



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+11+Sous-sol) à usage
d'habitation , commerce , service et parking
contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portiques
en béton armé

Présenté par :

M^r AMROUS Yanis

M^r DROUCHE Hamza

Promoteurs :

M^r BOUKELLOUDA

Membres de jury:

M^{me} SEGHIR

M^{me} AZIROU

Promotion 2020 – 2021

REMERCIEMENTS

Nous remercions dieu , le tout puissant , de nous avoir donné la volonté , la santé et la force d'entamer et d'achever ce mémoire

*J'adresse mes chaleureux remerciements à mon promoteur :
« Mr BOUKELLOUDA Hafid », pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de notre projet.*

Nos sincères remerciements vont aussi à « M^{me} CHIKH AMER » pour son soutien et tout l'aide qu'elle nous a apporté durant la préparation de ce mémoire

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui feront l'honneur d'examiner notre travail

On remercie tous les enseignants du département génie civil pour tous les efforts fournis pour la réussite de notre cursus universitaire

DÉDICACES

*RIEN N'EST AUSSI BEAU À OFFRIR QUE LE FRUIT D'UN DUR LABEUR QU'ON
DÉDIE DU FOND DU CŒUR À CEUX QU'ON AIMES ET QU'ON REMERCIE EN
EXPRIMANT UNE PROFONDE GRATITUDE ET UNE IMMENSE RECONNAISSANCE*

JE DÉDIE CE TRAVAIL A :

A MA CHÈRE MÈRE, QUI EST MA GRANDE FORCE DEVANT TOUTE
DIFFICULTÉS, UN GRAND MERCI POUR TA PRÉSENCE DANS MA VIE.

A MON PÈRE, MERCI D'ÊTRE À MES COTÉS, ET DE ME DONNER LA FORCE
D'ALLER PLUS LOIN.

A MA CHÈRE PETITE SŒUR.

A MA GRAND-MÈRE ET TOUT LES MEMBRES DE MA FAMILLE .

A MON BINÔME DROUICHE HAMZA.

À TOUS MES AMIS D'ENFANCE , MES CAMARADES QUI M'ONT AIDER A MENER

A TERME CE TRAVAIL .

YANIS AMROUS

DÉDICACES

*RIEN N'EST AUSSI BEAU À OFFRIR QUE LE FRUIT D'UN DUR LABEUR QU'ON
DÉDIE DU FOND DU CŒURS À CEUX QU'ON AIME ET QU'ON REMERCIE EN
EXPRIMANT UNE PROFONDE GRATITUDE ET UNE IMMENSE RECONNAISSANCE*

JE DÉDIE CE TRAVAIL A :

A MA CHÈRE MÈRE, QUI EST MA GRANDE FORCE DEVANT TOUTE
DIFFICULTÉ, UN GRAND MERCI POUR TOI MA CHÈRE MÈRE.

A MON PÈRE, QUI EST TOUJOURS À MES COTÉS POUR ME SOUTENIR, ET DE ME
DONNE LA VOLONTÉ D'ALLER TOUJOURS PLUS LOIN.

A MA CHÈRE PETITE SŒUR YASMINE.

A TOUTE LA FAMILLE DROUCHE ET RAHMANI

MES AMIS A L'ÉTRANGER SANS OUBLIE MON CHER REGRETTÉ CAMARADE ET

FRÈRE **MASSÉNA ANDJOUH** QUI A ÉTÉ COMME UN FRÈRE POUR MOI, ET
QUELQU'UN SUR QUI J'AI TOUJOURS COMPTÉ DANS MA VIE, TA PLACE A
LAISSÉ UN GRAND VIDE, QUE DIEU T'ACCUEIL DANS SON VASTE PARADIS.

A MON BINÔME AMROUS YANIS.

A TOUS MES AMIS ET A TOUS CEUX QUI ME SONT CHÈRE.

DROUCHE HAMZA

Symboles et Notation

Symboles	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
b	La largeur (m) en général
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite de béton
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol
D	Diamètre, dalle
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
d	Hauteur utile.
E	Actions accidentelles
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jours: Epaisseur, Excentricité
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{cj}	Résistance caractéristique de compression à j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique de traction à j jours
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
F	Force ou action générale.
f_{ji}	La flèche correspondant à j.
f_{gi}	La flèche correspondant à g.
B_r	Section réduite de béton
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol
E	Actions accidentelles
E_s	Module d'élasticité de l'acier
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{qi}	La flèche correspondant à q.
f_{gv}	La flèche correspondant à v.
Δ_f	La flèche totale.
G	Charges permanentes
h_t	Hauteur totale du plancher.
h_0	Epaisseur de la dalle
h_e	Hauteur libre d'étage.
q_u	Charges réparties ultimes
q_s	Charges réparties de service
I	Moment d'inertie
I	Rayon de giration
I_{ji}	Moment d'inertie correspondant à j.
I_{gi}	Moment d'inertie correspondant à g.
I_{qi}	Moment d'inertie correspondant à q.
I_{qv}	Moment d'inertie correspondant à v.
K_c	Coefficient de portance.
L	Longueur portée.
L_{max}	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_x	Distance entre axes de poutrelles.
L_y	Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
L_r	Longueur de recouvrement
L_s	Longueur de scellement
l_f	Longueur de flambement
l'_g et l'_d	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
M_u	Moment de calcul ultime
M_s	Moment de calcul de service
M_a	Moment sur appui.
M_t	Moment en travée.

Symboles et Notation

M_0	Moment isostatique.
M_i	Moment à l'appui i .
M_j	Moment correspondant à j .
M_g	Moment correspondant à g .
M_q	Moment correspondant à q .
M_g et M_d	Moment à gauche et à droite pris avec leur signe.
N_u	Effort normal ultime
N_s	Effort normal de service.
P	Charge concentrée appliquée (EL ou ELU).
P_g et P_d	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
Q	Charges d'exploitation
Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section, surface
S_r	Surface de radier (m^2).
S_t	Espacement des armatures
S_{bat}	Surface totale du bâtiment
T_2	Période caractéristique, associée à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids propre de la structure.
W_{Qi}	ponds des charges d'exploitation.
W_{Gi}	ponds des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
Y	Ordonnée de la fibre neutre.
Z	Coordonnée, bras de levier
Z	Profondeur au-dessous de la fondation (m).
U_t	Contrainte de cisaillement (MPa).
μ	Coefficient de frottement
U_{bu}	Moment ultime réduit
U_l	Moment réduit limite.
μ_u	Moment ultime réduit.
ν	Coefficient de Poisson
σ_{bc}	Contrainte du béton à la compression
σ_s	Contrainte de l'acier à la traction
σ_j	Contrainte correspondant à j .
σ_g	Contrainte correspondant à g
σ_q	Contrainte correspondant à q .
φ_t	Diamètre des armatures transversales
τ	Contrainte tangentielle de cisaillement
τ_{se}	Contrainte d'adhérence
η	Coefficient de fissuration
Ψ_s	Coefficient de scellement
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton
ϵ_s	Allongement relatif de l'acier tendu
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé
q_0	Contrainte effective verticale initiale au niveau de la fondation (bars).
$\bar{\tau}_u$	Valeur de cisaillement limite (MPa)
τ_u	Contrainte de cisaillement (MPa)

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I	
Introduction	2
I.1.Présentation de l'ouvrage	2
I.2.Caractéristiques géométriques	2
I.3.Données de site	2
I.4.Description structurale	2
I.4.1.Les planchers	2
I.4.2.L'acrotère	3
I.4.3.Les escaliers	3
I.4.4.La maçonnerie	3
I.4.5.Enduit et revêtement	3
I.4.6.Les balcons	3
I.4.7.Les voiles	3
I.4.8.Fondations	3
I.5.Définition de l'état limite	3
I.5.1.Etat limite ultime ELU	3
I.5.2.Etat limite de service ELS	4
I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.6.1.Le béton	4
I.6.2.L'Acier	5
I.6.2.1.Définition	5
I.6.2.2.Contrainte limite des aciers	6
I.7.Combinaison de calcul	6
I.8.Règlements et normes utilisés	6
Chapitre II	
Introduction	7
II.1.Les planchers	7
II.1.1.Plancher à corps creux	7
II.1.1.1. Sens de disposition des poutrelles	7
II.1.1.2.Dimensionnement des poutrelles	8
II.2.Les dalles pleines	8
II.2.1.Le pré Dimensionnement des dalles pleines	8
II.3.Les escaliers	9
II.3.1.Le pré dimensionnement	10
II.4.Les poutres	12
II.5.Les voiles	14
II.5.1.Pré-dimensionnement	14

II.6.L'acrotère	14
II.7.Evaluations des charges et les surcharges	15
II.7.1.Évaluation des charges et surcharges sur les planches	15
II.7.2.Évaluation de la charge murs extérieurs et intérieurs	17
II.7.3.Évaluation de la charge sur escaliers	17
II.8.Les poteaux	17
II.9.Descente de charge	18
II.9.1.La loi de dégression des charges	18
II.9.2.Evaluation de la surcharge Q pour (P1)	19
II.10.Vérification	24
II.10.1.Vérification du critère de résistance	25
II.10.2.Critère de stabilité de forme	25
II.10.3.Vérification des exigences du RPA 99/2003 (art 7.4.1)	26
Conclusion	27

Chapitre III

Introduction	28
Etude de plancher	28
III.1.Etude des poutrelles	28
III.1.1.Les différentes Types de poutrelles	28
III.1.2.Calcul des charges revenant aux poutrelles	28
III.1.3.Exemple illustratif	29
III.1.4.Les sollicitations maximales retenues	30
III.1.5.Ferraillage des poutrelles	30
III.2.Dalles pleines	37
III.2.1.Type1 : Panneau D1(repose sur 4 appuis)	37
III.2.1.3.Calcul à l'ELS	38
III.3.Etudes des escaliers	42
III.3.1.Type 1: escalier à trois volées (Commerce)	42
III.3.1.1.Les volées 1 et 3 sont identiques	42
III.3.1.2.Calcul à l'ELU	42
III.3.1.3.Calcul des sollicitations	42
III.3.1.4.Ferraillage	45
III.4.Poutre palière	46
III.4.1.Définition des charges	46
III.4.2.Calcul des sollicitations	46
III.4.3.Ferraillage a L'ELU	46
III.4.4.Calcul à la torsion	47
III.4.4.1.Moment maximum aux appuis	47
III.4.4.2.Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion	47
III.5.Etude de l'acrotère	48
III.5.1. Cas charge verticale	48
III.5.2. Cas charge horizontale (charge sismique)	48

III.5.3.Ferraillage de l'acrotère	50
III.5.4.Vérification a l'ELU	50
III.5.5.Vérification à l'ELS	51
Conclusion	51

Chapitre IV

Introduction	53
IV.1. Méthode De Calcul	53
IV.1.1. Méthode statique équivalente	53
IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale	55
IV.2. Disposition des voiles	56
IV.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	58
IV.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	60
VI.3.2. Vérification vis-à-vis des déplacements	60
VI.3.3. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	61
VI.3.4. Vérification de l'effort normal réduit	63
Conclusion	63

Chapitre V

Introduction	64
V.1. Études des poteaux	64
V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003	64
V.1.2. Calcul du ferraillage	66
V.2.Études des poutres	72
V.2.1.Recommandation du RPA 99 / V2003	72
V.2.2.Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA99/2003	73
V.2.3.Ferraillage des poutres	73
V.2.4.Vérification des armatures selon le RPA 99	74
V.2.5.Les armatures transversales	74
V.2.6.Vérification à l'ELU	75
V.2.7.Vérification à l'ELS	76
V.2.8.Ferraillage des poutres	78
V.3.Étude des voiles	79
V.3.1.Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles	81
Conclusion	86

Chapitre VI

Introduction	87
VI.1. Combinaisons d'actions à considérer	87
VI.2. Étude des fondations	87
VI.2.1.Étude du radier général	87
VI.2.1.1.Pré dimensionnement	87
VI.2.1.2 Les vérifications nécessaires	89

VI.3.Ferraillage	90
VI.3.1.La dalle du radier	90
VI.3.2 Calcul des nervures	93
VI.4. Voile périphérique	96
VI.4.1. schéma de ferrailage des voile périphérique panneau (D1)	100
VI.4.2. schéma de ferrailage des voile périphérique panneau (D2)	100

Liste des figures

Chapitre II

Figure II.1.vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant et RDC.	7
Figure II.2. Coupe transversale du plancher polystyrène	8
Figure II.3.Dalle pleine sur quatre appuis.....	8
Figure II.4.Dalle pleine sur quatre appuis.....	9
Figure II.5.Dalle pleine sur quatre appuis.....	9
Figure II.6.Dalle plein sur trois appuis	9
Figure II.7.Dalle pleine sur trois appuis.....	9
Figure II.8. Schémas statique de la volée	10
Figure II.9. Schémas statique de la volée	10
Figure II.10. Schémas statique de la volée	11
Figure II.11. Schémas statique de la volée	12
Figure II.12.Coupe transversale de l'acrotère	14
Figure II.13.Modèle de calcul de l'acrotère	14
Figure II.14.Schémas statique de la volée	18
Figure II.15.Surface qui revient au poteau (P2)	22
Figure II.16.surface escalier services	22

Chapitre III

Figure III.1.Types des poutrelles pour étage courant et service.	28
Figure III.2.Types des poutrelles pour la terrasse inaccessible et Commerce	28
Figure III.3.diagramme des moments pour une poutrelle isostatique	29
Figure III.4.Diagramme des efforts tranchants pour une poutrelle isostatique	29
Figure III.5.Schéma de ferrailage des poutrelle	37
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	37
Figure III.7.panneau de dalle D1	38
Figure III.8. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D1) sur quatre appuis	41
Figure III.9. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D5) sur trois appuis.....	41
Figure III.10. Schéma statique de la volée 1	42
Figure III.11.Schéma de ferrailage commerce(volée 1et 3)	45
Figure III.12.Schéma de ferrailage Commerce (Vollée 2)	45
Figure III.13.Schéma de ferrailage étage courant et service.....	45
Figure III.14.Schéma de ferrailage de la poutre palière.	48
Figure III.15. Schémas statique de l'acrotère	49
Figure III.16.Schéma de ferrailage de l'acrotère	52

Chapitre IV

Figure IV.1.Spectre de réponse.....	56
Figure.IV.2.Disposition des voiles	56
Figure IV.3.Vue en plan de 1 ^{er} mode de translation selon y.....	57
Figure IV.4.Vue en plan du 2 ^{eme} mode de translation selon x	57
Figure IV.5.Vue en plan de 3 ^{eme} mode de torsion selon z	58

Chapitre V

FigureV.1.Zone nodale	64
Figure V.2.Section du poteau.....	66
Figure V.3.Section du Poteau.....	69
Figure V.4.Ferraillage la section des poteaux.....	71
Figure V.5.Schéma de ferraillage des poteaux.....	72
Figure V.6. 2U Superposés (avec alternance dans l'orientation)	73
Figure.V.7.les moment dans la zone nodale	77
Figure V.8.Diapositive constrictive de la poutre principale (étage commerce).....	78
Figure V.9.Schéma de ferraillage des poutres(étage commerce).....	79
Figure.V.10. Disposition des armatures dans les voiles.	80
Figure.V.11.Disposition des armatures dans les voiles	83
Figure V.12.Ferraillage du voile Vx2.....	86

Chapitre VI

Figure VI.1.présentation de zone d'impact de la charge concentré.....	89
Figure VI.2. Schémas de ferraillage du radier	92
Figure VI.3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.	93
Figure VI.4.Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x	93
Figure VI.5. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.	94
FigureVI.6.Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x	94
Figure VI.7.Diagramme des contraintes.	97
Figure VI.8.Schéma de ferraillage de voile périphérique(D1).....	100
Figure VI.9.Schéma de ferraillage de voile périphérique(D2).....	100

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1. Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à corps creux.....	15
Tableau II.2. Evaluation de la charge G de l'étage courant à polystyrène	15
Tableau II.3. Evaluation de la charge G de l'étage courant à dalle pleine.....	15
Tableau II.4. Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible a dalle pleine	16
Tableau II.5. Evaluation de la charge G de balcon à dalle pleine	16
Tableau II.6. Evaluation de la charge G de murs double cloison.....	16
Tableau II.7. Evaluation de la charge G de murs simple cloison.....	16
Tableau II.8. Evaluation de la charge G de l'escalier (palier).....	17
Tableau II.9. Evaluation de la charge G de l'escalier (volée)	17
Tableau II.10. Sections des poteaux adoptées préalablement	18
Tableau II.11. Poids propres des poteaux	19
Tableau II.12. Evaluation de la surcharge (Q) sur le poteau (P1)	19
Tableau II.13. Résultat de la descente de charge pour le poteau (P1).....	20
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge pour le poteau (P2).....	22
Tableau III5. Vérification de critère de résistance	25
Tableau II.16. Vérification au flambement.....	26

Chapitre III

Tableau III.1.chargement sur les poutrelles	29
Tableau III.2.Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles	30
Tableau III.3.Calcul des armatures en travée.....	30
Tableau III.4.Calcul des armatures aux appuis de rive.....	30
Tableau III.5.Vérifications des contraintes à l'ELS	32
Tableau III .6. Evaluation de la flèche sur le commerce	35
Tableau III .7. Evaluation de la flèche sur le service	35
Tableau III .8. Evaluation de la flèche sur la Terrasse Inaccessible	35
Tableau III.9. Evaluation de la flèche sur l'étage courant	36
Tableau III.10.Calcul des armatures principales pour la dalle	38
Tableau III.11.Vérifications des contraintes à l'ELS	39
Tableau III.12.Vérification de la flèche.....	39
Tableau III.13.Ferraillage de tout les types de dalles pleines	40
Tableau III.14.Ferraillage de tout les types de dalles pleines a l'ELS	40
Tableau III.15.Calcul des armatures principales pour la volée (1 et 3) commerce.....	43
Tableau III.16. Vérification des contraintes a l'ELS.....	44
Tableau III.17. Vérification de la flèche	44
Tableau III.18.Résultat de ferraillage pour tout les types d'escaliers	44
Tableau III.19.Résultat de ferraillage de la poutre palier	46
Tableau III.20.Vérification a l'ELS	48
Tableau III.21. Charge permanente revenant a l'acrotère	48

Tableau III.22. Combinaison d'action de l'acrotère.....	49
Tableau III.23. Calcul des armatures pour l'acrotère	50

Chapitre IV

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	54
Tableau. IV.2. Période de vibration et taux de participation massique	57
Tableau.IV.3. <i>Vérification de l'interaction sous charges verticale</i>	58
Tableau.IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales dans le sens x-x	59
Tableau.IV.5. Vérification de l'interaction sous charges Verticales dans le sens y-y	59
Tableau. IV.6.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	60
Tableau. IV.7.Vérification des déplacements de la structure sens x-x.....	60
Tableau. IV.8.Vérification des déplacements de la structure sens y-y.....	61
Tableau. IV.9.Vérification a L'effet $P-\Delta$ sens x-x	62
Tableau. IV.10.Vérification a L'effet $P-\Delta$ sens y-y	62
Tableau IV.11.Vérification de l'effort normal réduit.	63

Chapitre V

Tableau V.1.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA	65
Tableau V.2.Sollicitations dans les poteaux	66
TableauV.3.Ferraillage des poteaux	67
Tableau V.4.Armatures transversales des poteaux.....	67
Tableau V.5.Vérification du flambement des poteaux	68
Tableau V.6.Vérification des contraintes dans le béton	69
Tableau V.7.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	70
Tableau V.8.Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA	73
Tableau V.9.Armatures longitudinales des poutres.....	74
Tableau. V.10.Vérification de l'effort tranchant.....	75
Tableau. V.11.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	76
Tableau. V.12.Vérification de la contrainte limite de béton a L'ELS	76
Tableau. V.13. Vérification de la flèche pour les poutres	76
Tableau. V.14.Moment résistant dans les poteaux	77
Tableau. V.15.Moment résistant dans les poutres.....	77
TableauV.16.Vérification de la zone nodale.....	78
Tableau. V.17.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x1}=1,1m$ dans tout les niveaux	81
Tableau. V.18.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x2}=1,2m$ dans tout les niveaux	81
Tableau. V.19.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x3}=1,00m$ dans tout les niveaux	81
Tableau. V.20.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x4}=0,8m$ dans tout les niveaux	81
Tableau. V.21.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x5}=1,00m$ dans tout les niveaux	82
Tableau. V.22.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y1}=1,90m$ dans tout les niveaux	82
Tableau. V.23.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y2}=1,60m$ dans tout les niveaux	82
Tableau. V.24.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y3}=1,85m$ dans tout les niveaux	82
Tableau. V.25.Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y4}=1,85m$ dans tout les niveaux	83
Tableau V.26.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux	85

Chapitre VI

Tableau VI.1.Calcul des armatures pour la dalle	91
Tableau VI.2.Vérifications des contraintes à l'ELS	92
Tableau VI.3.Résultats de ferrailage à l'ELS.....	92
Tableau VI.4.Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x	94
Tableau VI.5. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS) ..	94
Tableau VI.6.Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y	94
Tableau VI.7. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS) ..	95
Tableau VI.8.Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	95
Tableau VI.9.Vérifications des contraintes à l'ELS	95
Tableau VI.10.Résultats de ferrailage à l'ELS.....	96
Tableau VI.11.Ferrailage de panneau D1	98
Tableau VI.12.Vérifications des contraintes à l'ELS	99
Tableau VI.13.Résultats de ferrailage à l'ELS.....	99
Tableau VI.14.Ferrailage de panneau D2	100

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques et esthétiques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (parking + Commerce + service + habitations) en RDC + 11 étages + sous-sol .

Afin de faire un travail complet et détaillé et de bien dimensionner la structure qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude on va répartir le travail en six parties distinctes et on doit suivre un enchaînement logique et précis.

Tout d'abord on va commencer par définir les matériaux à utiliser dans cette structure et leurs différentes caractéristiques.

Ensuite on va évaluer les différents chargements que doit supporter chaque élément, puis on va pré-dimensionner tous les éléments qui constituent ce bâtiment. A noter que les dimensions qui on était adopté lors de cette partie ne sont que des dimensions préalables et son sujet a modification a fur et à mesure qu'on avance dans ce travail.

On va passer après à l'étude des éléments secondaire de cette structure c'est-à-dire les planchers qu'ils soient en corps creux ou en dalles pleines, les différents types d'escaliers, les poutres palières et enfin l'acrotère.

Puis on va arriver à la partie la plus cruciale et la plus importante d'une étude génie civil d'un bâtiment en béton armé, l'étude dynamique qui consiste à modéliser la structure a l'aide d'un logiciel de simulation pour notre projet le logiciel ETABS V16 afin de prévoir le comportement de ce bâtiment sous l'effet d'un chargement sismique et de parvenir a un comportement globale de la structure qui va assurer sa stabilité tout en respectant les exigences dictées par le règlement parasismique algérien.

La partie du travail à suivre dans ce projet sera le calcul du ferrailage et les vérifications des éléments structuraux (poteaux, poutre et voiles).

Après tout le travail effectué lors de ces précédents chapitres, on va passer à l'infrastructure. C'est une partie très importante lors d'une étude de génie civil car c'est l'infrastructure qui va veiller à la stabilité de l'ouvrage en transmettant les charges repris par les éléments structuraux au sol. On doit veiller à ce que cette partie soit traitée minutieusement et que les fondations soient dimensionnées et ferrillées de la meilleure manière qui soit.

Introduction :

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

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de (RDC+11 étages, et un sous-sol) bi-fonctionnelle qui regroupe des logements d'habitation, commerce, service et parking au sous-sol contreventé par un système mixte (portique-voile).

Ce bâtiment (Bloc E) fait partie d'un projet de 190 logements au lieu dit ROUTE DES AURES-LA ZONE DE BEJAIA Wilaya de BEJAIA, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2_48 des règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 la commune de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

I.2. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

Longueur totale $L_x = 21,5$ m.

Largeur totale $L_y = 16$ m.

Hauteur du RDC $H = 3,4$ m.

Hauteur du commerce $H = 4,28$ m.

Hauteur du service $H = 3,28$ m.

Hauteur étage courant $H = 3,06$ m.

Hauteur totale (sans acrotère) $H_t = 41,56$ m.

I.3. Données de site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA 99/Version 2003.

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme ferme : catégorie S2.

Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00$ bars.

La profondeur d'encrage : $L_{enc} = 4,00$ m

I.4. Description structurale:

I.4.1. Les planchers:

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Ils sont constitués de polyester avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

I.4.2.L'acrotère:

C'est un élément en béton armé; contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.

I.4.3.Les escaliers:

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec trois volées, et deux volées.

I.4.4.La maçonnerie:

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles parois de brique creuse, avec une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5.Enduit et revêtement :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe.
- Mortier pour les façades.

