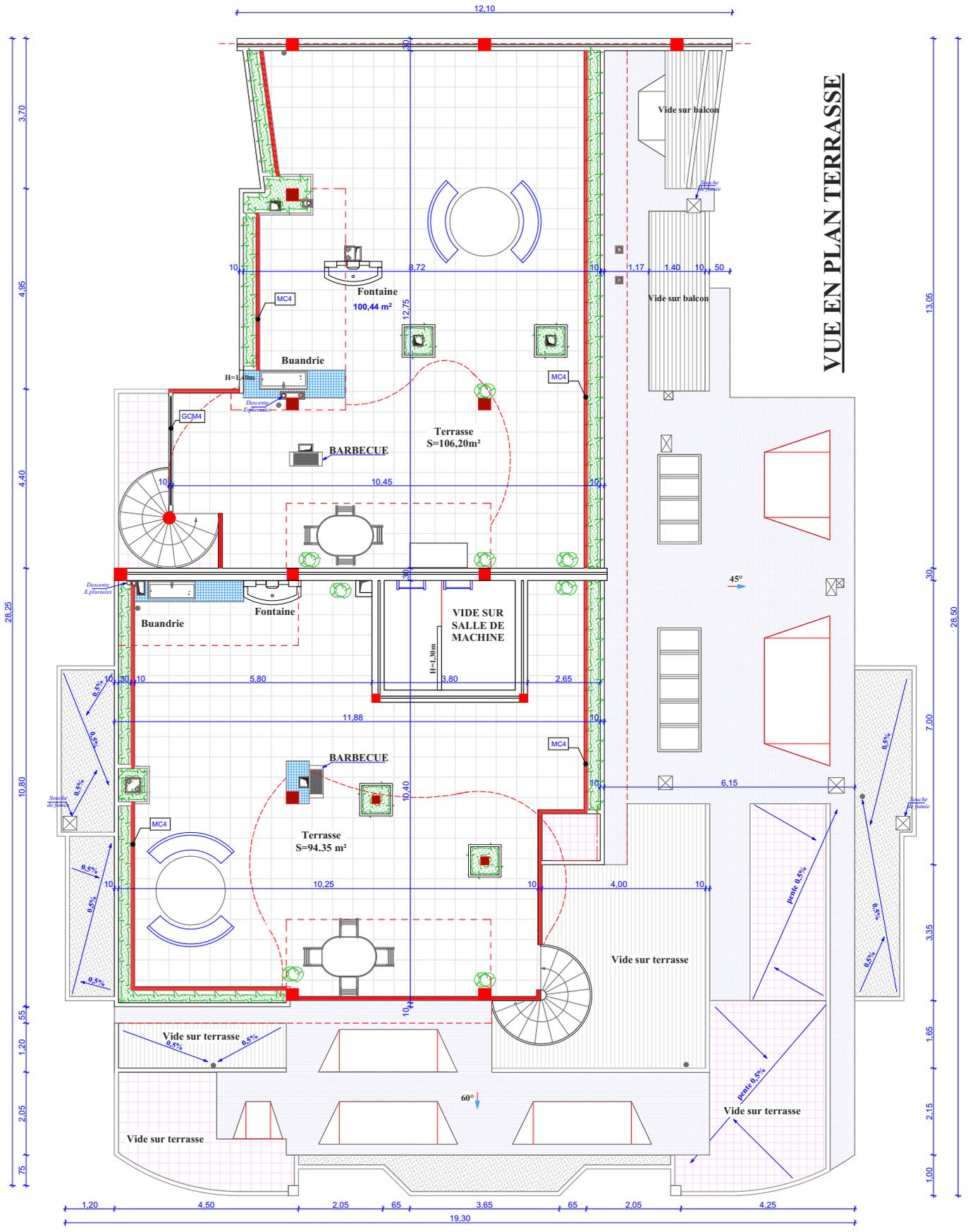


VUE EN PLAN 5^{ème} ETAGE (N.1 duplex)