I.4.6.Les balcons :

Sont réalisées en dalle pleine.

I.4.7.Les voiles :

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et disposition sera étudié ultérieurement.

I.4.8.Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra assurer les fonctions suivantes : elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

transmettre les charges horizontales et verticales au sol.

limiter les tassements.

réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.5.Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.5.1.Etat limite ultime ELU :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique (pas de renversement).

- Etat limite ultime de résistance (pas de rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement).

I.5.2. 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.

Il y'a 03 états limites :

Etat limite de service d'ouverture des fissures.

Etat limite de service de déformation (flèche maximale).

Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m^3 , de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau, d'air et d'adjuvants en cas de nécessité.

Sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- **Résistance caractéristique à la compression** (Art A.2.1,11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c j}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite à l'ELU :**

a) La contrainte en compression

Elle est donnée par la fonction suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91/version99 (Art.A.4.3.4)}$$

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

Avec : $\theta \Rightarrow$ Coefficient dépendant de la durée d'application des charges, ces valeurs sont données si dessus

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable et transitoire (S.D.T)

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle (S.A)

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

b) Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le **BAEL91/99 (article A.5.1.211)** on a :

$\tau_{adm} = \min(0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ pour la fissuration peu préjudiciable

Pour $f_{c28} = 25\text{Mpa} \Rightarrow \tau_u = 3,34\text{ MPa}$

$\tau_{adm} = \min(0,15 f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Pour $f_{c28} = 25\text{Mpa} \Rightarrow \tau_u = 2,5\text{ MPa}$

- **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{ Mpa}$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij}$ (Art A.2.1.2.1 CBA93)

$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3}$ (Art A.2.1.2.2 CBA93)

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20\text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86\text{ MPa} \end{cases}$

- **Coefficient de poisson:**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (**Art A.2.1,3 BAEL91**).

I.6.2.L'Acier :

I.6.2.1.Définition :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

on distingue trois catégories :

Les treillis soudés (TS) : Ils sont utilisés pour les dalles de compression.

Les ronds lisses (RL) : ils sont utilisés pour les étriers des poutrelles.

Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 caractérisés par :

Limite élastique : $f_e = 400\text{ MPa}$.

Contrainte admissible : $\sigma_s = 348\text{ MPa}$.

Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$.

Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$; situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$; situation accidentelle (choc et séisme).

Module d'élasticité : $E_S = 2.105 \text{ MPa}$.

I.6.2.2. Contrainte limite des aciers

A l'ELU : la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

A l'ELS : on distingue les cas suivants :

a) Fissuration peu nuisible :

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

b) Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_S = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \quad \text{BAEL91/99 (Article A.4.5.32)}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

c) fissuration très nuisible (ouvrage en mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\bar{\sigma}_S = \min (0,5 f_e, 90\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \quad \text{BAEL91/99 (Article A.4.5.32)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta = 1.6$: pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1.3$: pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.

I.7. Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance $P4 = G + Q$.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort sismique.

I.8. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).

CBA93. (Code du Béton Armé).

DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

BAEL91/version 99. (Béton Armé aux Etats Limites).

DTR BC2.33.1. (Règles de calcul des fondations superficielle

Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91/99, RPA99 /version 2003 et le CBA93 . d'autre part de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

II.1. Les planchers

I.1.1. Plancher à corps creux

I.1.1.1. Sens de disposition des poutrelles :

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
- Le critère de continuité (le maximum d'appuis) pour soulager les travées

Pour notre projet la disposition est effectuée comme indiqué sur la **figure II.1** suivante:

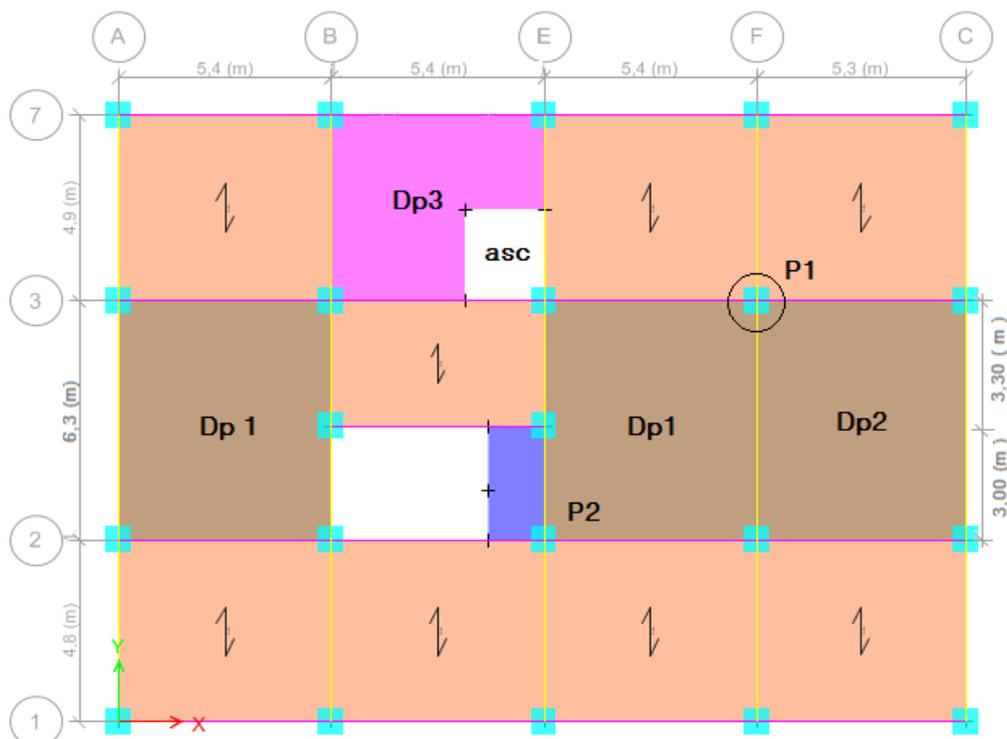


Figure II.1. vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant et RDC.

Le plancher à polystyrène de notre structure est composé de polyester, de poutrelles et de la dalle de compression . Son pré dimensionnement est régi par la loi suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec :

ht: Hauteur totale du plancher.

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

$L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$ donc $ht \geq 20.44 \text{ cm}$

On opte alors pour un plancher de **20 + 5 cm** constitué de hourdis de **20 cm** et une dalle de compression de **5 cm** d'épaisseur.

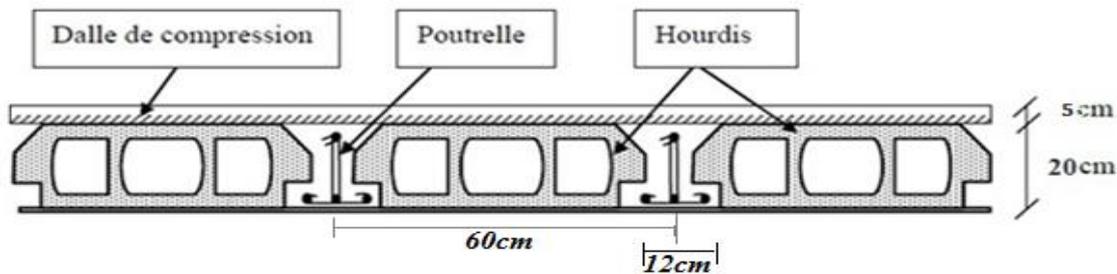


Figure II.2. Coupe transversale du plancher polystyrène

II.1.1.2. Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la table de compression

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par la formule suivante :

b : largeur de la dalle de compression qui est solidaire à la poutrelle (efficace).

$ht = 20 + 5 \text{ cm}$ hauteur totale du plancher.

$h_0 = 5 \text{ cm}$ hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$, distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$, longueur de la travée minimale de la poutrelle.

II.2. Les dalles pleines

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon les conditions d'utilisations, de vérification à la résistance et la condition de la flèche.

✓ résistance au feu :

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

On admet que : $e = 12 \text{ cm}$ pour 02 heures de coupe feu.

✓ Critère de résistance :

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho \leq 0,4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho \geq 0,4$

II.2.1. Dimensionnement des dalles pleines :

- Selon le critère de résistance :

✓ Type 1 : Panneau D1 (repose sur 4 appuis) :

$L_x = 5,1 \text{ m}$

$L_y = 6 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,85 > 0,4 \rightarrow \frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

$\rightarrow 33 < e < 12,75$

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

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$

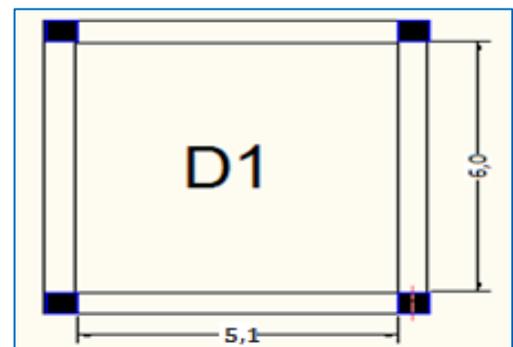


Figure II.3. Dalle pleine sur quatre appuis

✓ **Type 2 : Panneau D2 (repose sur 4 appuis) :**

$$L_x = 5 \text{ m}, L_y = 6 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,83 > 0,4$$

$$\rightarrow L_x/45 < e < L_x/40 \rightarrow 11,11 < e < 12,5$$

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

On opte pour **e = 15 cm**

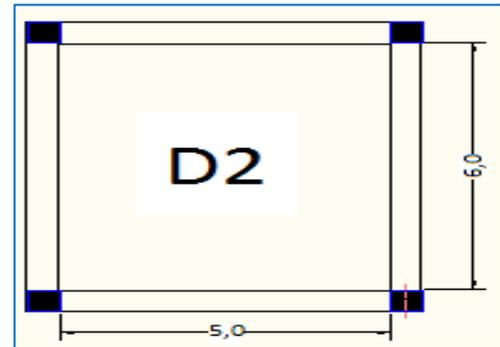


Figure II.4. Dalle pleine sur quatre appuis

✓ **Type 3 : Panneau D3 (repose sur 4 appuis) :**

$$L_x = 4,6 \text{ m}$$

$$L_y = 5,1 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,9 > 0,4 \rightarrow L_x/45 < e < L_x/40$$

$$\rightarrow 10,22 < e < 11,5$$

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

On opte pour **e = 12 cm**

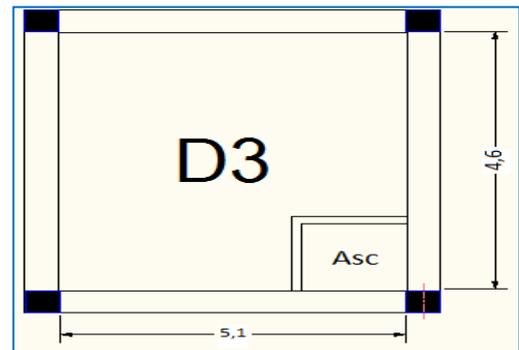


Figure II.5. Dalle pleine sur quatre appuis

✓ **Type 4 : Panneau D4 (repose sur 3 appuis) :**

$$L_x = 1,45 \text{ m}, L_y = 5,1 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,28 < 0,4$$

$$\rightarrow L_x/45 < e < L_x/40 \rightarrow 3,22 < e < 3,63$$

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

On adopte pour **e = 12 cm**

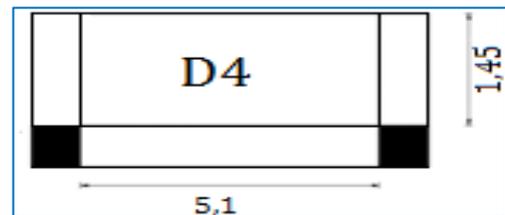


Figure II.6. Dalle plein sur trois appuis

✓ **Type 5 : Panneau D5 (repose sur 3 appuis) :**

$$L_x = 1,45 \text{ m}, L_y = 5 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,29 < 0,4$$

$$\rightarrow L_x/45 < e < L_x/40 \rightarrow 3,22 < e < 3,63$$

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

On opte pour **e = 12 cm**

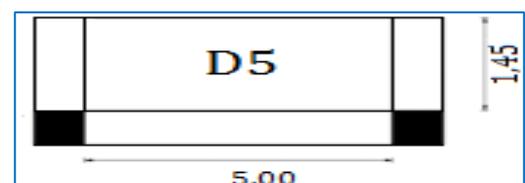


Figure II.7. Dalle pleine sur trois appuis

II.3. Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches et d'un ou plusieurs paliers de repos.

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

L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale ($20 \Rightarrow 40\%$)

La hauteur h des contre marches se situe entre 14 et 18 cm

La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule de blondel : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

II.3.1. Le pré dimensionnement :

Dans notre projet, on a deux types d'escaliers :

✓ **Type 1 escalier à deux volées (étage courant) :**

• **L'épaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{(L_0^2 + H^2)} \Rightarrow L = 5,55 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 555/30 \leq e \leq 555/20$$

$$\Rightarrow 18,5 \text{ cm} \leq e \leq 27,75$$

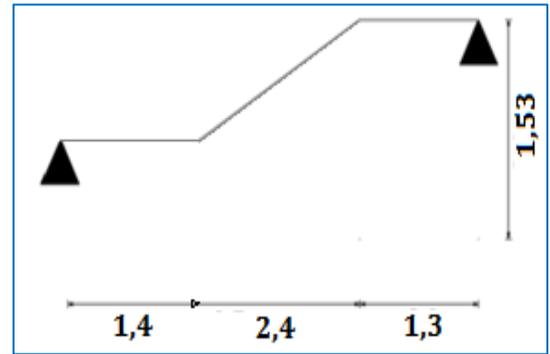


Figure II.8. Schémas statique de la volée

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
on prend $e = 20 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale $\alpha = 32,51^\circ$

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 2,4 \text{ m}$ et $H = 1,53 \text{ m}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1,53 + 2,4)n + 2 \times 1,53 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

On résout cette équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : $n = 9$ le nombre de marches est : $(n-1) = 8$

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

$$g = L_0 / (n - 1) \Rightarrow g = 2,4 / 8 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = H / n \Rightarrow h = 1,53 / 9 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Donc \Rightarrow le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

la hauteur d'une contre marche est : $h = 17 \text{ cm}$ $59 \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq$

64 cm la formule de **BONDEL** est vérifiée

✓ **Type 2 escalier à deux volées (service) :**

• **L'épaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{(L_0^2 + H^2)} \Rightarrow L = 5,56 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 556/30 \leq e \leq 556/20 \Rightarrow$$

$$18,53 \text{ cm} \leq e \leq 27,8$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

on prend $e = 20 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale $\alpha = 31,27^\circ$

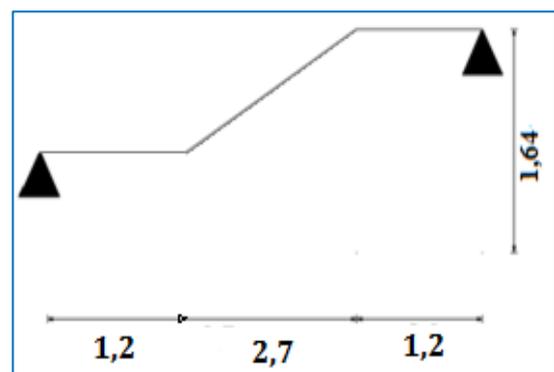


Figure II.9. Schémas statique de la volée

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 2,7 \text{ m}$ et $H = 1,64 \text{ m}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1,64 + 2,7)n + 2 \times 1,64 = 0$$

$$64n^2 - 662n + 328 = 0$$

On résout cette équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : $n=10$, Le nombre de marches est : $(n-1)=9$

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

$$g = L_0 / (n - 1) \Rightarrow g = 270 / 9 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = H / n \Rightarrow h = 164 / 10 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Donc \Rightarrow le giron d'une marche est : **g = 30 cm**

la hauteur d'une contre marche est : **h = 17cm**

$59 \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$, la formule de **BONDEL** est vérifiée.

- ✓ **Type 3 escalier à trois volées (commerce) :**

La volée 1 et 3 sont identiques

- **L'épaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{(L_0^2 + H^2)} \Rightarrow L = 5,55 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 555/30 \leq e \leq 555/20$$

$$\Rightarrow 18,5 \text{ cm} \leq e \leq 27,75$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

On prend **e = 20 cm**.

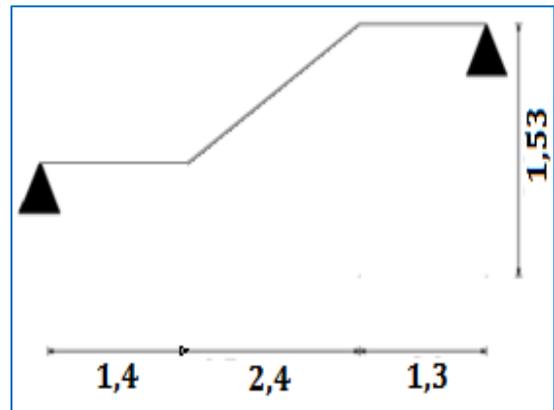


Figure II.10. Schémas statique de la volée

L'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale $\alpha = 32,51^\circ$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 2,4 \text{ m}$ et $H = 1,53 \text{ m}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1,53 + 2,4)n + 2 \times 1,53 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

On résout cette équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : $n = 9$, Le nombre de marches est : $(n-1)=8$

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

$$g = L_0 / (n - 1) \Rightarrow g = 240 / 8 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = H / n \Rightarrow h = 153 / 9 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Donc \Rightarrow le giron d'une marche est : **g = 30 cm**

la hauteur d'une contre marche est : **h = 17cm**

$59 \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$, La formule de **BONDEL** est vérifiée

Volée 2 :

- **L'épaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{(L_0^2 + H^2)} \Rightarrow L = 5,43 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 543/30 \leq e \leq 543/20$$

$$\Rightarrow 18,1 \text{ cm} \leq e \leq 27,15$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

On prend $e = 20 \text{ cm}$.

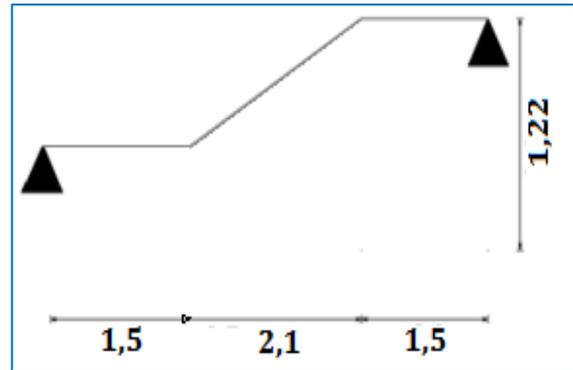


Figure II.11. Schémas statique de la volée

L'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale $\alpha = 30,15^\circ$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 2,1 \text{ m}$ et $H = 1,22$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1,22 + 2,1)n + 2 \times 1,22 = 0$$

$$64n^2 - 518n + 244 = 0$$

Le nombre de contre marches est : $n = 8$ Le nombre de marches est : $(n-1) = 7$

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

$$g = L_0 / (n - 1) \Rightarrow g = 2,1 / 7 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = H / n \Rightarrow h = 1,22 / 8 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Donc \Rightarrow le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

la hauteur d'une contre marche est : $h = 17 \text{ cm}$

$59 \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$, La formule de **BONDEL** est vérifiée

II.4. Les poutres

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

a) Poutre principale

elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91/99 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

$$L_{max} / 15 \leq h_{pp} \leq L_{max} / 10$$

Avec :

h_{pp} : hauteur de la poutre principale

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

$$L_{max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$34 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 51 \text{ cm}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99/2003, on doit satisfaire les conditions suivantes:

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

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h_{pp} : hauteur de la poutre.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h_{pp} = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ h_{pp}/b = 1,33 \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

b) Poutre secondaire

elles sont parallèles aux poutrelles. L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{max}/15 \leq h_{ps} \leq L_{max}/10$$

Avec:

h_{ps} : hauteur de la poutre secondaire

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires

$L_{max} = 630 - 30 = 460 \text{ cm}$

$40 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 60 \text{ cm}$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99/2003, on doit satisfaire les conditions suivantes ,soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h_{ps} = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ h_{ps}/b = 1,33 \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.5.Les voiles**II.5.1.Pré-dimensionnement**

Le pré dimensionnement est conduit comme stipule le **RPA99/2003**.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour les voiles simple} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec $\Rightarrow h_e$: hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile

Dans notre cas on a les types suivants :

Parking : $h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Commerce : $h_e = 428 - 20 = 408 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$

Service : $h_e = 328 - 20 = 308 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Etage courant: $h_e = 286 - 20 = 277 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

II.6.L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse

✓ **Pour la terrasse inaccessible.**

On prend $H=60 \text{ cm}$

$$S = 10 * 60 + 5 * 15/2 + 5 * 15 = 712,5 \text{ cm}^2.$$

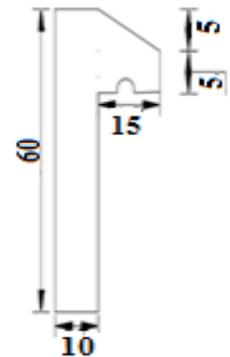


Figure II.12. Coupe transversale de l'acrotère

II.6.1. Evaluation de charge et surcharge

- Charge permanente $G_1 = 0,039 \times 25 = 1,78 \text{ Kn/ml}$
- Enduit de ciment (extérieure intérieure) $e = 1,5 \text{ cm}$
- $G_2 = 18 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 = 2,05 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

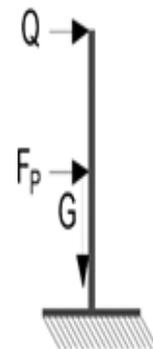


Figure II.13. Schéma statique de l'acrotère

S : surface de la section droite de l'acrotère , G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

II.7. Evaluations des charges et les surcharges

II.7.1-Évaluation des charges et surcharges sur les planches

Tableau II.1. Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à corps creux

Plancher	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	0,04	20	0,8
	Étanchéité multicouches	0,02	6	0,12
	Forme de pente	0,1	22	2,2
	Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
	Plancher à corps creux (20+5)	0,25	/	2,1
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Charges permanentes G (KN/m²)			5,43
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²)			1	

Tableau II.2. Evaluation de la charge G de l'étage courant à polystyrène

Plancher	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
Étage courant A usage habitation, service et commerce	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	Lit de sable	0,02	18	0,36
	Cloison de distribution	0,1	10	1
	Plancher à corps Creux (20+5)	0,25	/	2,1
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Charges permanentes G (KN/m²)			4,46
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²) (habitation)			1,50	
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²) (service)			2,50	
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²) (commerce)			5,00	

Tableau II.3. Evaluation de la charge G de l'étage courant à dalle pleine

Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,40	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36	0,36
Dalle pleine	0,15 ou 0,12	25	3,75	3,00
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20	0,2
Mur de cloison			1	1
Charges permanentes G (KN/m²)			6,11	5,36
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²)			1,50	1,50

Tableau II.4. Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible a dalle pleine

Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)	Poids G (KN/m ²)
Protection gravillons	0,05	20	1	1
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,2	2,2
Dalle pleine	0,15 ou 0,12	25	3,75	3,00
Isolation thermique	0,04	4	0,16	0,16
Enduit de ciment	0,015	18	0,27	0,27
Charges permanentes G (KN/m²)			7,5	6,75
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²)			1,00	1,00

Tableau II.5. Evaluation de la charge G de balcon à dalle pleine

Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes G (KN/m²)			5,11
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²)			3,50

II.7.2.Évaluation de la charge murs extérieurs et intérieurs**Tableau II.6.** Evaluation de la charge G de murs double cloison

Couches	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanentesG (KN/m ²)
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,15	/	1,30
Lame d'air	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	/	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes G (KN/m²)			2,76

Tableau II.7. Evaluation de la charge G de murs simple cloison

Couches	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanentesG (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Brique creuse	0,1	/	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes G (KN/m²)			1,30

II.7.3.Évaluation de la charge sur escaliers

Tableau II.8. Evaluation de la charge G de l'escalier (palier)

Description	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanentes G (KN/m ²)
Revêtement	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Paillasse	0,20	25	5,00
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charges permanentes G (KN/m²)			6,52
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²)			2,50

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- le poids de la paillasse et la couche d'enduit : $\gamma \times (e/\cos \alpha)$
- le poids d'une marche : $\gamma \times (h/2)$

Tableau II.9. Evaluation de la charge G de l'escalier (volée)

Description	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)	Poids G (services) (KN/m ²)	Poids G (commerces) (KN/m ²)	
					Volée 1et 2	Volée 3
Revêtement horizontale	0,02	20	0,40	0,40	0,4	0,4
Revêtement verticale	0,02 h/g	20	0,25	0,25	0,25	0,25
Mortier de pose h	0,02	20	0,40	0,4	0,4	0,4
Mortier de pose v	0,02 h/g	20	0,25	0,25	0,25	0,25
Marches	h/2	25	2,25	2,25	2,25	2,25
Palliasse	0,15/ cos α	25	4,447	4,39	4,447	4,33
Enduit de ciment	0,02/cos α	18	0,427	0,421	0,427	0,416
Charges permanentes G (KN/m²)			8,25	8,19	8,25	8,13
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²)			2,50	2,50	5,00	5,00

II.8.Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91/99 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99/2003**.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99/2003, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa:

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (1)
- $\min (b, h) \geq h_e/20$ (2)
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ (3)

Tableau II.10. Sections des poteaux adoptées préalablement

Niveaux	Section des poteaux (a*b)
Parking + commerces	(60*60)
Services et 1 ^{er}	(55*55)
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	(50*50)
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	(45*45)
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	(40*40)
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	(35*35)
10 ^{ème}	(30*30)

II.9.Descente de charge :

La descente de charge a pour but l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure afin de déterminer l'effort max à la base.

II.9.1.La loi de dégression des charges :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter.

Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis en même temps à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

Adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse **Q**.
- ✓ Sous le dernier étage **Q0+Q1**.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur **Q0+0.95*(Q1+Q2)**.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur **Q0+0.90*(Q1+Q2+Q3)**.
- ✓ Pour $n \geq 5$ **Q0+(3+n/(2n))+(Q1+Q2+Q3+.....+Qn)**.
- ✓ **Poteau (p1)**

a) Calcul de la surface afférente

$$S_{cc} = (2,3 \times 2,5) + (2,55 \times 2,3)$$

$$S_{cc} = 11,615 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = (2,5 \times 3) + (2,55 \times 3)$$

$$S_{dp} = 15,15 \text{ m}^2$$

b) Poids des poutres

$$G_{PP} = (2,5+2,55) \times 25 \times 0,40 \times 0,30 = 15,15 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = (2,3+3) \times 25 \times 0,40 \times 0,30 = 15,9 \text{ KN}$$

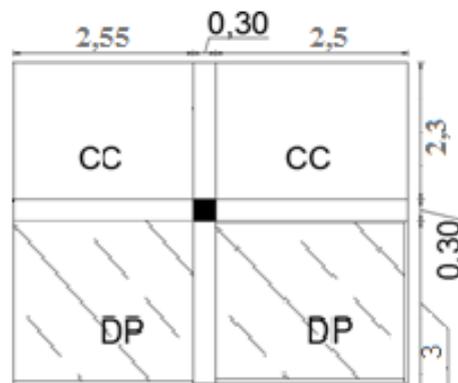


Figure II.14. Schémas statique de la volée

c) Poids des poteaux

$$G = \gamma \cdot S \cdot h_p$$

Avec : S : la surface de poteau (b x h)

h_p : hauteur d'étage

Tableau II.11. Poids propres des poteaux

Niveaux	Section des poteaux (a*b)	Poids (kn)
Parking	(60*60)	30,6
Commerces	(60*60)	38,52
Services	(55*55)	24,81
1er	(55*55)	23,11
2eme et 3eme	(50*50)	19,13
4eme et 5eme	(45*45)	15,49
6eme et 7eme	(40*40)	12,24
8eme et 9eme	(35*35)	9,37
10eme	(30*30)	6,89

II.9.2. Evaluation de la surcharge Q pour (P1) :

L'article 6.2 du D.T.R.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression.

Nous avons exposés dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de charge d'exploitation Q

Tableau II.12. Evaluation de la surcharge (Q) sur le poteau (P1)

Nature	Q (KN/m ²)	Cumule (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	= 1 26,77
Etage 10	1,5	1+1,5	= 2,5 66,93
Etage 9	1,5	1+0,95(1,5+1,5)	= 3,85 103,06
Etage 8	1,5	1+0,90(1,5+1,5+1,5)	= 5,05 135,19
Etage 7	1,5	1+0,85(1,5+1,5+1,5+1,5)	= 6,10 163,3
Etage 6	1,5	1+0,80(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)	= 7,00 187,39
Etage 5	1,5	1+0,75(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)	= 7,75 207,47
Etage 4	1,5	1+0,71(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)	= 8,46 226,47
Etage 3	1,5	1+0,69(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)	= 9,28 248,43
Etage 2	1,5	1+0,69(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)	= 10,05 269,04
Etage 1	1,5	1+0,69(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)	= 10,75 287,78
Services	2,5	1+0,69(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+(2,5-1)+1)	=12,2 326,59
Commerce	5	12,2+5	=17,2 460,44

Tableau II.13. Résultat de la descente de charge pour le poteau (P1)

Niveau	Désignation	G (kn)	Q (kn)
N1	Terrasse inaccessible	176,69	
	Poutre (PP + PS)	31,05	26,77
	Poteaux	6,89	
	Σ	214,63	26,77
N2	Venant de N1	214,63	66,93
	Plancher à corps creux	47,62	
	Plancher à dalle pleine	92,57	
	Poutre (PP + PS)	31,05	
	Poteaux	9,37	
	Σ	395,24	66,93
N3	Venant de N2	395,24	103,06
	Plancher à corps creux	47,62	
	Plancher à dalle pleine	92,57	
	Poutre (PP + PS)	31,05	
	Poteaux	9,37	
	Σ	575,85	103,06
N4	Venant de N3	575,85	135,19
	Plancher à corps creux	47,62	
	Plancher à dalle pleine	92,57	
	Poutre (PP + PS)	31,05	
	Poteaux	12,24	
	Σ	759,33	135,19
N5	Venant de N4	759,33	163,3
	Plancher à corps creux	47,62	
	Plancher à dalle pleine	92,57	
	Poutre (PP + PS)	31,05	
	Poteaux	12,24	
	Σ	942,81	163,3
N6	Venant de N5	942,81	187,39
	Plancher à corps creux	47,62	
	Plancher à dalle pleine	92,57	
	Poutre (PP + PS)	31,05	
	Poteaux	15,49	
	Σ	1129,54	187,39
N7	Venant de N6	1129,54	207,47
	Plancher à corps creux	47,62	
	Plancher à dalle pleine	92,57	
	Poutre (PP + PS)	31,05	

	<i>Poteaux</i>	15,49	
	Σ	1316,27	207,47
<i>N8</i>	<i>Venant de N7</i>	1316,27	226,47
	<i>Plancher à corps creux</i>	47,62	
	<i>Plancher à dalle pleine</i>	92,57	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	31,05	
	<i>Poteaux</i>	19,13	
	Σ	1506,64	226,47
<i>N9</i>	<i>Venant de N8</i>	1506,64	248,43
	<i>Plancher à corps creux</i>	47,62	
	<i>Plancher à dalle pleine</i>	92,57	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	31,05	
	<i>Poteaux</i>	19,13	
	Σ	1697,01	248,43
<i>N10</i>	<i>Venant de N9</i>	1697,01	269,04
	<i>Plancher à corps creux</i>	47,62	
	<i>Plancher à dalle pleine</i>	92,57	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	31,05	
	<i>Poteaux</i>	23,14	
	Σ	1891,39	269,04
<i>N11</i>	<i>Venant de N10</i>	1891,39	287,78
	<i>Plancher à corps creux</i>	47,62	
	<i>Plancher à dalle pleine</i>	92,57	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	31,05	
	<i>Poteaux</i>	24,81	
	Σ	2087,44	287,78
<i>N12</i>	<i>Venant de N11</i>	2087,44	326,59
	<i>Plancher à corps creux</i>	47,62	
	<i>Plancher à dalle pleine</i>	92,57	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	31,05	
	<i>Poteaux</i>	38,52	
	Σ	2297,2	326,59
<i>N13</i>	<i>Venant de N12</i>	2297,2	460,44
	<i>Plancher à corps creux</i>	47,62	
	<i>Plancher à dalle pleine</i>	92,57	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	31,05	
	<i>Poteaux</i>	30,6	
	Σ	2499,04	460,44

✓ Poteau (P2)

a) Calcul de la surface afférente

$$S_{cc} = (2,25 \times 2,55) \times 2 + (3 + 1,35) \times 2,55 / 2$$

$$S_{cc} = 17,02 \text{ m}^2$$

$$S.C. ESC = (1,15 \times 1,25) + (1,35 \times 1,3)$$

$$S.C. ESC = 3,19 \text{ m}^2$$

b) Poids des murs double cloison

- étage courant

$$G = 2,76 \times 2,55 \times 2,71$$

$$G = 19,07 \text{ Kn}$$

- Service

$$G = 2,76 \times 2,55 \times 2,93$$

$$G = 20,62 \text{ Kn}$$

- Commerce

$$G = 2,76 \times 2,55 \times 3,93$$

$$G = 27,66 \text{ Kn}$$

c) Calcul de la surface afférente

$$S.C. ESC = (1,15 \times 1,25) + (1,3 \times 1,3)$$

$$S_{cc} = 3,15 \text{ m}^2$$

d) Poids des poutres

$$G_{PP} = (1,35 + 2,25) \times 25 \times 0,40 \times 0,30 = 10,8 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = (2,55 + 2,55) \times 25 \times 0,40 \times 0,30 = 15,3 \text{ KN}$$

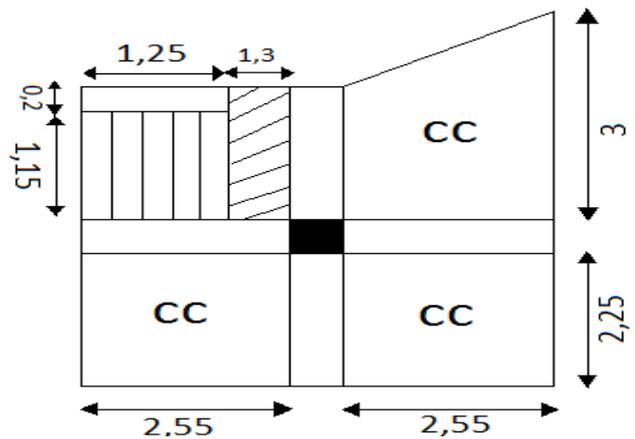


Figure II.15. Surface qui revient au poteau (P2)

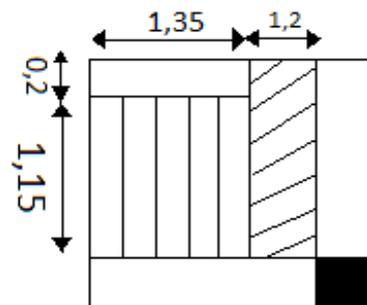


Figure II.16. surface escalier services

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge pour le poteau (P2)

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Terrasse inaccessible	109,74	20,21
	Poutre (PP + PS)	26,1	
	Poteaux	6,89	
	Σ	142,73	20,21
N2	Venant de N1	142,73	50,53
	Plancher à corps creux	76,59	
	Escalier (volée+ palier)	21,11	
	Poutre (PP + PS)	26,1	
	Poteaux	9,37	
	Murs	19,07	
Σ	294,97	50,53	
N3	Venant de N2	294,97	77,81
	Plancher à corps creux	76,59	
	Escalier (volée+palier)	21,11	
	Poutre (PP + PS)	26,1	
	Poteaux	9,37	

	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	447,21	77,81
N4	<i>Venant de N3</i>	447,21	102,06
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée+palier)</i>	21,11	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	12,24	
	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	602,32	102,06
N5	<i>Venant de N4</i>	602,32	123,281
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,1	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	12,24	
	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	757,42	123,281
N6	<i>Venant de N5</i>	757,42	141,47
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,11	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	15,49	
	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	915,78	141,47
N7	<i>Venant de N6</i>	915,78	156,63
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,11	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	15,49	
	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	1074,14	156,63
N8	<i>Venant de N7</i>	1074,14	170,98
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,11	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	19,13	
	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	1236,14	170,98
N9	<i>Venant de N8</i>	1236,14	187,55
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,11	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	

	<i>Poteaux</i>	19,13	
	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	1398,14	187,55
<i>N10</i>	<i>Venant de N9</i>	1398,14	203,11
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,11	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	23,14	
	<i>Murs</i>	19,07	
	Σ	1564,15	203,11
<i>N11</i>	<i>Venant de N10</i>	1564,15	217,26
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,25	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	24,81	
	<i>Murs</i>	20,62	
	Σ	1733,52	217,26
<i>N12</i>	<i>Venant de N5</i>	1733,52	246,56
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Escalier (volée)</i>	21,11	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	38,52	
	<i>Murs</i>	27,66	
	Σ	1923,5	246,56
<i>N13</i>	<i>Venant de N10</i>	1923,5	347,61
	<i>Plancher à corps creux</i>	76,59	
	<i>Poutre (PP + PS)</i>	26,1	
	<i>Poteaux</i>	30,6	
	Σ	2056,79	347,61

Remarque : le poteau le plus sollicité est le poteau central (P1), donc on fait les vérifications nécessaires pour ce poteau.

II.10. Vérification

Donc : $\Rightarrow Pu = 1,35 G + 1,5 Q$

Pu=4064,364 KN

Selon le **BAEL91/99 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de 10% pour les poteaux voisins de rive, tel que :

$Nu=1,1 Pu \Rightarrow Nu = 4470,80 KN$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.

- Le critère de stabilité de forme.
- Vérifications des exigences du RPA 99/2003

II.10.1. Vérification du critère de résistance

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{1,15} = 14,2 \text{ Mpa} \implies B \geq \frac{N_u}{\sigma'_{bc}}$$

$$\implies B \geq 0,315 \text{ m}$$

A la base : $B = 0,60 \times 0,60 = 0,36 \text{ m}^2 \implies$ Vérifiée.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.15. Vérification de critère de résistance

Niveau	N_u (KN)	B_{cal} (m^2)	B_{ado} (m^2)	Observation
Etage 10	362,89	0,025	0,09	Vérifiée
Etage 9	697,36	0,049	0,123	Vérifiée
Etage 8	1025,18	0,072	0,123	Vérifiée
Etage 7	1350,67	0,095	0,160	Vérifiée
Etage 6	1669,52	0,117	0,160	Vérifiée
Etage 5	2019,69	0,142	0,203	Vérifiée
Etage 4	2296,98	0,161	0,203	Vérifiée
Etage 3	2611,04	0,183	0,25	Vérifiée
Etage 2	2929,97	0,206	0,25	Vérifiée
Etage 1	3252,63	0,229	0,303	Vérifiée
Service	3574,69	0,251	0,303	Vérifiée
Commerce	3950,22	0,278	0,36	Vérifiée
Parking	4470,80	0,314	0,36	Vérifiée

II.10.2. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limite de déformation

(flambement) D'après le (CBA 93). on doit vérifier l'effort normal ultime :

$$N_u \leq N'_u = \alpha \times \left[\frac{(B_r \times f_{c28})}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite de béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15.

α : Coefficient tenant compte de l'élanement $\implies \alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35))$ pour $\lambda \leq 70$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 7$$

calcul de l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i} \implies$ Avec : $\begin{cases} l_f : \text{longueur de flambement} = 0,7 \times l_0 \\ l_0 : \text{longueur du poteau} \end{cases}$

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

D'après l'expression donnée par le BAEL 91(art B.8.4.1)

$$B_r > \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Il faut vérifier que $B_{radop} \geq B_{rcal}$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.16. Vérification au flambement

Niveau	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$I (m^4) \times 10^{-4}$	$i (m)$	λ	α	$N_u (Kn)$	$B_{rcal}(m^2)$	$B_{rado}(m^2)$	Obs
Etage 10	2,86	2,002	6,75	0,086	23,28	0,781	362,89	0,02	0,0784	Vérifiée
Etage 9	2,86	2,002	12,51	0,101	19,82	0,798	697,36	0,0378	0,1089	Vérifiée
Etage 8	2,86	2,002	12,51	0,101	19,82	0,798	1025,18	0,0556	0,1089	Vérifiée
Etage 7	2,86	2,002	21,33	0,115	17,41	0,809	1350,67	0,0725	0,1444	Vérifiée
Etage 6	2,86	2,002	21,33	0,115	17,41	0,809	1669,52	0,0899	0,1444	Vérifiée
Etage 5	2,86	2,002	34,17	0,129	15,52	0,817	2019,69	0,1075	0,1849	Vérifiée
Etage 4	2,86	2,002	34,17	0,129	15,52	0,817	2296,98	0,1223	0,1849	Vérifiée
Etage 3	2,86	2,002	52,08	0,144	13,9	0,824	2611,04	0,1380	0,2034	Vérifiée
Etage 2	2,86	2,002	52,08	0,144	13,9	0,824	2929,97	0,1549	0,2034	Vérifiée
Etage 1	2,86	2,002	76,26	0,159	12,59	0,828	3252,63	0,1713	0,2809	Vérifiée
Service	3,08	2,156	76,26	0,159	13,56	0,825	3574,69	0,1888	0,2809	Vérifiée
Commerce	4,08	2,856	108	0,173	16,51	0,813	3950,22	0,2112	0,3364	Vérifiée
Parking	3,2	2,24	108	0,173	12,95	0,827	4470,80	0,2358	0,3364	Vérifiée

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber

II.10.3. Vérification des exigences du RPA 99/2003 (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm}$
 - $\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$
 - $0,25 < b/h < 4$
- } Les trois conditions sont vérifiées pour les différents sections des poteaux

Conclusion

Le pré dimensionnement de la structure nous a conduits à donner aux préalables les dimensions des différents éléments pour évaluer les charges exercé et l'évaluation de la descente de charge , nous avons adopté les sections suivantes :

- **Poutres principales** : (30×40) cm²
- **Poutres secondaires** : (30×40) cm²
- **Poteaux de Parking et commerces**: (60×60) cm²
- **Poteaux de services et 1er étage**: (55×55) cm²
- **Poteaux des étages 2 et 3** : (50×50) cm²
- **Poteaux des étages 4 et 5** : (45×45) cm²
- **Poteaux des étages 6 et 7** : (40×40) cm².
- **Poteaux des étages 8 et 9** : (35×35) cm².
- **Poteau du 10 éme étage** : (30×30) cm².
- **Voiles** :
 - e= 20 cm → **Parking et service** .
 - e=25 cm → **commerce**.
 - e=15 cm → **étages courants**.

Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. On consacre ce chapitre pour le calcul des éléments suivant : les planchers, les escaliers, poutres palières et l'acrotère.

Etude de plancher:

Le plancher en corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent directement les hourdis creux en polystyrène. sur leurs partie supérieure repose une dalle dite «dalle de compression» en béton armé avec des treillis soudés. Ce type de plancher est léger et très économique.

III.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

❖ Méthodes de calcul :

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

- Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée
- Méthode de Caquot applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée
- Méthode de la RDM classique (cas isostatique)

III.1.1. Les différentes Types de poutrelles:

Notre projet comporte un seul type de poutrelles (poutrelles sur deux appuis)

On prend la plus défavorable :



Figure III.1. Types des poutrelles pour étage courant et service.



Figure III.2. Types des poutrelles pour la terrasse inaccessible et Commerce

III.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles:

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) / l_0$$

$$q_s = (G + Q) / l_0$$

Tableau III.1. chargement sur les poutrelles

Nature	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	l ₀ (m)	Q _u (KN/ml)	Q _s (KN/ml)
Étage courant	4,46	1,5	0,60	4,96	3,57
Service	4,46	2,5	0,60	5,86	4,17
Terrasse inaccessible	5,43	1,00	0,60	5,30	3,27
Commerce	4,46	5,00	0,60	8,11	5,67

III.1.3.Exemple illustratif

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 1 du plancher commerce).

- Etude de la poutrelle type 1 (Commerce)

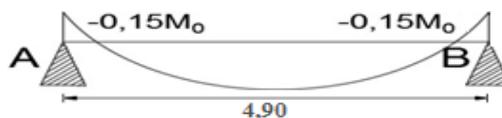


Figure III.3. diagramme des moments pour une poutrelle isostatique

Calcul des sollicitations :

$q_u = 8,11 \text{ KN/ml}$, $q_s = 5,67 \text{ KN/ml}$.

- Calcul moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 24,34 \text{ km.m}$$

$$M_0^{AB} = 24,34 \text{ km.m}$$

- Calcul des moments aux appuis:

Appuis de rive :

$M_A = M_B = 0$ (Le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$)

$$M_A = M_B = -0,15 M_0 = -3,65 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées:

Travée AB :

$$\alpha = Q/(G+Q) = 0,528$$

$$M_0 = M_t = 24,34 \text{ KN.m}$$

- Evaluation des efforts tranchant:

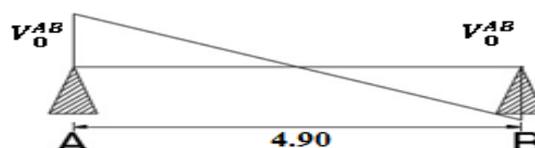


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutrelle isostatique

$$V_0 = \pm q \cdot l/2$$

III.1.4. Les sollicitations maximales retenues :

Les sollicitations les plus défavorables pour les poutrelles sont présentées dans le tableau suivant

Tableau III.2. Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles

ELU		ELS		Effort
$M_t(kn.m)$	$M_{a.r}(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_{a.int}(KN.m)$	$M_{a.r}(KN.m)$ tranchant(KN)
<i>Étage courant</i>				
14,89	-2,23	10,73		-1,61
<i>Service</i>				
17,59	-2,64	12,53		-1,88
<i>Terrasse inaccessible</i>				
15,90	-2,38	11,58		-1,73
<i>Commerce</i>				
24,35	-3,65	17,03		-2,55

III.1.5. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

$b_0=12cm$, $b=60cm$, $h=20cm$, $h_0=5cm$, $d=18cm$, $f_{bu}=14,20MPa$.

Tableau III.3. Calcul des armatures en travée

$M_t(KN.m)$	M_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$St(cm)$
<i>Étage courant</i>							
14,89	0,035	0,046	0,214	1,97	3HA10=2,36	1,59	15
<i>Service</i>							
17,59	0,042	0,055	0,213	2,34	3HA10=2,36	1,30	15
<i>Terrasse inaccessible</i>							
15,90	0,038	0,049	0,215	2,12	3HA10=2,36	1,30	15
<i>Commerce</i>							
24,35	0,058	0,075	0,212	3,30	3HA12=3,39	1,38	15

Tableau III.4. Calcul des armatures aux appuis de rive

$M_a(KN.m)$	M_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	$A_{min}(cm)$	$St(cm)$
<i>Étage courant</i>							
-2,23	0,018	0,025	0,218	0,29	1HA10=0,79	0,31	15
<i>Service</i>							
-2,64	0,032	0,047	0,215	0,35	1HA10=0,79	0,31	15
<i>Terrasse inaccessible</i>							
-2,38	0,021	0,026	0,217	0,23	1HA10=0,79	0,31	15
<i>Commerce</i>							
-3,65	0,043	0,056	0,214	0,49	1HA10=0,79	0,31	15

Vérifications à ELU**a) Vérification au cisaillement :**

D'après le CBA 93

$$FPN \Rightarrow \tau = \min(0,2 fc28 ; 5Mpa) \Rightarrow \tau = \min(3,33 MPa ; 5MPa) = 3,33MPa$$

$$\tau u = \frac{Vu}{bo d} = \frac{19,88 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,22}$$

$$\tau u = 0,753 MPa < \tau = 3,33 MPa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

b) Choix des armatures transversales :

$$D'après le BAEL99/2003 \quad Q_t \leq \min \left\{ Q_t^{\min} ; \frac{bo}{12} ; \frac{h}{35} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} ; 5,17 \text{ mm} \}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{on adopte à un étrier } \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

c)- L'espacement:

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 d ; 40 \text{ cm} = 19,8 \text{ cm} \\ \frac{At \cdot 0,8 Fe (\sin \alpha \times \cos \alpha)}{bo(\tau u - 0,3 \cdot k \cdot ft28)} = 68,82 \text{ cm} \\ \frac{At \cdot Fe}{0,4 bo} = 46,66 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow$ Flexion simple; armature droits.