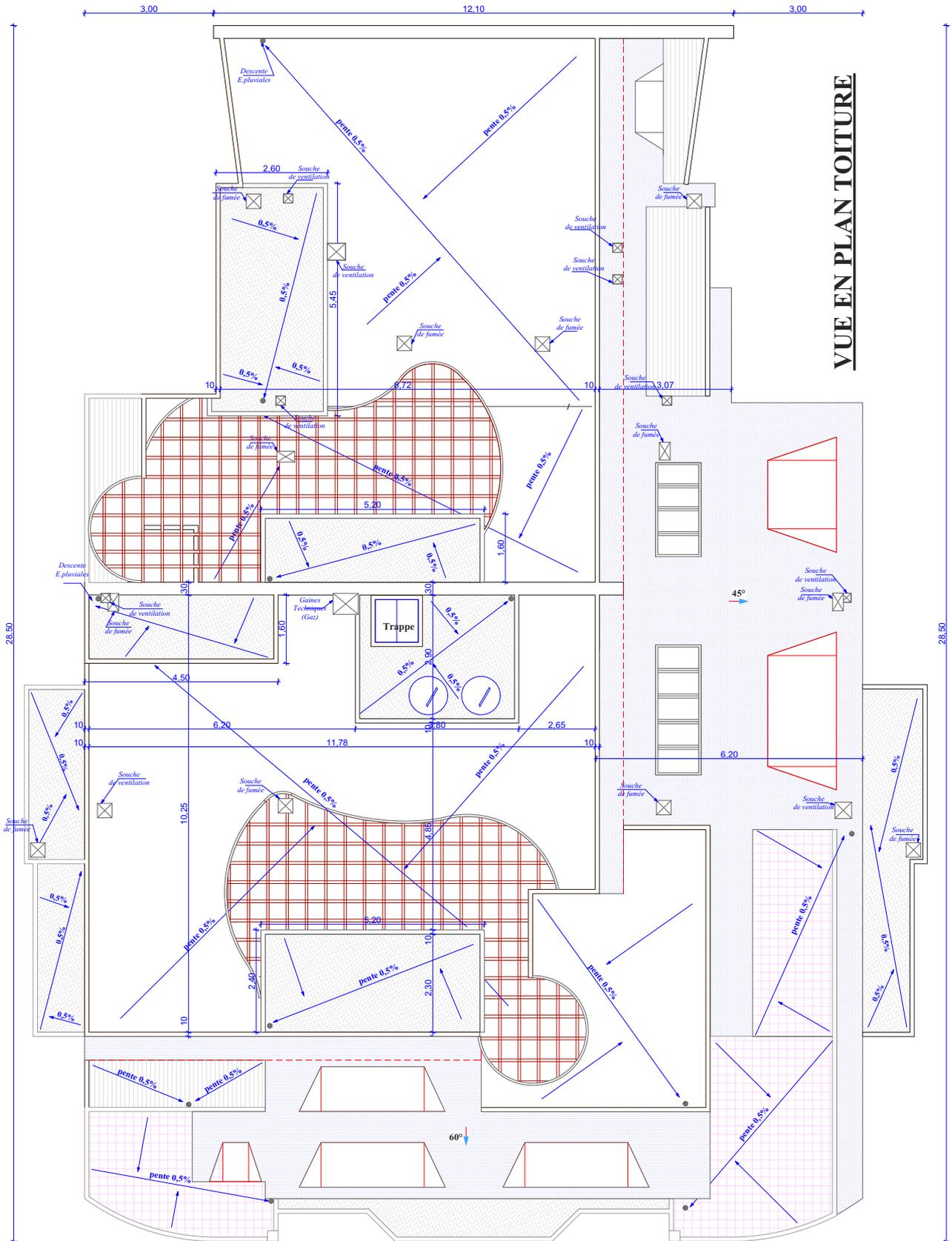




VUE EN PLAN 6^{ème} ETAGE (N. 2 duplex)



VUE EN PLAN TERRASSE



VUE EN PLAN TOITURE



FAÇADE PRINCIPALE