K=1 pas de reprise de bétonnage, Flexion simple et Fissuration peu nuisible

\Rightarrow On adopte : St = 15 cm.

d) Choix des armatures opté pour les poutrelles :

$$\text{En travée : } 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } HA 10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

e) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

D'après le CBA 93 on doit vérifier que :

$$Vu \leq 0,267 bo \cdot \alpha \cdot fc28$$

Avec : $\alpha = \min [0,9 d ; (\text{Largeur de l'appui} - 4\text{cm})]$

$$\alpha = \min [19,8 ; 26] \quad \alpha = 19,8 \text{ cm}$$

$$Vu = 19,88 \text{ KN} < 0,267 \cdot 0,12 \cdot 0,198 \cdot 25 = 158,6 \text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet de l'effort tranchant

f) Vérification des armatures longitudinales :**• Appui de rive :**

$$A\ell \geq \frac{y_s \cdot Vu}{fe} \quad \text{CBA 93 (Art A.5.1.3.1.2)}$$

$$A\ell \geq \frac{1,15 \cdot 19,88 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{400} = 0,571 \text{ cm}^2$$

$$A\ell = A_t + A_a^{rive} = 3,39 + 0,79 = 4,18 \text{ cm}^2 > 0,642 \text{ cm}^2$$

g) Vérification de la jonction table nervure :

D'après le BAEL 91/99 (Art A.5.1.2.1.1) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u (b-d_0)/2}{0,9 d.b.h_0} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_i = \frac{19,88 \cdot 10^{-3} (0,6-0,12)/2}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 0,23 \cdot 0,05} = 0,768 \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions à l'Elu sont satisfaites

h) Vérification de l'effort tranchant dans le béton:

On doit vérifier que: $V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times d \times b_0 \times f_{c28}$ **CBA93 (Art A.5.1.3.1)**

$V_u = 0,01995 \text{ MN} < 0,267 \times 0,9 \times 0,23 \times 0,12 \times 25 = 0,166 \text{ MN} \dots\dots\dots$ vérifiée

Vérifications à ELS

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation

➤ L'état limite d'ouverture des fissures

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art 4.5.2)}$$

En travée :

Position de l'axe neutre:

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 5^2}{2} - 15 \times 3,39(23 - 5) = -352,5 < 0$$

⇒ Revient à calculer une section en T (b x h)

$$\begin{aligned} \text{Calcul de } y : & b_0/2 y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - (b - b_0)[h_0]^2 \\ & = 12/2 y^2 + [15 \cdot 4,52 + (60 - 12) \times 5]y - 15 \cdot 3,39 \cdot 23 - (60 - 12) \times 5^2/2 = 0 \\ & \Rightarrow 6y^2 + 307,8y - 2159,4 \\ & \Rightarrow y_1 = 4,62 \\ & \Rightarrow y_2 = -43,16 \end{aligned}$$

$$\text{Calcul de } I = \frac{b}{2} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{60}{3} (4,62)^3 - (60 - 12) \frac{(4,62 - 5)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 (23 - 4,62)^2 = 0$$

$$I = 1,9151 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tableau III.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
<i>En travée</i>					
17,03	4,62	1,9151	4,42	15	Vérifiée
<i>En appuis</i>					
-2,55	5,81	0,42861	3,47	15	Vérifiée

• Etat limite de déformation

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable de commerce, car elle est isostatique et d'une travée de 4,9m. Si ca flèche vérifié, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

D'après le CBA93 la vérification de la flèche est nécessaires les conditions suivantes ne sont satisfaites.

- **En appui de rive**

$$M_0^S = -2,55 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_a^{rive} = 0,79 \text{ cm}^2$$

⇒ le calcul se fera pour une section en T ($b_0 \times h$) car $M_a^S < 0$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 6y^2 + 11,85y - 272,55 \Rightarrow y_1 = 5,82 ; y_2 = -7,65$$

$$\text{Calcul de } I : \Rightarrow \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A(d - y)^2 = \frac{12}{3} (5,82)^3 + 15 \times 0,79 (23 - 5,82)^2$$

$$\Rightarrow I = 0,4286,11 \text{ m}^4$$

✓ **La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit:**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4900}{500} = 9,8 \text{ mm}$$

- **Évaluation des moments en travée:**

$q_{jser} = 0,60 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0,60 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,60 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1,25 \times 4,9^2}{8} = 3,75 ; M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{2,67 \times 4,9^2}{8} = 8,01 ;$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{5,67 \times 4,9^2}{8} = 17,01$$

- **Propriété de la section:**

Position de l'axe neutre : $\Rightarrow y = 4,62 \text{ cm}$

$$I = 1,9151 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Position du centre de gravité de la section homogène:

$$y_G = \frac{\sum G_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(300 \cdot 2,5) + (240 \cdot 15) + (50,85 \cdot 23)}{300 + 240 + 50,85} \Rightarrow y_G = 9,34 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) X (y_G - h_0)^3}{3} + 15 (b - y_G) + 15 (d' - y)^2 = 0$$

$$I_0 = 4,1233 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \dots \dots \dots \text{Moment d'inertie de la section totale (acier+béton).}$$

- **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i$Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

- **Calcul de ρ et λ :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 0,0123$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 0,6 \times 2,1}{(2 \times 0,6 + 3 \times 0,12) \times 0,0123} = 3,28$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,28 = 1,31$$

λ_i : Déformation instantané

λ_v : Déformation différée

- **Contraintes:**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{St}^g = 15 \frac{M_{ser}^g}{I} (d-y) = 15 \frac{8,01 \times 10^{-3} \times (0,23 - 0,0462)}{19151 \times 10^{-8}} = 115,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St}^j = 15 \frac{M_{ser}^j}{I} (d-y) = 15 \frac{3,75 \times 10^{-3} \times (0,23 - 0,0462)}{19151 \times 10^{-8}} = 53,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St}^p = 15 \frac{M_{ser}^p}{I} (d-y) = 15 \frac{17,01 \times 10^{-3} \times (0,23 - 0,0462)}{19151 \times 10^{-8}} = 244,88 \text{ MPa}$$

- **Inerties fictives (IF) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_{St}^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0123 \cdot 53,98 + 2,1} = 0,227$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_{St}^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0123 \cdot 115,31 + 2,1} = 0,417$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_{St}^p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0123 \cdot 244,88 + 2,1} = 0,74$$

avec $\mu > 0$

- **Évaluation des flèches:**

$$f_{ji} = \frac{\mu_j^{ser} \cdot l^2}{10 E I I F j i}$$

$$I_{Fji} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 41233}{1 + 3,28 \cdot 0,227} = 25998,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fgi} = \frac{1,1 \cdot 41233}{1 + 3,28 \times 0,417} = 19155,78 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fpi} = \frac{1,1 \times 41233}{1 + 3,28 \times 0,74} = 13234,21 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fgv} = \frac{1,1 \times 41233}{1 + 1,31 \times 0,417} = 29332,72 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches f :**

$$f_{ji} = \frac{3,75 \cdot 10^{-3} \cdot 4,9^2}{10 \times 32164,2 \times 25998,70 \cdot 10^{-8}} = 1,076 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{8,01 \cdot 10^{-3} \cdot 4,9^2}{10 \times 32164,2 \times 19155,78 \cdot 10^{-8}} = 3,94 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{17,01 \cdot 10^{-3} \cdot 4,9^2}{10 \times 32164,2 \times 13234,21 \cdot 10^{-8}} = 9,59 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{8,01 \cdot 10^{-3} \cdot 4,9^2}{10 \times 10818,86 \times 29332,72 \cdot 10^{-8}} = 6,06 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

• **Calcul de la flèche total Δ_f :**

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta_{ft} = 10,63\text{cm} \Rightarrow \Delta_{ft} = 10,63\text{cm} < f' = 9,80 \text{ cm}$$

La condition de la flèche n'est pas vérifié , il faut augmenter la section d'acier.

Choix de ferrailage :

• **En travée :**

Pour A_t on choisit : 4HA12 = 4,52 cm².

• **En appuis :**

Pour A_a on choisit : 1HA10 = 0,79 cm².

Tableau III .6. Evaluation de la flèche sur le commerce

f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
0,915	2,908	7,749	5,776	9,50	9,80	Vérifiée

Choix de ferrailage Etage service :

• **En travée :**

Pour A_t on choisit 2HA12 + HA10 = 3,05 cm².

• **En appuis :**

Pour A_a on choisit 1HA10 = 0,79 cm²

Tableau III .7. Evaluation de la flèche sur le service

L (m)	AS (cm ²)	M_{jser} (Kn.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_0 \times 10^{-4}$ (m ⁴)
4,90	3,05	3,78	8,10	12,60	1,71167	3,4611
Y (cm)	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)	σ_{sp} (MPa)	$If_{ji} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$If_{gi} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$If_{pi} \times 10^{-4}$ (m ⁴)
5,20	58,31	124,95	194,36	1,6668	1,2865	1,1659
$If_{gv} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
2,1344	0,116	0,405	0,7409	0,7388	0,957	0,980

Choix de ferrailage pour la terrasse inaccessible :

• **En travée**

Pour A_t on choisit 2HA12 + HA10 = 3,05 cm².

• **En appuis :**

Pour A_a on choisit 1HA10 = 0,79 cm²

Tableau III .8. Evaluation de la flèche sur la Terrasse Inaccessible

L (m)	AS (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_0 \times 10^{-4}$ (m ⁴)
4,90	3,05	3,78	9,78	11,57	1,5696	3,3786
Y (cm)	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)	σ_{sp} (MPa)	$If_{ji} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$If_{gi} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$If_{pi} \times 10^{-4}$ (m ⁴)
5,20	58,31	150,77	178,53	1,4728	1,1170	1,0750
$If_{gv} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
1,9248	0,116	0,528	0,663	0,938	0,956	0,980

Choix de ferrailage l'étage courant :

- **En travée**

Pour A_t on choisit $2HA10 + HA12 = 2,7 \text{ cm}^2$.

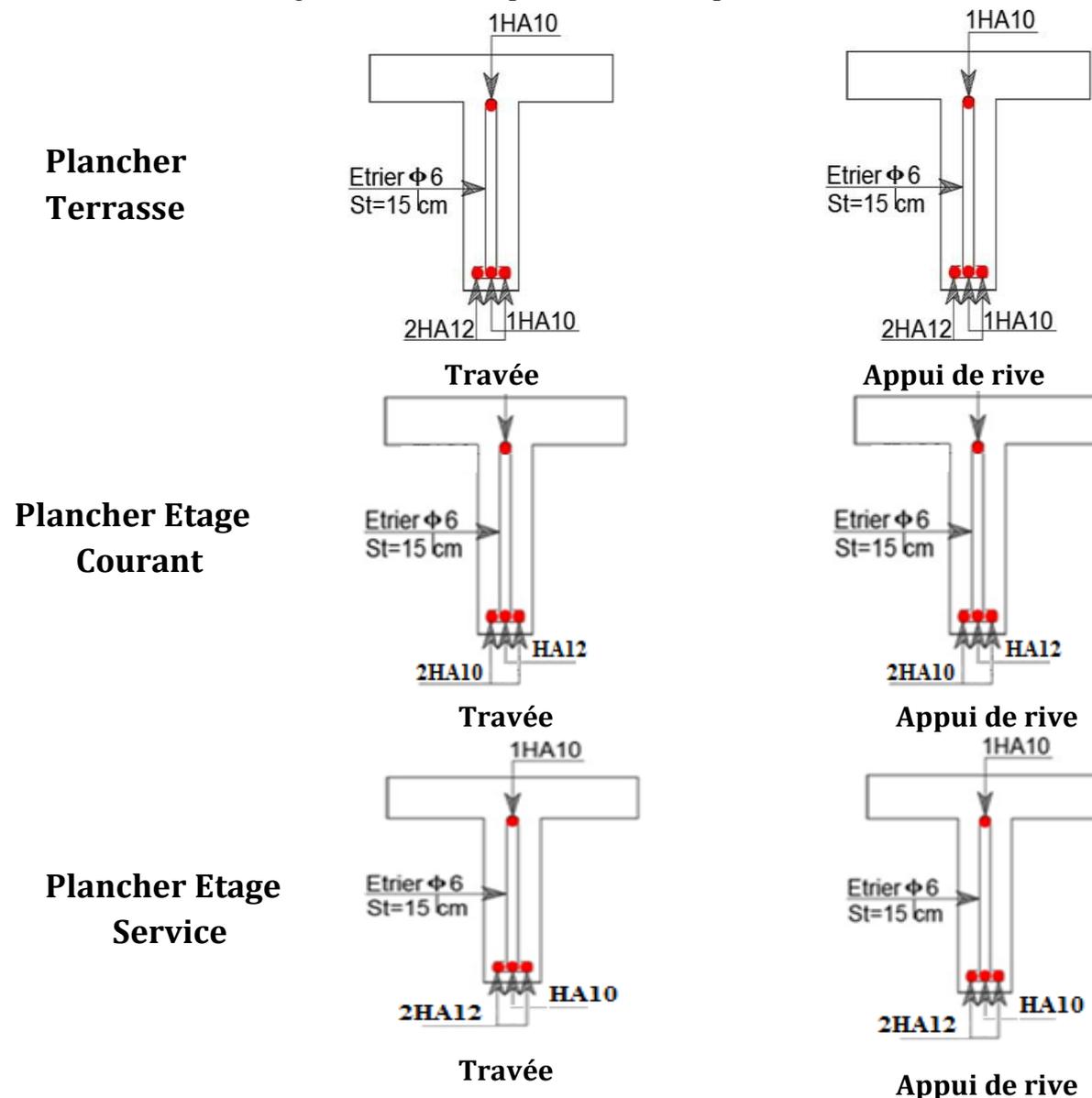
- **En appuis :**

Pour A_a on choisit $1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$

Tableau III .9. Evaluation de la flèche sur l'étage courant

$L (m)$	$A_S (cm^2)$	$M_{jser} (Kn.m)$	$M_{gser} (KN.m)$	$M_{pser} (KN.m)$	$I \times 10^{-4} (m^4)$	$10 \times 10^{-4} (m^4)$
4,90	2,7	3,78	9,77	10,84	1,5696	3,3786
$Y (cm)$	$\sigma_{sj} (MPa)$	$\sigma_{sg} (MPa)$	$\sigma_{sp} (MPa)$	$I_{fji} \times 10^{-4} (m^4)$	$I_{fgi} \times 10^{-4} (m^4)$	$I_{fpi} \times 10^{-4} (m^4)$
4,93	65,59	169,59	187,39	0,8492	0,8383	0,8357
$I_{fgv} \times 10^{-4} (m^4)$	$f_{ji} (cm)$	$f_{gi} (cm)$	$f_{pi} (cm)$	$f_{gv} (cm)$	$\Delta f (cm)$	$f_{adm} (cm)$
1,5661	0,126	0,589	0,675	1,019	0,979	0,980

Les schémas de ferrailage des différentes poutrelles sont représentées ci-dessous :



**Plancher Etage
Commerce**

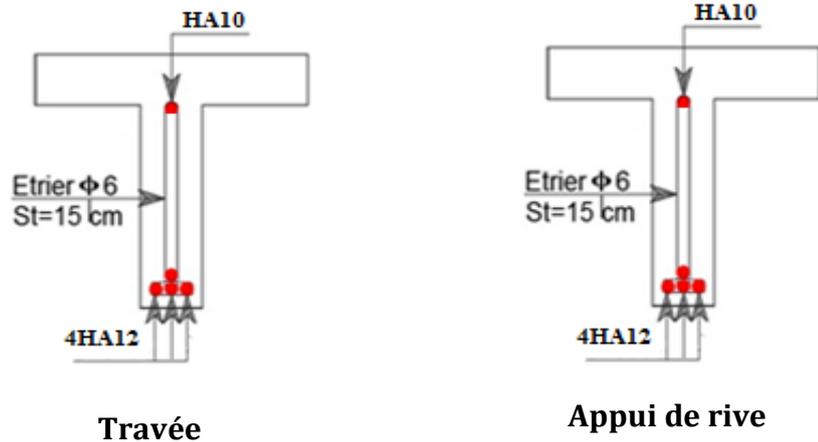


Figure III.5. Schéma de ferrailage des poutrelle

✓ **Ferrailage de la dalle de compression:**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e=235\text{MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

$$A^\perp = \frac{4 \times b}{f_e} = 1,02 \text{ (cm}^2 / \text{ml)} \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles:**

$$A_{||} = A^\perp / 2 = 0,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- $5\phi 6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$
- $4\phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

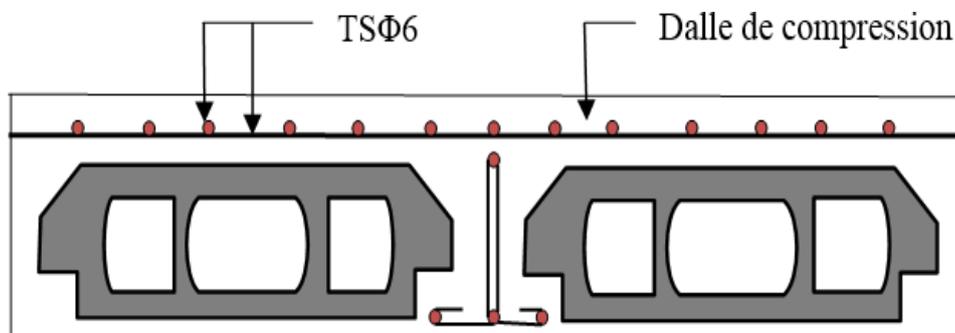


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Dalles pleines :

On appelle un panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis

L_x : la plus petite dimension du panneau

L_y : la plus grande dimension du panneau.

✓ **Exemple de calcul**

III.2.1. Type 1 : Panneau D1 (repose sur 4 appuis):

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.1}{6} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens}$$

III.2.1.1.Calcul a l'ELU

$$\begin{cases} G = 6,11 \\ Q = 1,5 \end{cases} \text{ ELU } \begin{cases} u_x = 0,0506 \\ u_y = 0,6864 \end{cases} \quad \text{ELS } \begin{cases} u_x = 0,0576 \\ u_y = 0,7794 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 = 10,50 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatiques:

$$M_0^x = u_x \times q_u \times lx^2 = 13,82 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = u_y \times q_u \times ly^2 = 9,48 \text{ KN.m}$$

• Moments en travée :

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 7,11 \text{ KN.m}$$

• Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x = -6,90 \text{ KN.m}$$

• Vérification de la condition de non fragilité:

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0,4$, avec FeE400 $\rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{3 - 0,85}{2} \times 100 \times 15 = 1,29\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_a^{\min} = \frac{0,23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57\text{cm}^2$$

III.2.1.2.Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm}, e = 15 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14,2 \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau III.10.Calcul des armatures principales pour la dalle

Sens	Mu (KN.m)	Mbu	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin(cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)	St (cm)
<i>En travée</i>								
x-x	10,36	0,05	0,065	0,117	2,55	1,29	4HA10 = 3,14	25
y-y	7,11	0,034	0,044	0,118	1,73	1,2	4HA 8 = 2,01	25
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	- 6,90	0,033	0,043	0,118	1,68	1,57	3HA10 = 2,36	33

• Vérification des espacements :

$$St = 33\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$b=100 \text{ cm} ; d=13 \text{ cm} , \rho = 0,85 > 0,4$$

$$v_{ux} = \frac{(q_u \times lx)}{2} \times \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} = 17,84 \text{ KN}$$

$$v_{uy} = \frac{(q_u \times ly)}{2} \times \frac{lx^4}{ly^4 + lx^4} = 22,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0,164 < \overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

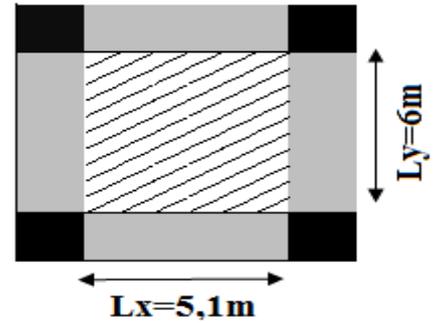


Figure III.7.panneau de dalle D1

III.2.13.Calcul à l'ELS

$q_s = G + Q = 7,61 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_x^0 = 11,40 \text{ KN/m} \\ M_y^0 = 8,88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_x = 8,55 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_y = 6,66 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **Moments en appui :**

$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x = -5,70 \text{ KN/m}$

➤ **Vérification des contraintes des l'aciers :**

$\text{FN} \Rightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,6 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{(d-y)I}$

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

Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	8,55	2,9	0,4713	5,30	15	Vérifiée	246,99	201,63	Non Vérifiée
y-y	6,66	2,9	0,4713	4,13	15	Vérifiée	192,50	201,63	Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x=y-y	-5,70	2,5	0,3713	3,96	15	Vérifiée	216,84	201,63	Non Vérifiée

Condition non vérifié, On augmente les sections d'armatures

• En travée (x.x)

On prend 5HA10 = 3,93

$\sigma_{st} = 199,11 < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$

• En appuis (xx=yy)

On prend 4HA10 = 3,14cm²/ml

$\sigma_{st} = 164,66 < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de la flèche**

$At_x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 0,000393 \leq \frac{2 \times 1 \times 0,13}{400} = 0,00065$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.12.Vérification de la flèche

Sens	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
x-x	0,90	0,74	2,99	2,24	3,59	10,1
y-y	0,88	0,73	1,79	2,19	2,37	11

La flèche est vérifiée dans les deux sens

Le ferrailage d'autres dalles sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Ferrailage de tout les types de dalles pleines

Sens	Mu (KN.m)	Mbu	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin(cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)	St (cm)
<i>Dalle 2 → $\rho = 0,83 > 0,4$</i>								
<i>En travée</i>								
x-x	10,39	0,043	0,055	0,127	2,35	1,30	4HA10 = 3,14	25
y-y	6,75	0,028	0,035	0,128	1,51	1,2	4HA 8 = 2,01	25
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	- 6,92	0,029	0,036	0,128	1,55	1,57	3HA10 = 2,36	33
<i>Dalle 3 → $\rho = 0,80 > 0,4$</i>								
<i>En travée</i>								
x-x	8,45	0,059	0,076	0,096	2,50	1,06	4HA10=3,14	25
y-y	5,03	0,035	0,045	0,098	1,47	0,96	4HA8=2,01	25
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	5,63	0,039	0,05	0,097	1,65	1,21	3HA10=2,36	33
<i>Dalle 4 → $\rho = 0,28 < 0,4$</i>								
<i>En travée</i>								
x-x	23,68	0,167	0,230	0,09	7,49	1,31	5HA14=7,70	25
y-y	3,61	0,025	0,032	0,098	1,05	0,96	3HA8=1,51	25
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	15,78	0,111	0,148	0,094	4,82	1,21	5HA12=5,65	33
<i>Dalle 5 → $\rho = 0,29 < 0,4$</i>								
<i>En travée</i>								
x-x	22,93	0,161	0,222	0,091	7,23	1,30	5HA14=7,70	25
y-y	3,61	0,025	0,032	0,098	1,05	0,96	3HA8=1,51	25
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	15,29	0,107	0,143	0,094	4,66	1,21	6HA10=4,71	33

Remarque : Les contraintes a l'ELS sont pas vérifié , il faut augmenter la section de ferrailage

Le ferrailage choisit :

Tableau III.14. Ferrailage de tout les types de dalles pleines a l'ELS

Sens	Dalle	Aadp (cm ² /ml)	St(cm)
<i>En travée</i>			
x-x	<i>Dalle 2</i>	5HA10=3,93	20
y-y		6HA8=3,02	17
<i>En appuis</i>			
x-x=y-y		3HA10 = 2,36	33
<i>En travée</i>			
x-x	<i>Dalle 3</i>	5HA10=3,93	20
y-y		4HA10=3,14	25
<i>En appuis</i>			
x-x=y-y		5HA8=2,51	20

En travée			
<i>x-x</i>	<i>Dalle 4</i>	5HA14=7,70	20
<i>y-y</i>		3HA8=1,51	33
En appuis			
<i>x-x=y-y</i>		6HA12=6,79	17
En travée			
<i>x-x</i>	<i>Dalle 5</i>	5HA14=7,70	20
<i>y-y</i>		3HA8=1,51	33
En appuis			
<i>x-x=y-y</i>		6HA12=6,79	17

Schéma de ferrailage des différentes dalles :

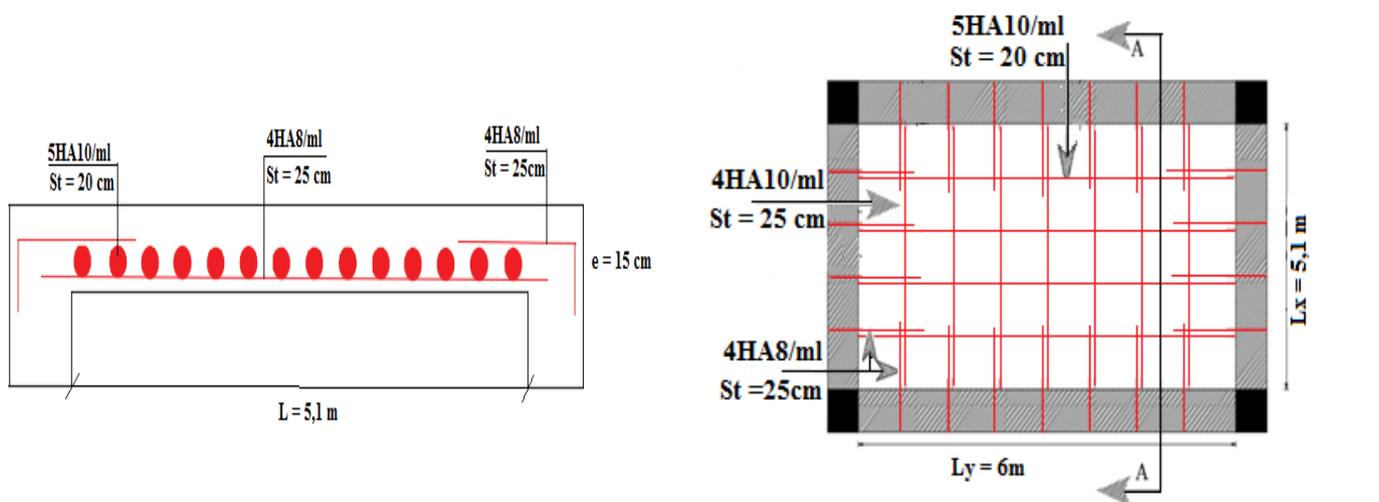


Figure III.8. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D1) sur quatre appuis

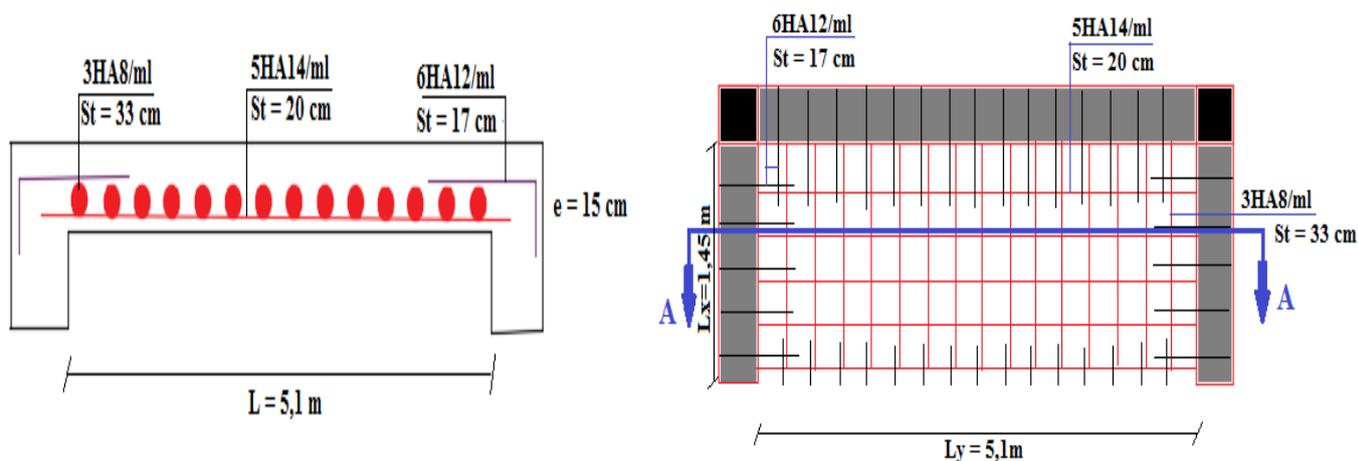


Figure III.9. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D4) sur trois appuis

III.3- Etudes des escaliers :**III.3.1.Type 1: escalier à trois volées (Commerce)****III.3.1.1.Les volées 1 et 3 sont identiques :**

- La charge permanente sur la volée

$$G = 8,13 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

- La charge permanente sur le palier

$$G = 6,52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}$$

III.3.1.2.Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 18,47 \text{ Kn/ml que}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 16,30 \text{ Kn/ml}$$

III.3.1.3.Calcul des sollicitations:**a) Calcul des reactions:**

$$R_A + R_B = 88,34 \text{ KN}$$

Après calcul RDM, on trouve

$$R_A = 46,45 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 41,89 \text{ KN}$$

b) Calcul des moments

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents :

- $0 \leq x \leq 1,30$

$$M + R_A \times x - 16,3 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M(0)=0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=1,3 \rightarrow M(1,30)=-46,61 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{d(Mx)}{dx} = -46,45 + 32,6 x$$

$$T(0) = -46,45 \text{ KN}$$

$$T(1,3) = -4,07 \text{ KN}$$

- $1,30 \leq x \leq 3,70$

$$M + (R_A \times x) - 16,3 \times 1,3 \times (x - \frac{1,3}{2}) - 18,47 \times x \times \frac{x}{2}$$

$$\text{Pour } x=1,30 \rightarrow M(1,30) = -31,00 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=3,70 \rightarrow M(3,70) = 19,19 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{d(Mx)}{dx} = -25,26 + 36,94 x$$

$$T(1,3) = 22,76 \text{ KN}$$

$$T(3,7) = 111,42 \text{ KN}$$

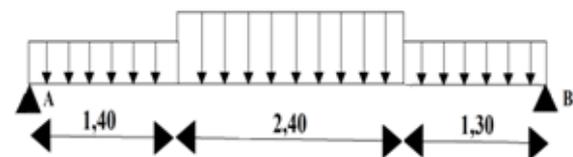
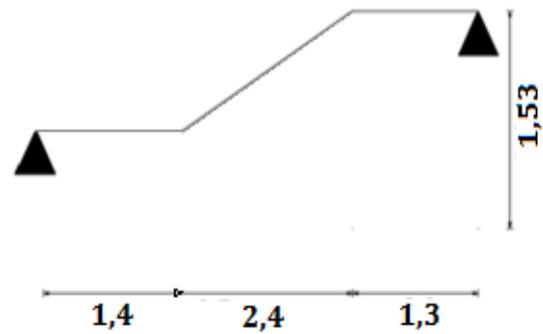


Figure III.10. Schéma statique de la volée 1

- $0 \leq x \leq 1,40$

$$M - R_B \times x + 16,3 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0 \rightarrow M(0)=0$ KN.m

Pour $x=1,4 \rightarrow M(1,40)=42,67$ KN.m

$$\Rightarrow (x = 2,54 \text{ m}) \quad \Rightarrow \quad M_{0 \text{ max}} = 53,82 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{d(Mx)}{dx} = -41,89 + 32,6 x$$

$$T(0) = -41,89 \text{ KN}$$

$$T(1,4) = 3,75 \text{ KN}$$

c) Calcul des moments réels :

$$M_a = -0,5 M_{\text{max}} = -26,91 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{\text{max}} = 40,37 \text{ KN.m}$$

III.3.1.4. Ferrailage :

Calcul en flexion simple de la section (bxh) = (100x20), et d = 18 cm

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Calcul des armatures principales pour la volée (1 et 3) commerce

M_u (KN.m)	M_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	$A_{rép}$ (cm ² /ml)	St (cm)
<i>En travée</i>								
40,37	0,087	0,123	0,171	6,75	2,17	5HA14= 7,70	4HA8 = 2,01	20
<i>En appuis</i>								
-26,91	0,058	0,075	0,174	4,43	2,17	4HA12=4,52	3HA8=1,51	25

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

$$T = 46,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b d} = 0,245 \text{ MPa} < \tau_U = 0,7 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \dots \text{condition vérifiée (pas d'armatures}$$

transversales)

- **Armatures de répartition :**

$$A^t = A^{adopté} / 4 = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } St = 25 \text{ cm}$$

$$A^t = A^{adopté} / 4 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte : } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } St = 33 \text{ cm}$$

On adopte : 4HA8= 2,01 cm²/ml et St = 25 cm

- **Vérification de l'espacement :**

Les armatures principales : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ *Condition vérifiée.*

Les armatures secondaires : $St \leq \min(4h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ *Condition vérifiée.*

III.3.1.5. Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 13,13 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 11,52 \text{ KN/m}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS

R_A (KN)	R_B (KN)	M_o (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	$I \times 10^{-4}$ (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée								
31,34	31,27	41,21	30,91	0,043	1,5375	8,66	15	Vérifiée
En appuis								
31,34	31,27	41,21	-16,48	0,032	0,8845	6,026	15	Vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\begin{cases} e \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_o} * l \rightarrow 0,20 < 0,075 \\ A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 0,038 \leq 0,0105 \\ l < 8m \end{cases}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors on doit vérifier la flèche :

Tableau III.17. Vérification de la flèche

L (m)	AS (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	10×10^{-4} (m ⁴)
5,1	7,70	16,45	20,92	27,84	2,3596	7,4059
Y (m)	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5,39	2,86	4,69	7,83	9,34	9,61	10,2

Les résultats de ferrailage de tout les types d'escaliers ont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Résultats de ferrailage pour tout les types d'escaliers

M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	$A_{rép}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Escalier commerce (Vollée 2)								
En travée								
43,21	0,093	0,123	0,171	6,75	2,17	5HA14= 7,70	4HA8 = 2,01	20
En appuis								
28,81	0,063	0,081	0,174	4,43	2,17	4HA12=4,52	3HA8=1,51	25
Escalier service								
En travée								
34,80	0,075	0,098	0,172	5,79	2,1	4HA14=6,16	4HA8=2,01	20
En appuis								
23,26	0,05	0,064	0,175	3,81	2,17	4HA12=4,52	3HA8=1,51	25
Escalier étage courant								
En travée								

34,70	0,075	0,098	0,173	5,76	1,21	4HA14=6,16	4HA8=2,01	25
En appuis								
23,13	0,05	0,064	0,175	3,79	1,21	4HA12=4,52	3HA8=1,51	25

- Schéma de ferrailage de l'escalier :

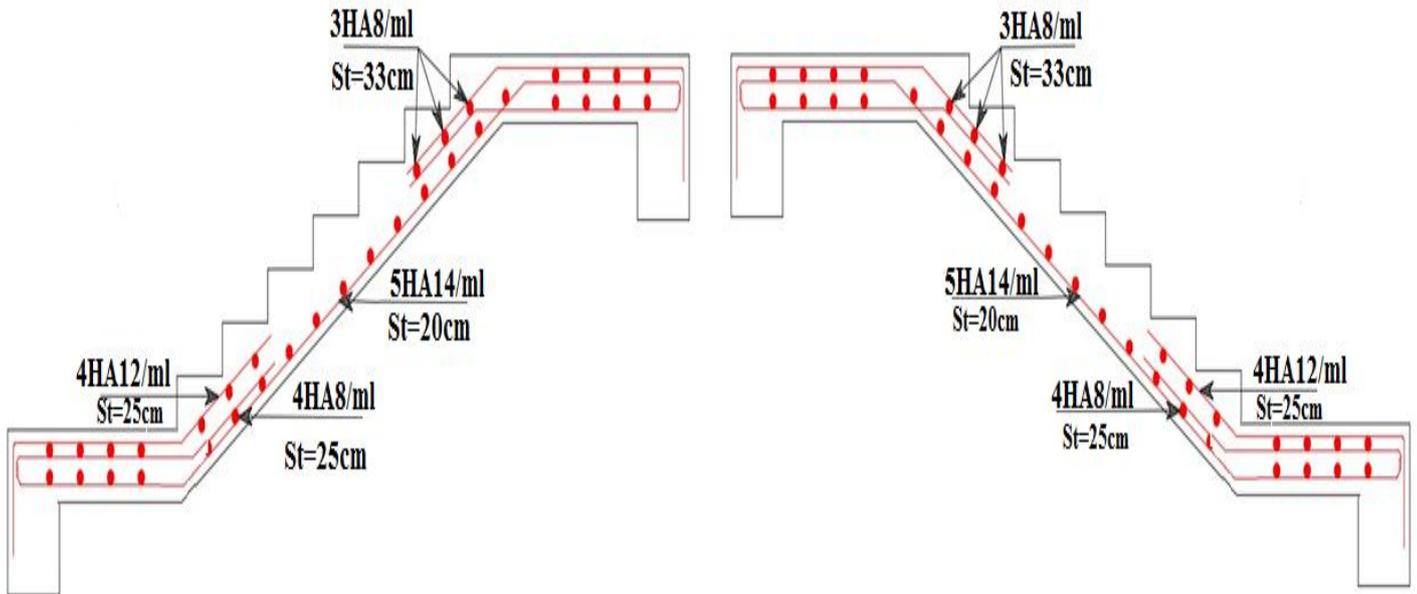


Figure III.11. Schéma de ferrailage commerce (Vollée 1 et 3)

Figure III.12. Schéma de ferrailage Commerce (Vollée 2)

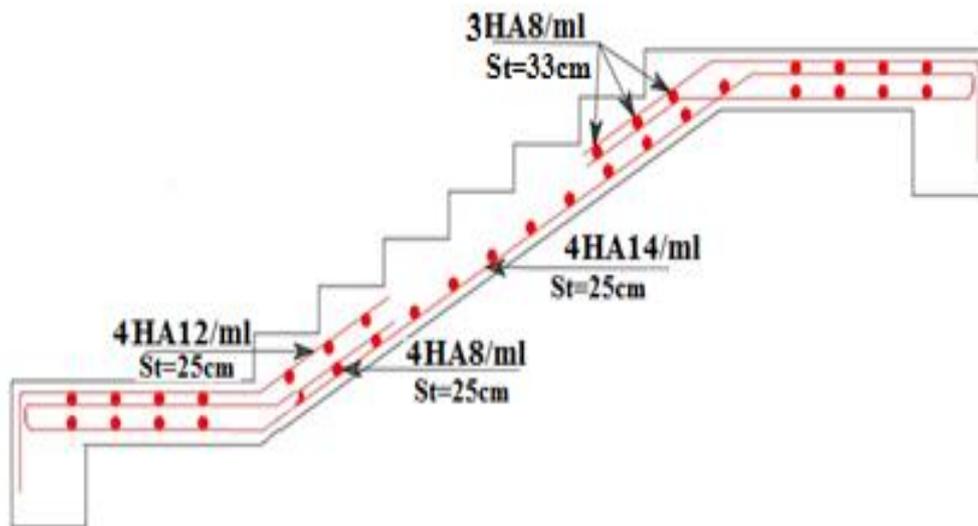


Figure III.13. Schéma de ferrailage étage courant et service

III.4.Poutre palière :

Dans notre cas nous avons trois types de poutres palière :

Nous étudierons la poutre palière droite de commerce (la plus défavorable)

Dimensionnement :

D'après la condition de la flèche définit par le **BAEL91/99** :

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

$$20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

Exigences du RPA99/2003:

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$ donc, on prend $b=h=30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

III.4.1.Définition des charges :

La poutre palière est soumise a :

- Son poids propre : $g_0=25 \times 0,3 \times 0,3=2,25 \text{ KN /ml}$

- Poids du mur $\Rightarrow g_1 = 1,30 \times (4,28 - 0,35) = 5,11 \text{ KN}$

- Charge transmise de l'escalier (volée + palier) , c'est la réaction de l'appui au niveau de la poutre palière : ELU : $R_b= 44,12 \text{ KN}$

ELS : $R_b = 31,27 \text{ KN}$

III.4.2.Calcul des sollicitations

ELU: $P_u = 1,35(g_0 + g_1) + R_{bu} = 54,06 \text{ KN/m}$

ELS: $P_s = (g_0 + g_1) + R_b = 38,63 \text{ KN/m}$

- **Calcul des moments**

$$M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = 60,81 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} M_u^t = 0,75 M_0 = 45,61 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0,5 M_0 = -30,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$v_u = q_u \frac{l}{2} = 81,09 \text{ KN}$$

III.4.3.Ferraillage a L'ELU:

Les résultants de ferraillage sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III.19.Résultats de ferraillage de la poutre palière

$M_u \text{ (KN.m)}$	M_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
<i>En travée</i>					
52,24	0,136	0,184	0,259	5,05	1,83
<i>En appuis</i>					
-34,83	0,091	0,119	0,266	3,27	1,83

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_u = 92,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25,2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \rightarrow A_t \geq 0,41 \text{ cm}^2 \dots \dots 2$$

$$A_t = \text{Max}(1, 2) = 0,45 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Calcul à la torsion :

III.4.4.1. Moment maximum aux appuis

$$MT = (Ma \times l)/2 = 43,56 \text{ KN.m}$$

III.4.4.2. Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_t}{2\Omega e}, e = \frac{h}{6} = 5, \Omega = \left(b - \frac{h}{6}\right) \left(h - \frac{h}{6}\right) = 1111,111 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = 6,45 \text{ MPa} \quad \text{on doit vérifier que : } \tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau^2 = (\tau_u)^2 + (\tau_T)^2 = 40,36 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = 6,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Remarque : On doit augmenter la section de la poutre

On augmente la section de la poutre on prend : $b=h=40 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

$$A_l = \frac{M_{tu} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 133,33 \text{ cm}$$

$$A_l = 6,96 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} = 0,78 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 2,79 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinales**

- **En travée :**

$$A_l = A_l^{\text{flexion simple}} + \frac{A_l^{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A_l = 9,48 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_a = A_a^{\text{flexion simple}} + \frac{A_a^{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A_a = 7,48 \text{ cm}^2$$

• **Choix de ferrailage :**

Pour A' on choisit $3HA14+3HA16 = 10,65cm^2$.

Pour A^a on choisit $3HA12+3HA14 = 8,01 cm^2$.

Pour A_t on choisit $4HA8$ (1 cadre +1 étrier de $\Phi 8$) = $2,01 cm^2$

Tableau III.20. Vérifications a l'ELS

$M_{ser}(KN.m)$	$Y(cm)$	$I \times 10^{-4} (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
<i>Entravée</i>					
36,93	11,01	8,335	4,88	15	Vérifiée
<i>En appuis</i>					
17,38	9,28	6,014	2,68	15	Vérifiée

Schéma de ferrailage :

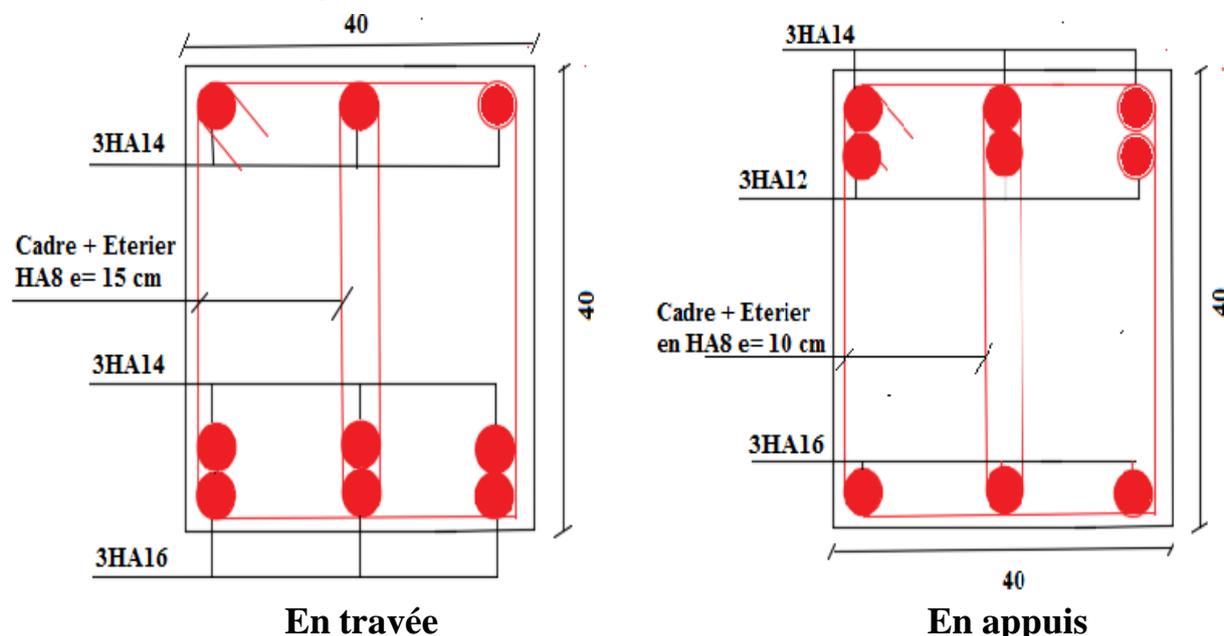


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude de l'acrotère :

III.5.1. Cas charge verticale :

Tableau III.21. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (cm ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	$G_{total}(KN/ml)$	$Q (KN/ml)$
60	10	712,5	1,78	0,27	2,05	1

III.5.2. Cas charge horizontale (charge sismique)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas: le groupe d'usage 2 et zone IIa (Bejaia)

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 1,215 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,05 = 0,984 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i}; Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \rightarrow X_G = 6,84 \text{ cm}; Y_G = 33,77 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,05 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$N_G = F_p \times Y_G = 0,33 \text{ KN.m}$$

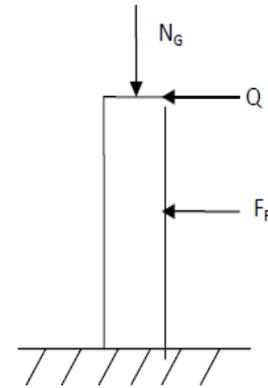


Figure III.15. Schémas statique de l'acrotère

Tableau III.22. Combinaison d'action de l'acrotère

	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	$G + Q + E$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$N \text{ (KN)}$	2,05	2,77	2,05
$M \text{ (KN.m)}$	2,98	3,67	2,65

$$- e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 1,32\text{m}$$

$$- \frac{h}{6} = 0,1\text{m}$$

- $e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment :

$$M_{ua} = N_u \times e$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une

excentricité totale du calcul : $e = e_0 + e_a + e_2$

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

e_1 : L'excentricité structurale

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

$$L : \text{portée de l'élément} = 60\text{cm} \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : le rapport de déformation du au fluage a la déformation instantanée sous les charges considérées

α : rapport du moment du premier ordre dû au charge permanentes et quasi permanente au moment total du premier ordre

l_f : la longueur de flambement

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$l_f = 2l_0 = 1,2\text{m} \Rightarrow e_2 = 2,16 \times 10^{-3}\text{m} \text{ d'où : } e = 1,35\text{m}$$

- **Les sollicitations de calcul deviennent**

$$N_u = 2,77 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,75 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Ferrailage de l'acrotère

Calcul a l'ELU

On calcul les armatures a l'ELU puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,626 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,00689 < \mu_1 = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

Tableau III.23. Calcul des armatures pour l'acrotère

$M_{ua}(\text{KN.m})$	M_{bu}	α	$Z (m)$	$A_s \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}\right)$
3,83	0,042	0,054	0,078	1,32

III.5.4. Vérification a l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\min} < A_s$$

\Rightarrow On adopte $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\text{ELA} \Rightarrow V_u = F_p + Q = 1,984\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} = 0,0248 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow V_u = 1,5Q = 1,50\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

- **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = 0,501\text{cm}^2$$

On adopte : $4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement des barres :**

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

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{30}{3} = 10\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte } S_t = 10\text{cm}$$

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \sum \mu_i) \quad \text{RPA(Article.A.6.1,3)}$$

$\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es}=0,149 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21)

Ψ_s : est le coefficient des scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.5.5. Vérification à l'ELS:

$$d=0,08 \text{ m}; \quad N_{ser}= 2,05 \text{ KN}; \quad M_{ser}=Q \times h \Rightarrow M_{ser}=0,6 \text{ KN.m}, \quad \eta=1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu t, \quad \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} (23 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{t28}) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e1$$

$e1$: distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e1 = 0,165 \text{ m}$$

$$e1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.165 \Rightarrow c = - 0,085 \text{ m.}$$

$$c = - 0,085 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c) / 2b \Rightarrow q = -0,0817 \text{ m}^3$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b \Rightarrow p = - 0,357 \text{ m}^2$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + c) < h = 10 \text{ cm.} \Rightarrow y_c = -0,325 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0,017 \text{ m.}$$

$$\mu t = b \times y_{ser}^2 - 15 \times A \times (d - y_{ser}) \Rightarrow \mu t = -0,0000417 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 2,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$$

Schémas de ferrailage de l'acrotère.

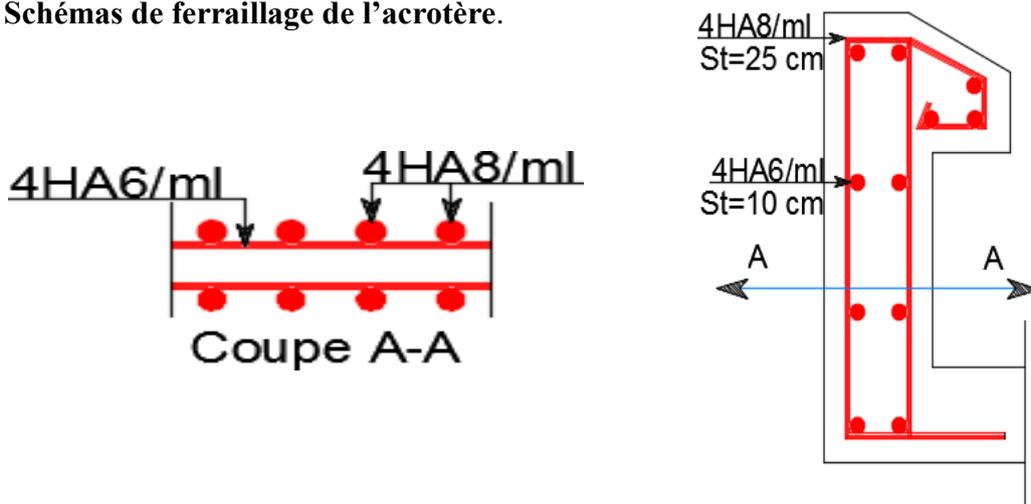


Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente trois types d'escalier. dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion



Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme. tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

IV.1. Méthode De Calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (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.1.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.2.3)}$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/2003**(Tableau 4.1)

Il dépend de deux paramètres :* Groupe d'usage : groupe 2

* Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/2003**(Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$

- Q : Facteur de qualité, ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction
- La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq \quad \text{RPA9/2003 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critères observés	Critères non observés	Critères observés	Critères non observés
Condition minimale des files porteuses	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0
Redondance en plan	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0
Régularité en plan	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0
Régularité en élévation	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0
Contrôle de la qualité des matériaux	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0
Contrôle de la qualité de la construction	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0

Donc $Q_x = Q_y = 1,00$

- **W** : poids total de la structure :

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d’habitation , Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d’exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, dans notre cas : $\beta = 0,2$ pour les étages à usage d’habitation ou bureau , $\beta = 0,6$ pour commerce (**RPA99/2003 Tableau4.5**)

D’après l’ETABS 2016, on trouve : **$W=46316,4651$ KN**

- **D** : 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).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \dots \dots \dots \text{RPA99/200 3 (Formule 4-2)} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

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

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l’eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 , donc on auras :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d’amortissement est donné par : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

Où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, dutype de structure et de l’importance des remplissages.

On prend : $\xi = 10\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,76$

$$T_c = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots \mathbf{RPA\ 99/2003\ (Formule\ 4-6)}$$

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

$$h_n = 41,56\text{m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement tableau (4.6) :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas:

$$C_T = 0,05$$

$$T_c = 0,05 \times (41,56)^{3/4} = 0,82\text{s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{L} \dots\dots\dots \mathbf{RPA99/2003\ (Formule\ 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22,00\text{ m}, \quad L_y = 16,50\text{ m}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,797\text{s} \\ T_y = 0,921\text{s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,797\text{s} \\ T_y = 0,921\text{s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0,797\text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0,82\text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0,797\text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0,82\text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\begin{cases} D_x = 1,21 \\ D_y = 1,18 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 1,21 \\ D_y = 1,18 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,807 = 1,053\text{s} \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,82 = 1,066\text{s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,807 = 1,053\text{s} \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,82 = 1,066\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 1,20 \times 1}{5} \times 46316,4651 = 1681,29\text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,18 \times 1}{5} \times 46316,4651 = 1639,60\text{ KN}$$

IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Form4-13)}$$

Avec : - A : coefficient d'accélération de zone.

- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne Sa/g en fonction du temps. Les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

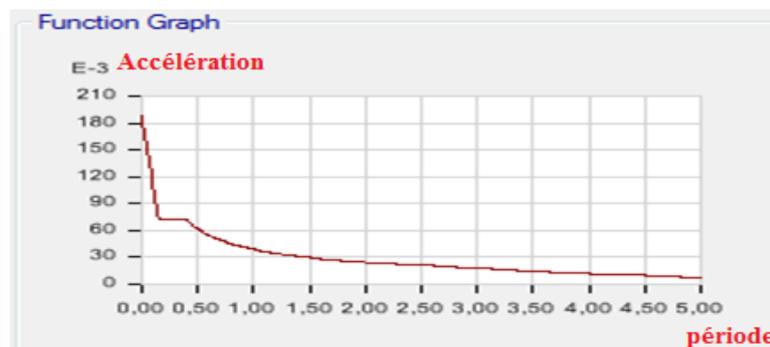


Figure IV.1.Spectre de réponse

IV.2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et vu les conditions architecturales, on a retenu la disposition représentée ci-dessous qui à donner un bon comportement dynamique de la structure vis-à-vis de l'action sismique, et qui a permet aussi de vérifier l'interaction voile-portique exigé par le règlement en vigueur.

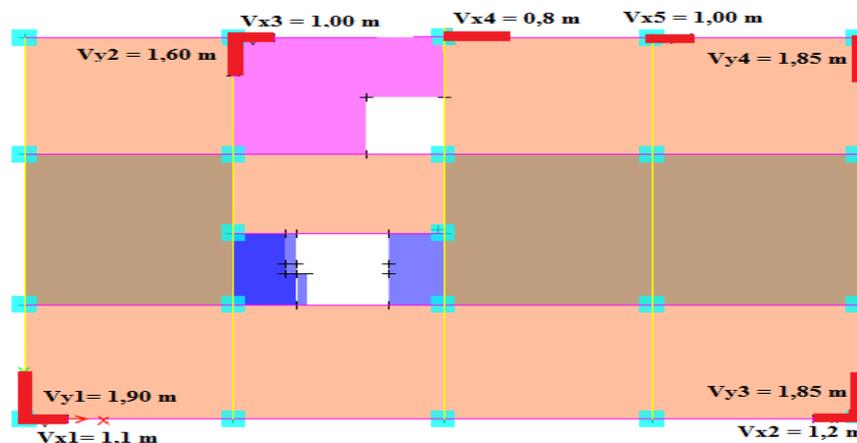


Figure.IV.2.Disposition des voiles

Tableau. IV.1. Période de vibration et taux de participation massique

Step Type	Step Num	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1,064	1,61E-06	0,7635	1,61E-06	0,7635
Mode	2	0,865	0,7909	1,50E-06	0,7909	0,7635
Mode	3	0,805	0,0004	1,45E-05	0,7913	0,7635
Mode	4	0,352	4,673E-06	0,1217	0,7913	0,8852
Mode	5	0,304	0,1128	6,71E-06	0,9041	0,8852
Mode	6	0,268	0,0007	0,0002	0,9048	0,8854
Mode	7	0,187	2,76E-06	0,0378	0,9049	0,9232

❖ Analyse des résultats :

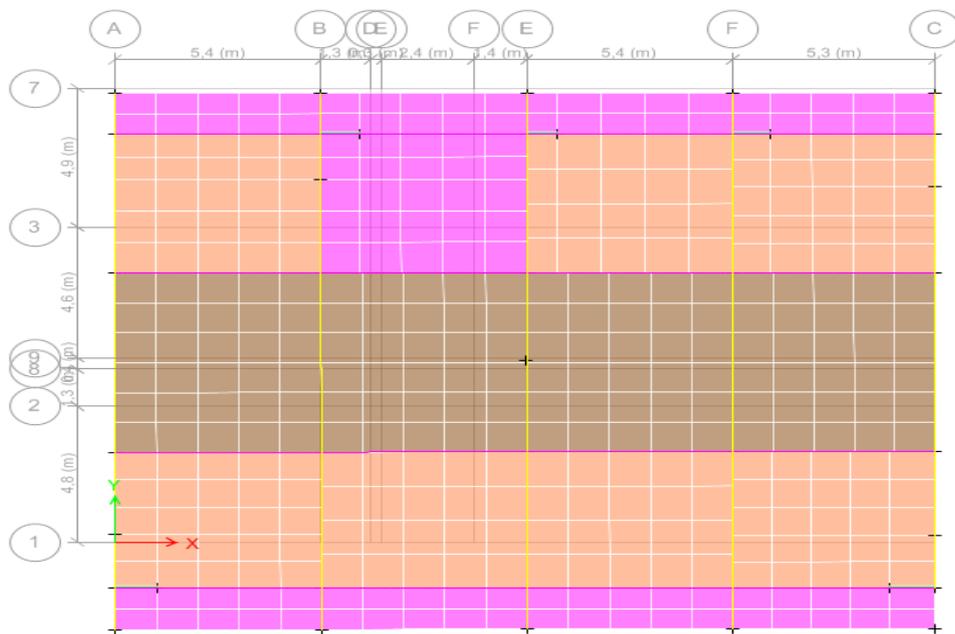


Figure IV.3. Vue en plan de 1^{er} mode de translation selon y



Figure IV.4. Vue en plan du 2^{eme} mode de translation selon x

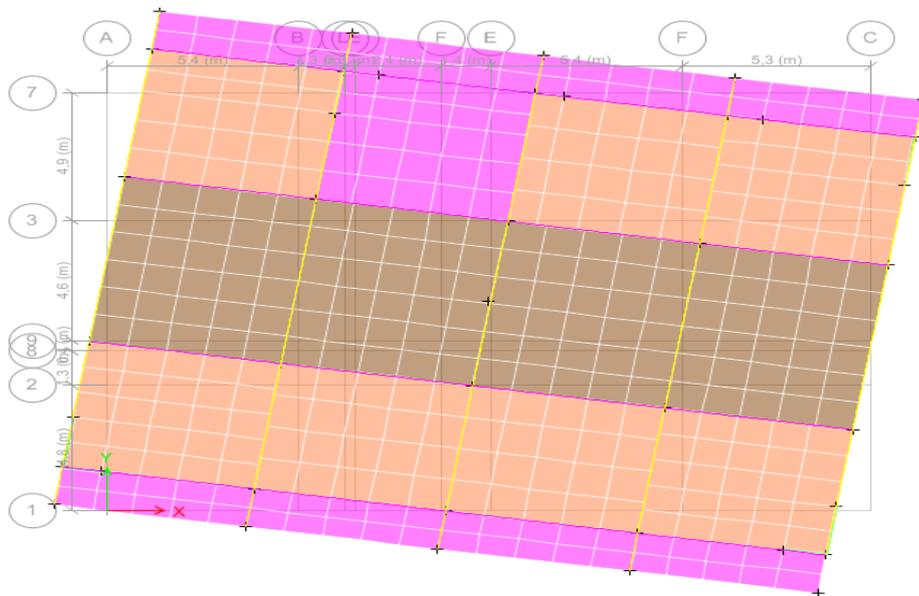


Figure IV.5. Vue en plan de 3^{ème} mode de torsion selon z

Commentaire

On remarque que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon (YY), et le deuxième selon (XX). La participation massique a atteint les 90 % au cinquième mode dans le sens (XX), et au septième mode dans le sens (YY).

IV.3.2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA 99/2003 (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étages
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

a): Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau.IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveau	Charge reprise		Pourcentage reprise	
	Portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
parking	46897,1	8651,641	84,43	15,57

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticale est vérifiée a la base

b) Sous charge horizontale :

$$\Sigma F_{portique}$$

_____ $\geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques

$$\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}$$

$$\Sigma F_{voiles}$$

_____ $\leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

$$\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}$$

Tableau.IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales dans le sens x-x

Niveau	Charge reprise		Pourcentage reprise	
	Portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
parking	935,8283	677,5937	58,00	42,00
commerce	888,855	597,6906	59,79	40,21
service	1074,1209	359,7001	74,91	25,09
01 ^{ère} étage	952,14	418,5898	69,46	30,54
02 ^{ème} étage	944,8247	349,8747	72,98	27,02
03 ^{ème} étage	784,9776	416,5635	65,33	34,67
04 ^{ème} étage	773,7144	330,8614	70,05	29,95
05 ^{ème} étage	605,5293	388,584	60,91	39,09
06 ^{ème} étage	580,6816	297,4804	66,12	33,88
07 ^{ème} étage	411,9686	332,0215	55,37	44,63
08 ^{ème} étage	364,2184	233,8897	60,90	39,10
09 ^{ème} étage	214,3095	215,3106	49,88	50,12
10 ^{ème} étage	143,3841	134,3982	51,62	48,38

Tableau.IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontale dans le sens y-y

Niveau	Charge reprise		Pourcentage reprise	
	Portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
parking	616,9748	757,3876	44,89	55,11
commerce	629,8091	676,9357	48,20	51,80
service	828,2108	370,0441	69,12	30,88
01 ^{ère} étage	758,8852	372,2356	67,09	32,91
02 ^{ème} étage	749,8333	303,4103	71,19	28,81
03 ^{ème} étage	634,8151	344,9811	64,79	35,21
04 ^{ème} étage	639,8249	265,9828	70,64	29,36
05 ^{ème} étage	517,4054	306,6554	62,79	37,21
06 ^{ème} étage	512,6105	225,7343	69,43	30,57
07 ^{ème} étage	383,0955	253,8172	60,15	39,85
08 ^{ème} étage	359,6364	165,1931	68,52	31,48
09 ^{ème} étage	237,0639	150,6432	61,15	38,85
10 ^{ème} étage	198,2333	96,3807	67,26	32,71

- **Analyse des résultats** : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tout les niveaux .

IV.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à 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 équivalentes V_{st} , nous avons :

Tableau. IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,80.V_{st}$	Observation
Suivant x-x	1610,7279	1345,032	vérifiée
Suivant y-y	1370,6063	1311,68	vérifiée

VI.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_k : Déplacement due aux forces F_i

R : coefficient de comportement (R=5)

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale a : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (Article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur a 1% de la hauteur de l'étage, C à d . $\Delta_k < 1\% \times h_e$

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau. IV.7. Vérification des déplacements de la structure sens x-x

Niveau	h(cm)	Déplacement dans le sens x-x					observation
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_c %	
Parking	340	0,0645	0,323	0,000	0,32	0,094	Vérifier
Commerce	428	0,2119	1,060	0,323	0,74	0,173	Vérifier
Service	328	0,317	1,585	1,060	0,53	0,161	Vérifier
01 ^{ère} étage	306	0,4116	2,058	1,585	0,47	0,153	Vérifier
02 ^{ème} étage	306	0,5026	2,513	2,058	0,46	0,15	Vérifier
03 ^{ème} étage	306	0,5947	2,974	2,513	0,46	0,15	Vérifier
04 ^{ème} étage	306	0,683	3,415	2,974	0,44	0,144	Vérifier
05 ^{ème} étage	306	0,7705	3,853	3,415	0,44	0,144	Vérifier
06 ^{ème} étage	306	0,8519	4,260	3,853	0,41	0,133	Vérifier
07 ^{ème} étage	306	0,9287	4,644	4,260	0,38	0,124	Vérifier
08 ^{ème} étage	306	0,9954	4,977	4,644	0,33	0,108	Vérifier
09 ^{ème} étage	306	1,0522	5,261	4,977	0,28	0,091	Vérifier
10 ^{ème} étage	306	1,0965	5,483	5,261	0,22	0,072	Vérifier

Tableau. IV.8. Vérification des déplacements de la structure sens y-y

Niveau	h(cm)	Déplacement dans le sens y-y					Δ _k /h _c %	observation
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)			
Parking	340	0,0588	0,294	0,000	0,29	0,085	Vérifier	
Commerce	428	0,2164	1,082	0,294	0,79	0,184	Vérifier	
Service	328	0,3528	1,764	1,082	0,68	0,207	Vérifier	
01 ^{ère} étage	306	0,4832	2,416	1,764	0,65	0,212	Vérifier	
02 ^{ème} étage	306	0,6111	3,056	2,416	0,64	0,209	Vérifier	
03 ^{ème} étage	306	0,738	3,690	3,056	0,63	0,205	Vérifier	
04 ^{ème} étage	306	0,9805	4,303	3,690	0,61	0,199	Vérifier	
05 ^{ème} étage	306	0,9794	4,897	4,303	0,59	0,192	Vérifier	
06 ^{ème} étage	306	1,0909	5,455	4,897	0,56	0,183	Vérifier	
07 ^{ème} étage	306	1,1953	5,977	5,455	0,52	0,169	Vérifier	
08 ^{ème} étage	306	1,289	6,445	5,977	0,47	0,153	Vérifier	
09 ^{ème} étage	306	1,3729	6,865	6,445	0,42	0,137	Vérifier	
10 ^{ème} étage	306	1,4479	7,240	6,865	0,38	0,124	Vérifier	

Analyse des résultats : On constate d’après les résultats exposés dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d’étage suivants les directions orthogonales ce qui signifie d’après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d’instabilité.

VI.3.5. 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 :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \quad \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Article5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k »

avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$RPA99/2003(Article5.9)

V_k : Effort tranchant d’étage de niveau « k ». $V_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : la hauteur d’étage « k »

Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l’effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au 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

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau. IV.9. Vérification a L'effet P- Δ sens x-x

Niveau	Sens x-x					Observation
	h_k (cm)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	θ	
Parking	340	0,32	46316,465	1610,7279	0,027	Vérifier
Commerce	428	0,74	42716,293	1587,4501	0,046	Vérifier
Service	328	0,53	28674,148	1530,3109	0,040	Vérifier
01 ^{ère} étage	306	0,47	34773,539	1454,4781	0,037	Vérifier
02 ^{ème} étage	306	0,46	31158,622	1368,8731	0,034	Vérifier
03 ^{ème} étage	306	0,46	27553,911	1274,6983	0,033	Vérifier
04 ^{ème} étage	306	0,44	24033,215	1171,8719	0,030	Vérifier
05 ^{ème} étage	306	0,44	20512,518	1060,7541	0,028	Vérifier
06 ^{ème} étage	306	0,41	17077,628	937,809	0,024	Vérifier
07 ^{ème} étage	306	0,38	13642,737	800,4149	0,021	Vérifier
08 ^{ème} étage	306	0,33	10285,237	643,6557	0,017	Vérifier
09 ^{ème} étage	306	0,28	6927,7367	466,5357	0,014	Vérifier
10 ^{ème} étage	306	0,22	3639,2122	270,0973	0,010	Vérifier

Tableau. IV.10. Vérification a L'effet P- Δ sens y-y

Niveau	Sens Y-Y					Observation
	h_k (cm)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	θ	
Parking	340	0,29	46316,465	1370,6063	0,029	Vérifier
Commerce	428	0,79	42716,693	1348,831	0,058	Vérifier
Service	328	0,68	38674,148	1301,4438	0,062	Vérifier
01 ^{ère} étage	306	0,65	34773,539	1237,6862	0,060	Vérifier
02 ^{ème} étage	306	0,64	31158,622	1164,9064	0,056	Vérifier
03 ^{ème} étage	306	0,63	27553,911	1086,4174	0,053	Vérifier
04 ^{ème} étage	306	0,61	24033,215	1003,3983	0,048	Vérifier
05 ^{ème} étage	306	0,59	20512,518	915,6615	0,044	Vérifier
06 ^{ème} étage	306	0,56	17077,628	819,5678	0,038	Vérifier
07 ^{ème} étage	306	0,52	13642,737	710,8396	0,033	Vérifier
08 ^{ème} étage	306	0,47	10285,237	583,4823	0,027	Vérifier
09 ^{ème} étage	306	0,42	6927,7367	433,5234	0,022	Vérifier
10 ^{ème} étage	306	0,38	3639,2122	262,8651	0,017	Vérifier

Analyse des résultats : on voit bien que la condition $\theta \leq 0,1$ est satisfaite , d'ou les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés

VI.3.6. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme,

RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,30 \leftrightarrow N_d < 0,3 * B_c * f_{c28} * V$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Type de poteau	B (m ²)	N (Kn)	f_{c28} (MPa)	ν	Observation
S-sol+RDC+1 étage	65×70	0,45	3175,6072	25	0,279	vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	60×65	0,39	2117,8928	25	0,217	vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	55×60	0,33	1656,7933	25	0,201	vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	50×55	0,27	1231,7933	25	0,179	vérifiée
8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	45×50	0,22	838,6198	25	0,149	vérifiée
10 ^{ème} étage	40×45	0,18	516,8159	25	0,115	vérifiée

- **Analyse des résultats :** On remarque que ν le rapport ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Conclusion

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voile on était essayé pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exigé par le RPA99/2003 soient satisfaites. Les sections des poteaux et poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et on a les nouvelles sections suivantes :

- Sous-sol + RDC + 1^{ère} étages : (b×h) = (65×70) cm².
- 2^{ème} + 3^{ème} étages : (b×h) = (60×65) cm².
- 4^{ème} et 5^{ème} étages : (b×h) = (55×60) cm².
- 6^{ème} et 7^{ème} étages : (b×h) = (50×55) cm².
- 8^{ème} +9^{ème} étages : (b×h) = (45×50) cm²
- 10^{ème} +11^{ème} étages : (b×h) = (40×45) cm²
- Poutres principales : (b×h) = (35×45) cm²
- Poutres secondaires : (b×h) = (35×40) cm²

INTRODUCTION :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Études des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant

- ◆ 1,35G+1,5Q
- ◆ G+Q
- ◆ G+Q±E
- ◆ 0.8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \Rightarrow N_{corespondant} (A1)$
- ✓ Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \Rightarrow M_{corespondant} (A2)$
- ✓ Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \Rightarrow M_{corespondant} (A3)$

V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003**a) Armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leurs pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone **(IIa)**.
- Leurs pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement.
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible,
- en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

h_e : hauteur d'étage

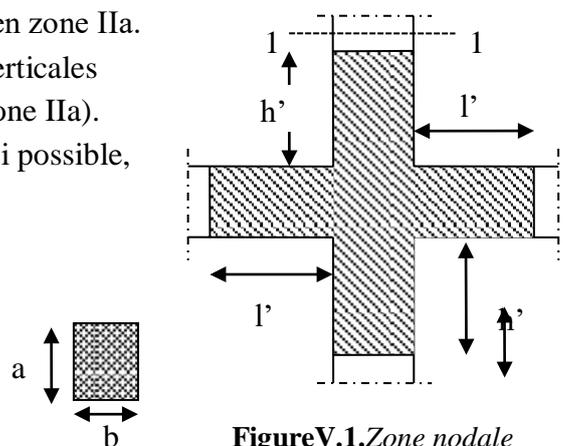


Figure V.1. Zone nodale

➤ Les armatures longitudinales minimales et maximales

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA99/2003

Niveaux	Section du poteau	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol + rdc +1	65×70	36,4	182	273
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	60×65	31,2	156	234
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	55×60	26,4	132	198
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	50×55	22	110	165
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	45×50	18	90	135
10 ^{ème} étages	40×45	14,4	72	108

b) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

- V_u : L'effort tranchant de calcul (Max dans le poteau)
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 5 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique})$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale A_{min} en % est donnée comme suit :

$$A_{min}_t = 0,3 \%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{ou } 0,3 \%(t \times h_1)$$

$$A_{min}_t = 0,8 \%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 \quad \text{ou } 0,8 \%(t \times h_1)$$

si $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g \text{ est l'élancement géométrie du poteau } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

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 10ϕ minimum

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants
- (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

➤ **Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel étabs2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique

Tableau V.2.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{core}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$	
	N (Kn)	M (Kn.m)	M (Kn.m)	N (Kn)	N (Kn)	M (Kn.m)
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-4168,9159	23,7867	-137,8458	-2283,4968	-90,1421	25,7591
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-2713,613	93,9984	164,971	-1535,6215	-450,6319	31,7914
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-2141,6323	57,3129	146,4142	-1207,6928	-363,5334	20,5807
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-1616,8639	-6,1333	124,6402	-877,7487	-261,4599	11,9758
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-1116,9408	-9,8527	96,2397	-561,6668	-156,7884	-12,5162
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-657,4478	23,0255	-62,8017	-268,6362	-44,4044	-10,9602

V .1.3. Calcul du ferrailage :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul (poteau 65×70) :**

- $b=65\text{cm}$, $h=70\text{ cm}$
- $d=67,5\text{ cm}$, $d_0=2,5\text{ cm}$
- $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ $f_{bu} = 14,2\text{ MPa} \Rightarrow$ Situation durable
- Acier Fe E400 $f_{bu}=18,47\text{ MPa} \Rightarrow$ Situation accidentelle

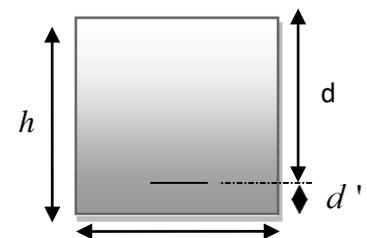


Figure V.2.Section du poteau

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} (ELU) :

$N_{max} = 4168,9159\text{ KN}$, $M_{cor} = 23,7864\text{ KN.m}$

$e_G = M/N = 0,0057\text{m} \Rightarrow e_G = 0,0057 < h/2 = 0,7/2 = 0,35\text{ m}$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA'). Il faut vérifier la condition suivante :

$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h-0.81d_0) b.h.f_{bu} \dots\dots\dots (I)$

$MA = M + N \times (d-h/2) = 23,7864 + 4168,9159 \times (0,675 - 0,7/2) = 1378,6423\text{ KN.m}$

$(I) \Rightarrow 4168,9159 \times 10^{-3} \times (0,675 - 0,025) - 1378,6423 \times 10^{-3} \geq (0,337 \times 0,70 - 0,81 \times 0,025) \times 0,65 \times 0,7 \times 14,2$

$1,33 < 1,393 \dots\dots\dots$ non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = 0,252 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,252 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow$ pivot B $\Rightarrow \epsilon_s = 3,74 \times 10^{-3}$

$\alpha = 0,369$, $Z = 0,575\text{m} \Rightarrow A_l = 69,08\text{cm}^2 \Rightarrow A = -44,30\text{ cm}^2$

Donc $A = 0$ Pas nécessité d'armatures, le béton seul suffit

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor} (G+Q±E):

$M = 137,8458\text{ KN.m}$, $N = 2283,4968\text{ KN}$

$$e_G = M/N = 0,06m \Rightarrow e_G = 0,06 < h/2 = 0,7/2 = 0,35 m$$

$e_G < h/2 \Rightarrow$ Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$MA = M + N \times (d-h/2) = 137,8458 + 2283,4968 \times (0,675 - 0,7/2) = 879,82 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

(I) $\Rightarrow 0,604 < 1,81$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0,160 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,160 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 0,220 \quad Z = 0,615 m \Rightarrow A_1 = 31,39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_2 = -21,33 \text{ cm}^2$$

Donc $A = 0$ Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant

c) Calcul sous N_{min} et M_{cor} (0.8G+Ey):

$$M = 25,7591 \text{ KN.m} \quad , \quad N = 90,1421 \text{ KN}$$

$$e_G = M/N = 0,285m \Rightarrow e_G = 0,285 < h/2 = 0,7/2 = 0,35 m$$

$e_G > h/2 \Rightarrow$ Nu compression et C a l'intérieur de la section d'armatures

$$MA = M + N \times (d-h/2) = 25,7591 + 90,1421 \times (0,675 - 0,7/2) = 55,055 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

(I) $\Rightarrow -0,0035 < 1,81$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0,01 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0126 \quad , \quad Z = 0,671 m \Rightarrow A_1 = 0,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -0,20 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures verticales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Armatures
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	65x70	-0,20	36,4	36,7	4HA20+12HA16
2 ^{émé} + 3 ^{émé} étages	60x65	-4,45	31,2	32,17	16HA16
4 ^{émé} + 5 ^{émé} étages	55x60	-3,75	26,4	28,4	8HA16+8HA14
6 ^{émé} + 7 ^{émé} étages	50x55	-2,8	22	22,99	12HA14+4HA12
8 ^{émé} + 9 ^{émé} étages	45x50	-1,37	18	19,73	4HA14+12HA12
10 ^{émé} + 11 ^{émé} étages	40x45	0,06	14,4	15,21	4HA14+8HA12

d) Résultats de ferrailage des armatures transversales :

Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{ère} étages	2 ^{émé} +3 ^{émé} Étages	4 ^{émé} +5 ^{émé} étages	6 ^{émé} +7 ^{émé} étages	8 ^{émé} +9 ^{émé} étages	10 ^{émé} +11 ^{émé} Étages
B	65x70	65x70	65x70	60x65	55x60	50x55	45x50	40x45
Φ_{lmax} (cm)	2,0	2,0	2,0	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2
Φ_{lmin} (cm)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4	1,2	1,2	1,2
l_0 (cm)	340	428	328	306	306	306	306	306
l_f (cm)	238	299,6	229,6	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
Λ_g	3,66	4,60	3,53	3,57	3,89	4,28	4,76	5,36
P_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
V_u (KN)	73,2035	96,5119	124,106	110,1537	97,7694	83,1873	64,124	46,954

l_r (cm)	80	64	64	64	64	56	56	48
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1,57	2,07	2,58	2,54	2,44	2,27	1,92	1,04
A_{min}^t (cm ²) zone nodale	4,13	2,6	4,34	3,95	3,18	2,4	1,62	1,20
A_{min}^t (cm ²) zone courante	6,19	3,9	6,51	4,77	3,62	2,43	2,43	1,8
$A_{adopté}^t$ (cm ²)	6,28	4,71	6,28	6,28	4,71	4,71	3,02	2,04
Nombre de barres	8HA10	6HA10	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	6HA8	4HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/version 2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($1 \geq 1/3 \times \phi_{lmax}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

Vérifications

➤ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = a \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Le détail de calcul voir le chapitre 2

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	B (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u^* (MN)	N_u^{max} (MN)	Obs
Sous-sol	65×70	3,40	2,38	11,78	0,831	36,7	0,4284	7,65	4,262	Vérifiée
RDC	65×70	4,28	2,996	14,83	0,820	36,7	0,4284	7,552	4,262	Vérifiée
1 ^{er} étage	65×70	3,28	2,296	11,36	0,832	36,7	0,4284	7,662	4,262	Vérifiée
2 ^{émé} + 3 ^{émé} étages	60×65	3,06	2,142	11,45	0,832	32,17	0,3654	6,56	2,725	Vérifiée
4 ^{émé} + 5 ^{émé} étages	55×60	3,06	2,142	12,38	0,829	28,4	0,3074	4,72	2,178	Vérifiée
6 ^{émé} + 7 ^{émé} étages	50×55	3,06	2,142	13,55	0,825	22,99	0,2544	4,54	1,600	Vérifiée
8 ^{émé} + 9 ^{émé} étages	45×50	3,06	2,142	14,87	0,820	19,73	0,2064	3,696	1,096	Vérifiée
10 ^{émé} + 11 ^{émé} étages	40×45	3,06	2,142	16,6	0,813	15,21	0,1634	2,46	0,628	Vérifiée

On remarque bien que $N_{max} < N_u^*$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N^{ser}}{S} + \frac{M^{ser}_G \times V}{I_{yyf}} \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N^{ser}}{S} - \frac{M^{ser}_G \times V}{I_{yyf}} \quad \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad (\text{section homogène}).$$

$$M^{ser}_G = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yyf} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Tout les résultats sont résumé dans le tableau suivant :

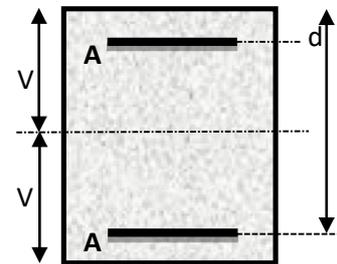


Figure V.3. Section du poteau

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	S-sol + RDC+ 1 ^{er} étage	2 ^{émé} + 3 ^{émé} étages	4 ^{émé} + 5 ^{émé} étages	6 ^{émé} + 7 ^{émé} étages	8 ^{émé} + 9 ^{émé} étages	10 ^{émé} + 11 ^{émé} Étages
$B \text{ (cm}^2\text{)}$	65×70	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45
$d \text{ (cm)}$	67,5	62,5	57,5	52,5	47,5	42,5
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	36,7	32,17	28,4	22,99	19,73	15,21
$V \text{ (cm)}$	38,5	35,8	33,14	30,28	27,61	24,74
$V' \text{ (cm)}$	31,5	29,2	26,86	24,72	22,39	20,26
$I_{yyf} \text{ (m}^4\text{)}$	0,0237	0,0175	0,0127	0,0072	0,0060	0,0038
$N^{ser} \text{ (KN)}$	3013,0653	1976,6285	1558,7893	1175,3892	812,491	479,0533
$M^{ser} \text{ (KN)}$	17,0128	46,4963	42,1956	4,5513	7,2273	16,6531
$M_G^{ser} \text{ (KN.m)}$	122,47	111,73	91,14	37,23	28,43	27,38
$\sigma_{bc1} \text{ (MPa)}$	7,89	6,79	6,56	5,36	4,5	4,14
$\sigma_{bc2} \text{ (MPa)}$	4,28	2,65	2,26	2,51	2,13	0,90
$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielle :**

Selon le **RPA99/version 2003(Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton \bar{r}_u sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{r}_u = \rho_d \times f_{c28}, \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_u = V_u / (b \times d) \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	B (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _a	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	σ̄ _{bu} (MPa)	Obs
Sous-sol	65×70	2,38	3,66	0,04	67,5	73,2035	0,167	1	Vérifiée
RDC	65×70	2,996	4,60	0,04	67,5	96,5119	0,22	1	Vérifiée
1 ^{er} étage	65×70	2,296	3,53	0,04	67,5	124,106	0,283	1	Vérifiée
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	60×65	2,142	3,57	0,04	62,5	110,1537	0,294	1	Vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	55×60	2,142	3,89	0,04	57,5	97,7694	0,309	1	Vérifiée
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	50×55	2,142	4,28	0,04	52,5	83,1873	0,317	1	Vérifiée
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	45×50	2,142	4,76	0,04	47,5	64,124	0,299	1	Vérifiée
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	40×45	2,142	5,36	0,075	42,5	46,954	0,276	1,87	Vérifiée

Disposition constructive des poteaux

• **Longueur des crochets :** L= 10× φ_l = 12 cm.

• **Longueur de recouvrement :** l_r ≥ 40 × φ

φ = 20 mm ⇒ l_r = 80 cm on adopte l_r = 80 cm

φ = 16 mm ⇒ l_r = 64 cm on adopte l_r = 65 cm

φ = 14 mm ⇒ l_r = 56 cm on adopte l_r = 60 cm

φ = 12 mm ⇒ l_r = 48 cm on adopte l_r = 50 cm

➤ **Détermination de la zone nodale**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le **RPA99/2003**).

Avec :

h' = max (h_e/6 , h₁ , b₁ , 60 cm)

l' = 2h'

h_e : Hauteur de chaque niveau.

▪ **S-Sol + Rdc + 1^{er} étage**

h' = max (71,33 ; 70 ; 65 ; 60) = 71,33 cm

$l'=2 \times 71,33 = 142,66 \text{ cm}$

▪ **RDC + 1ère étages**

$l' = 130 \text{ cm}$

$h' = 60 \text{ cm}$

▪ **2ème + 3ème étages**

$l' = 120 \text{ cm}$

$h' = 60 \text{ cm}$

▪ **4ème + 5ème étages**

$l' = 120 \text{ cm}$

$h' = 60 \text{ cm}$

▪ **6ème étages+ 7ème étage**

$l' = 120 \text{ cm}$

$h' = 60 \text{ cm}$

▪ **8ème étage+ 9ème étage**

$l' = 120 \text{ cm} , h' = 60 \text{ cm}$

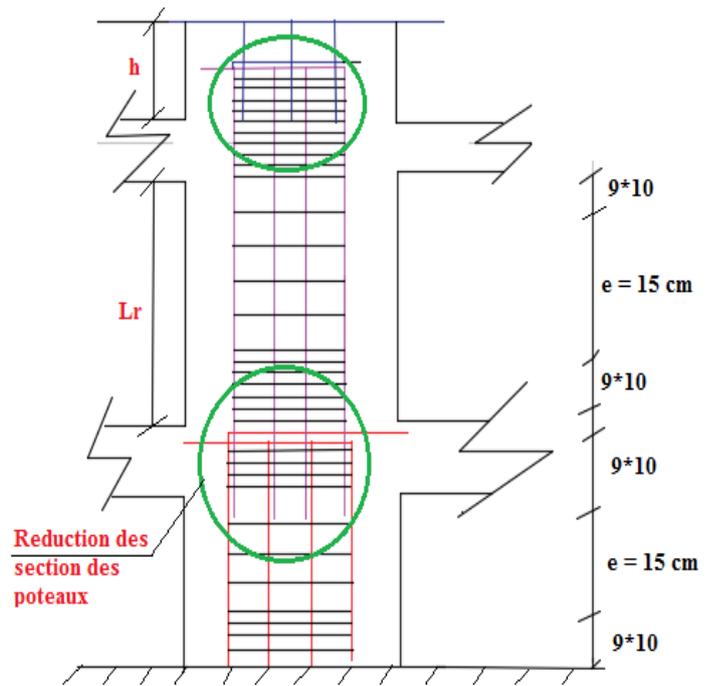
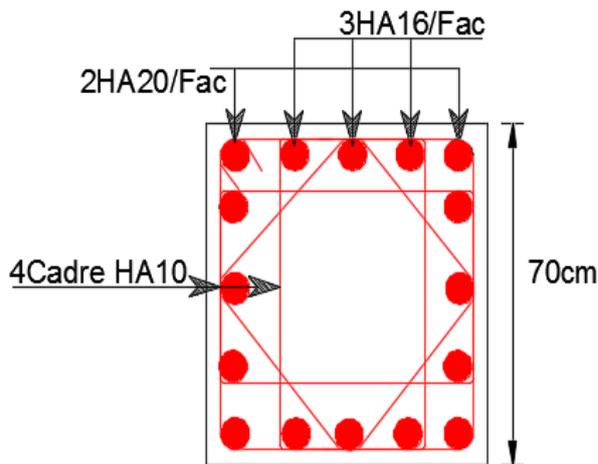
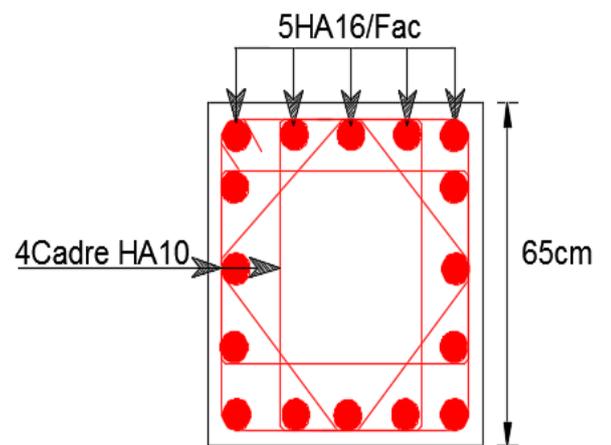


Figure V.4. Ferrailage la section des poteaux

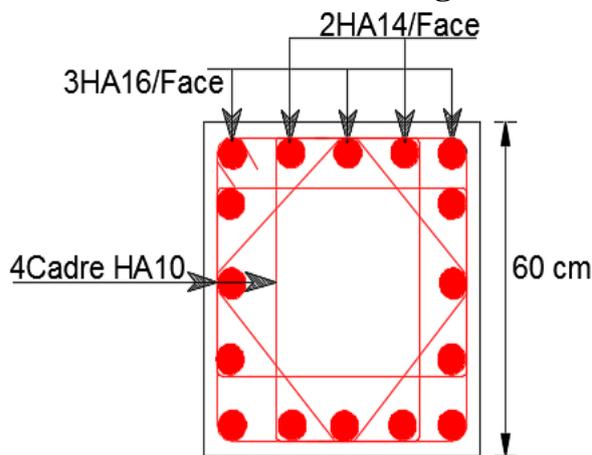
• **Schéma de ferrailage des poteaux**



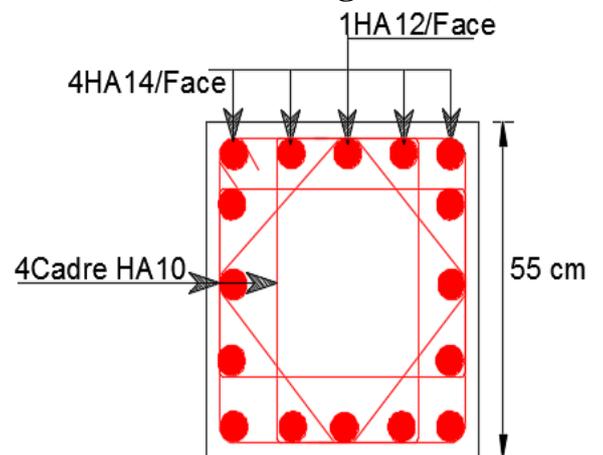
Sous-sol + RDC et 1er étage (65x70)



2ème + 3ème Etage (60x65)



4ème + 5ème Etage (55x60)



6ème + 7ème Etage ((50x55)

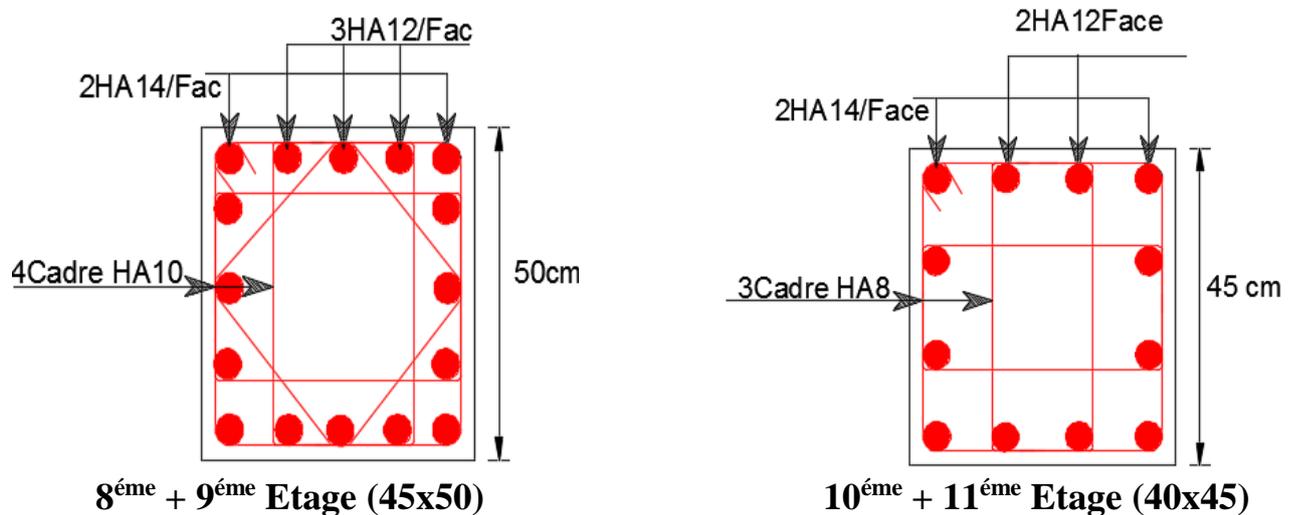


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Études des poutres :

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91/99**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$
- ❖ $G+Q$
- ❖ $G+Q\pm E$
- ❖ $0.8G\pm E$

V.2.1. Recommandation du RPA 99 / V2003 :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois

cadres par nœuds.

Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :



Figure V.6. 2U Superposés (avec alternance dans l'orientation)

b) Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : En zone nodal $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l)$

En dehors de la zone nodale, $S_t \leq h/2$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.2. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA99/2003:

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du

RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA

Type de poutres	Section de la poutre	$A_{min} RPA (cm^2)$	$A_{max} RPA (cm^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Principale	35x45	7,87	63	94,5
Secondaire	35x40	7	56	84

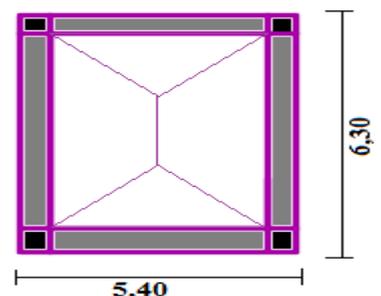
V.2.3. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel ETABS 2016, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003.

Remarque :

Les efforts maximaux donnés par le logiciel ETABS 2016 sur les poutres sont dans les poutres associées aux dalles pleines qui sont disposés parallèlement à 6,30, cela est due aux lignes de ruptures qui sont disposés sous forme trapézoïdale (comme montré sur le schéma à côté), c'est dernière seront ferrillées comme poutres principales et seront éliminés pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires.



➤ Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Tableau V.9. Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	Nbre de barres
Terrasse Inaccessible	P-P	35×45	Appuis	-99,29		6,11		6,79	6HA12
			Travée	69,74	86,68	4,91	7,87	6,79	6HA12
Inaccessible	P-S	35×40	Appuis	-55,2		3,73		8,01	3HA14+3HA12
			Travée	12,86	61,51	1,08	7	8,01	3HA14+3HA12
Etage Courant	P-P	35×45	Appuis	-103,93		6,41		6,79	6HA12
			Travée	50,19	115,76	3,63	7,87	4,62	3HA14
Courant	P-S	35×40	Appuis	-89,13		6,02		6,79	6HA12
			Travée	18,62	119,21	1,56	7	3,39	3HA12
Etage Service	P-P	35×45	Appuis	-112,52		6,98		8,01	3HA14+3HA12
			Travée	55,91	135,73	3,93	7,87	4,62	3HA14
Service	P-S	35×40	Appuis	-95,31		6,44		6,79	6HA12
			Travée	15,99	134,56	1,34	7	3,39	3HA12
Commerce	P-P	35×45	Appuis	-142,6	175,01	10,18	7,87	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	71,85		5,07		6,03	3HA16
Commerce	P-S	35×40	Appuis	-96,09	155,71	6,79	7	6,79	6HA12
			Travée	23,45		1,83		3,39	3HA12

V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

• Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

➤ Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A$ adopté

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,5 \text{ cm}^2 > A$ adopté

➤ Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A$ adopté

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A$ adopté

• Les longueurs de recouvrement :

$L_r \geq 40 \times \phi_l$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 480 \text{ mm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.2.5. Les armatures transversales :

Soit ϕ diamètre des armatures transversales donnée par :

• Les poutres principales : $\phi \leq \min(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \rightarrow$ soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4HA8 = 1 \text{ cadre HA8} + 1 \text{ Eterier HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Les poutres secondaires** : $\phi \leq \min(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \rightarrow$ soit $\phi = 8$ mm

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,35 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 1 \text{ cadre HA8} + 1 \text{ Eterier HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{min})$

- Poutres principales Soit : $S_t = 10$ cm
- Poutres secondaires : Soit : $S_t = 10$ cm

✓ Zone courante : $S_t \leq (\frac{h}{2})$

- Poutres principales Soit : $S_t = 15$ cm
- Poutres secondaires Soit : $S_t = 15$ cm

Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée pour les poutres principales}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée pour les poutres secondaires}$$

V.2.6.Vérification à l'ELU :

a). Condition de non fragilité : BAEL 91(Art F.IV.2)

$$\text{Poutres principales} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires } A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \text{ Tel que : } \bar{\tau} = \min(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ MPa (FPN)}$$

Tableau. V.10. Vérification de l'effort tranchant

Poutre	V_u (KN)	τ_u (KN)	$\bar{\tau}_u$ (KN)	Observation
Principale	175,01	1,17	3,33	Vérifiée
Secondaire	155,71	1,18	3,33	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- ✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (\dots + \frac{M_a}{0,9 \times d})$

Tableau. V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutre	$A_l (cm^2)$ Appuis	$V_u (KN)$	$M_a (KN.m)$	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} (cm^2)$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) (cm^2)$	Observation
Principale	10,65	175,01	142,6	5,03	-5,68	Vérifiée
Secondaire	8,01	155,71	96,09	4,47	-3,70	Vérifiée

V.2.7. Vérification à l'ELS :

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire .

Calcul de y : $b/(2) y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2$.

Tableau. V.12. Vérification de la contrainte limite de béton a L'ELS

Poutres	Elément	$M_{ser} (KN.m)$	$Y (m)$	$I \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}} (MPa)$	Observation
Principales	Appuis	-100,92	0,16	15,99	10,09	15	Vérifiée
	Travées	50,84	0,11	8,42	6,64	15	Vérifiée
Secondaires	Appuis	-46,37	0,13	9,77	6,17	15	Vérifiée
	Travées	16,47	0,13	9,77	6,17	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ (1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2)

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ (3)

- $l \leq 8m$ (4)

Tableau. V.13. Vérification de la flèche pour les poutres

Type	Ht (cm)	b (cm)	L (m)	$A_s (cm^2)$	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
P-P	45	35	6,30	10,6	0,07	0,075	0,007	0,0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
P-S	35	35	4,90	8,01	0,07	0,075	0,006	0,0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

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

• **Vérification des zones nodales :**

RPA99/2003 (Article 7.6.2) exige de vérifier la relation suivant :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

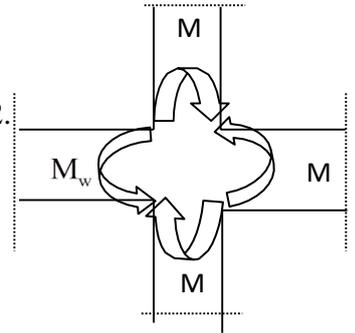


Figure.V.7.les moment dans la zone nodale

• **Détermination du moment résistant dans les poteaux et 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 du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s$$

Avec : $z = 0,9 h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Tableau. V.14.Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
70×65	63	12,31	269,88
65×60	58,5	10,05	204,59
60×55	54	9,11	171,19
55×50	49,5	7,29	125,57
50×45	45	6,47	101,32
45×40	40,5	5,34	72,26

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.15.Moment résistant dans les poutres

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Terrasse	P.P. (35×45)	40,5	6,79	95,69
Inaccessible	P.S. (35×40)	36	8,01	100,35
Etage	P.P. (35×45)	40,5	6,79	95,69
Courant	P.S. (35×40)	36	6,79	95,69
Etage	P.P. (35×45)	40,5	8,01	112,89
service	P.S. (35×40)	36	6,79	95,69
Etage	P.P. (35×45)	40,5	10,65	150,10
commerce	P.S. (35×40)	36	6,79	95,69

• **Vérification :**

Les résultats des vérifications de la condition : $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w=M_e$ (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	$1,25(M_w+ M_e)$ (KN.m)	Obs
Terrasse	P.P.	72,26	72,26	95,69	144,52	239,22	Non vérifiée
Inaccessible	P.S.			100,35		250,87	Non vérifiée
Etage	P.P.	171,19	171,19	95,69	342,38	239,22	vérifiée
Courant	P.S.			95,69		239,22	vérifiée
Etage	P.P.	204,59	204,59	112,89	409,18	280,97	vérifiée
Service	P.S.			95,69		239,22	vérifiée
Etage	P.P.	269,88	269,88	150,10	539,76	375,25	vérifiée
Commerce	P.S.			95,69		239,22	vérifiée

Remarque : On remarque que la condition du RPA99/2003 (**Dimensionnement du nœud vis-à-vis du moment fléchissant**) n'est pas vérifié au dernier niveau, selon RPA 99/2003 les deux dernier niveaux peuvent être tolérer.

V.2.8. Ferrailage des poutres :

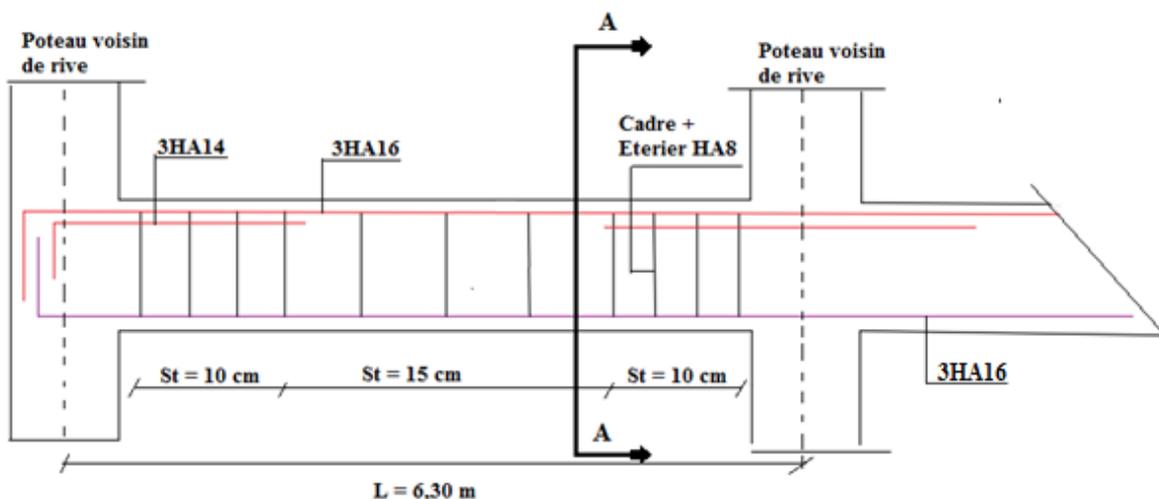
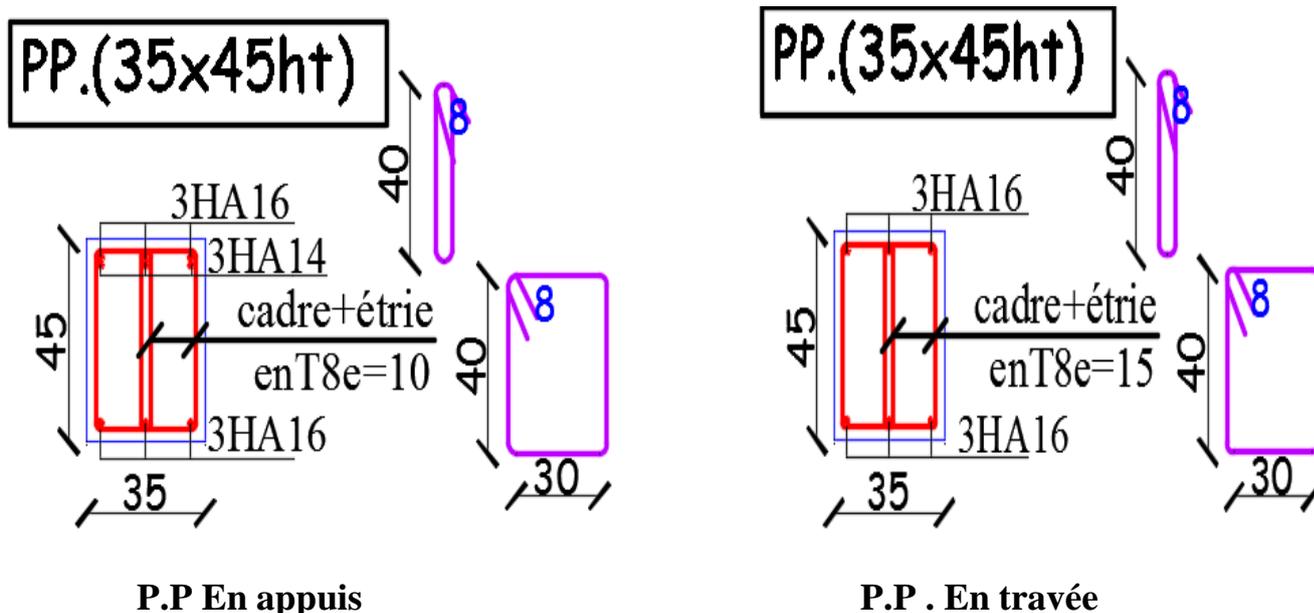


Figure V.8. Diapositive constrictive de la poutre principale (étage commerce)



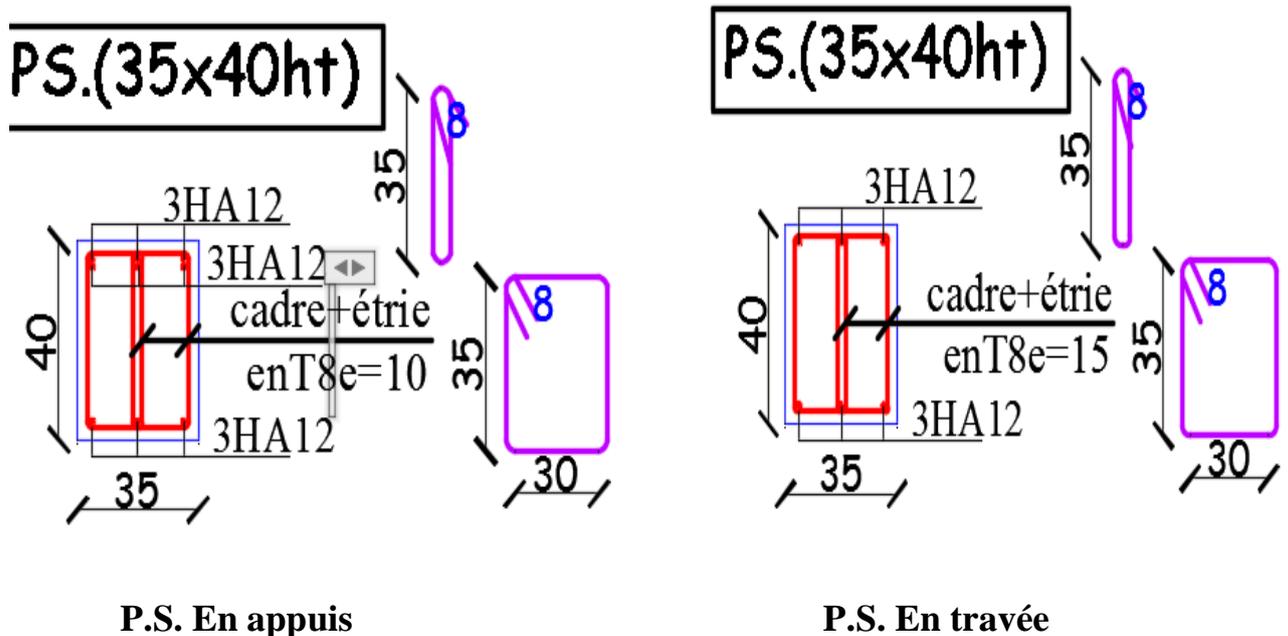


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres (étage commerce)

- ❖ Schéma de ferrailage étage servie \Rightarrow voir **annexe 1**
- ❖ Schéma de ferrailage étage courant \Rightarrow voir **annexe 2**
- ❖ Schéma de ferrailage terrasse inaccessible \Rightarrow voir **annexe 3**

V.3. Etude des voiles

Le **RPA99 /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 encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Recommandation du RPA 99/version2003

a) Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$, (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Les barres du dernier ni veau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

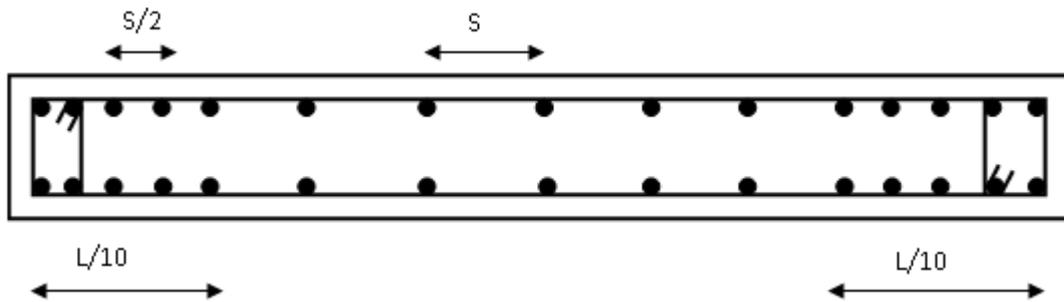


Figure.V.10. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants.

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers decouture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}, \text{ Avec } V = 1,4 V_u$$

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) : $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile. $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/20$ de l'épaisseur du voiles .

L'espacement $S_t = \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ avec a : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons de charges possible .

V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

❖ **Sens x-x'** : Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}$ et V_{x5} .

Tableau. V.17. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x1}=1,1m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1046,58	-67,586	-315,81	-848,14	-71,0609	55,128	131,95
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-692,271	-105,184	192,787	-411,80	-225,029	57,85	124,98
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-602,166	-143,578	-217,57	-489,08	-201,915	68,60	141,55
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-491,974	-165,59	225,145	-304,54	-171,367	77,326	147,16
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-353,38	-183,121	225,476	-209,46	-122,62	170,115	145,94
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-157,85	-175,717	181,209	-69,78	-33,332	131,74	118,59

Tableau. V.18. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x2}=1,2m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1094,88	-14,54	354,533	-579,68	-149,75	21,784	162,78
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-768,034	119,41	-212,327	-626,36	-259,31	-36,339	136,89
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-664,19	165,725	240,77	-428,86	-234,17	-55,912	156,6
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-538,73	192,22	-250,23	-417,48	-197,25	69,56	163,47
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-385,14	213,33	-253,02	-301,37	-135,60	12,27	163,33
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-196,26	210,02	-218,41	-163,93	-47,66	-15,01	139,07

Tableau. V.19. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x3}=1,00m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1104,61	2,397	243,46	-257,62	-211,01	27,46	114,10
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-794,12	-20,68	108,82	-542,99	-277,32	17,66	69,56
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-638,13	-39,17	119,12	-462,65	-244,44	22,38	78,302
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-555,99	-43,84	-118,47	-429,75	-206,09	24,55	77,38
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-401,93	-44,78	109,31	-249,32	-149,09	96,73	70,33
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-210,44	-37,76	78,48	-108,57	-57,82	68,28	49,93

Tableau. V.20. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x4}=0,8m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-975,895	1,39	206,01	-394,83	-338,91	9,09	107,01
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-673,089	-7,069	132,678	-428,10	-242,85	10,96	85,908
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-597,477	-16,09	-138,066	-464,86	-218,11	12,956	89,98
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-506,20	-18,30	-132,104	-387,35	-188,243	13,733	86,30
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-384,325	-19,726	116,84	-256,94	-145,509	13,99	75,88
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-216,846	-17,954	79,073	-140,20	-81,606	11,519	51,09

Tableau. V.21. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x5}=1,00m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1189,792	7,22	319,11	-644,0	-305,937	220,897	161,56
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-819,725	38,701	-216,729	-603,9	-296,32	-4,354	140,96
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-718,123	47,531	-219,51	-531,71	-266,475	-9,138	142,25
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-602,32	64,38	-216,554	-442,96	-229,83	-16,78	89,88
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-452,37	77,45	-198,29	-328,71	-177,16	-23,658	127,19
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-255,05	81,46	-150,60	-188,10	-94,834	52,799	95,11

❖ **Sens y-y'** : Sollicitations max de calcul dans les voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} .

Tableau. V.22. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y1}=1,90m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1635,82	-15,6477	724,91	-1615,06	-313,15	99,9838	234,22
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-1189,37	-48,28	209,06	-691,04	-396,83	197,65	130,46
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-1014,79	93,05	218,12	-857,96	-342,79	197,83	137,65
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-821,15	101,08	204,81	-469,30	-267,07	190,21	130,25
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-584,66	108,91	197,99	-308,63	-166,06	181,96	119,91
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-324,34	114,61	166,00	-140,91	-63,85	145,74	96,24

Tableau. V.23. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y2}=1,60m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1838,74	15,82	475,33	-1028,47	-510,36	81,21	175,91
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-1290,95	34,32	152,23	-805,12	-459,78	104,06	102,92
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-1106,79	86,34	187,13	-891,80	-396,28	81,95	120,83
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-908,28	89,92	184,91	-732,38	-319,26	70,50	116,52
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-663,65	92,00	-177,28	-542,90	-217,69	55,41	107,05
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-356,82	92,24	-135,72	-300,65	-94,79	22,64	81,13

Tableau. V.24. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y3}=1,85m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1596,88	-10,04	-604,67	-1537,67	-345,63	65,14	197,21
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-1167,96	53,29	-192,34	-966,44	-405,38	41,42	123,57
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-1002,57	110,39	-217,17	-824,64	-357,27	62,89	137,07
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-813,41	115,22	202,71	-485,11	-283,64	183,34	128,83
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-577,04	119,92	193,22	-321,24	-179,68	173,59	116,88
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-298,72	116,75	153,71	-132,82	-61,78	134,99	89,30

Tableau. V.25. Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{y4}=1,85m$ dans tout les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol + Rdc + 1 ^{er} étage	-1596,88	-10,04	-604,67	-1537,76	-345,63	65,13	197,21
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	-1167,96	53,29	-192,34	-966,44	-405,38	41,42	123,57
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	-1002,57	110,39	-217,17	-824,64	-357,26	62,89	137,07
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	-813,41	115,22	202,71	-485,11	-283,64	183,34	128,83
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-577,04	119,91	193,22	-321,24	-179,68	173,59	116,88
10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages	-298,73	116,75	153,71	-132,82	-61,78	134,99	89,30

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$

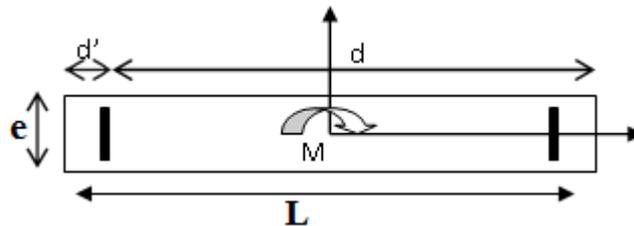


Figure.V.11. Disposition des armatures dans les voiles

On va exposer un seul exemple de calcul V_{x2} .

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a) Armatures verticales :

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 RPA99/2003.

$L = 1,2 m, d = 1,15m, e = 0,20m.$

$N_{max} = 1094,88 KN \rightarrow M_{cor} = 14,54 KN.m.$ (Combinaison ELUA)

$e_G = M/N = 0,013m \Rightarrow e_G = 0,013 < l/2 = 0,6 m$

\Rightarrow (le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures).

faut vérifier la condition suivante : $N_u (d - d') - MUA \geq (0,337h - 0,81d') b.h.fbu..... (I)$

$MUA = M + N \times (d - h/2) = 14,54 + 1094,88 \times (1,15 - 1,20/2) = 616,724 KN.m$

$0,587 < 1,614.....$ non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple : $\mu_{bu} = 0,126 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,126 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0,169, Z = 1,072 m \Rightarrow A_l = -14,38 cm^2 \Rightarrow A = -12,99 cm^2$

Donc $A = 0$ Pas nécessité d'armature le béton seul suffit .

B) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$M_{max} = 354,533 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 579,676 \text{ KN.}$ (Combinaison ELU)

a) Armatures verticales :

(Combinaison ELUA) $\rightarrow e_G = 0,61 \text{ m} > (h/2) = 0,60 \text{ m.}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Il faut vérifier la condition suivante

$$Nu (d - d') - MUA \geq (0,337h - 0,81d') b.h.fbu \dots \dots \dots (I)$$

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 673,35 \text{ KN.m}$$

$$-0,0357 < 1,614 \quad \text{non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,137 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,137 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,185, Z = 1,065 \text{ m} \Rightarrow A_l = 15,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1,31 \text{ cm}^2$$

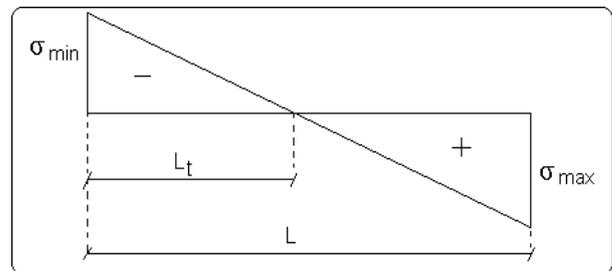
Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 9,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = -4,97 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0,404 \text{ m}$$



b) Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante : $V_{max} = 162,78 \text{ KN}$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 v_u}{e \times d} \rightarrow \frac{1,4 \times 162,78 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,15} = 0,759 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0,95 \text{ cm}^2$$

C) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$N_{min} = 149,75 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 21,784 \text{ KN.m.}$ (Combinaison $0,8G + E_x$).

a) Armatures verticales :

$e_G = 0,145 \text{ m} < (h/2) = 0,60 \text{ m.}$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

faut vérifier la condition suivante :

$$(I) \dots Nu (d - d') - MUA \geq (0,337h - 0,81d') b.h.fbu$$

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 104,15 \text{ KN.m}$$

$$(I) \quad 0,06 < 1,614 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,021 \mu_{bu} = 0,021 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,027, Z = 1,137 \text{ m} \Rightarrow A_l = 2,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -1,67 \text{ cm}^2$$

Donc $A = 0$ Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant

donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x2} (Commerces) $A_V = 1,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : $A_H \geq 0,95 \text{ cm}^2$

- Vérifications

$A_{\min(ZT)} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 0,404 = 1,61 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA99/2003).

$A_{\min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0,23 \times 115 \times 20 \times 2,1 / 400 = 2,77 \text{ cm}^2$. (A_{\min} dans le voile par le BAEL91/99)

$A_{\min(ZC)} = 0,1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone comprimée par le RPA99/2003).

$A_{\min(ZG)} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 20 \times 120 = 3,60 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA99/2003).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{\min(ZT)} = 1,61 \Rightarrow$ On opte pour : 4HA8=1,71 cm²

Les résultats de ferrillages seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

A_{H}^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_{H}^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_{H}^{adop} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

Tableau V.26. Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	Sous - sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} étages
B	20×120	15×120	15×120	15×120	15×120	15×120
M (KN.m)	354,533	36,339	240,77	250,23	253,02	218,41
N (KN)	579,676	259,31	428,86	417,48	301,37	163,93
V (KN)	162,78	136,89	156,6	163,47	163,33	139,07
Sections	SPC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0,759	1,11	1,27	1,32	1,33	1,13
$r=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{v}^{cal} (cm ²)	1,31	-2,49	0,42	0,79	2,16	2,92
A_{v}^{min} (cm ²)	3,6	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
Lt	0,4	/	0,39	0,4	0,46	0,51
A_{min}^{tendu}	1,62	/	1,16	1,2	1,37	1,53
Nbre / Face v	8HA8	/	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
A_{v}^{adp} (cm ²)	4,02	/	4,02	4,02	4,02	4,02
S_t (cm)	10	10	10	10	15	15
A_{min}^{comp}	0,78	1,26	0,64	0,6	0,43	0,27
Nbre / Face	6HA8	22HA8	6HA8	6HA8	2HA10	2HA10
$A_{z}^{adp,comp}$	3,02	11,06	3,02	3,02	1,57	1,57
A_H^{cal}	1,24	1,04	1,19	1,24	1,24	1,06
A_H^{min}	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_H^{adop}	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
Nbre / Face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St	20	20	20	20	20	20

- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vx1 ⇒ Voir **annexe 4**
- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vx3 ⇒ Voir **annexe 5**
- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vx4 ⇒ Voir **annexe 6**
- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vx5 ⇒ Voir **annexe 7**
- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vy1 ⇒ Voir **annexe 8**
- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vy2 ⇒ Voir **annexe 9**
- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vy3 ⇒ Voir **annexe 10**
- ❖ Tableau de ferrailage de voile Vy4 ⇒ Voir **annexe 11**

Exemple schéma de ferrailage pour le voile Vx2 :

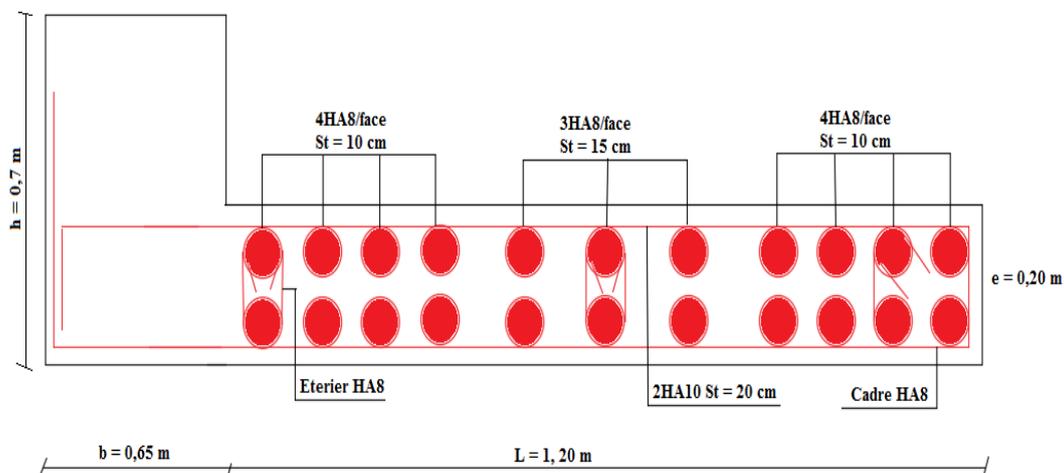


Figure V.12. Ferrailage du voile Vx2 sous-sol+ RDC+ 1^{ère} étage

Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de **RPA99/2003** et le **BAEL91/99**.

Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité

On distingue plusieurs types de fondations :

Fondations profondes : pieux, puits...

Fondations superficielles : semelle isolée, filante, ou radier.

VI.1. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes

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

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

VI.2. Étude des fondations

Le choix de fondation :

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol est de **2,00** Bars pour une profondeur d'encrage de **4,00 m** par rapport à la côte du terrain naturel.

Soit la surface des fondations :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{55511,336}{200} = 277,56 \text{ m}^2, \text{ Donc la surface des fondations est } 277,56 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale du bâtiment est : } S_{bat} = 22 \times 16,5 = 363 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{inf}}{S_{bat}} = 0,764 \rightarrow S_{inf} = 76,4\% S_{bat}$$

On constate d'après le résultat ci-dessus que la surface des fondations représente 76,4% de la surface du bâtiment et qui stipule que si la surface de la fondation dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général

S : Surface de la semelle

N: Effort normal max sollicitant ramené par la superstructure a l'ELS

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

1. Étude du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol différentiel.

1.1. Pré dimensionnement

➤ La condition de coffrage

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

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow L_{max}=6,30m \Rightarrow h_t \geq 63cm$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow L_{max}=6,30m \Rightarrow h_r \geq 31,5cm$$

➤ **La condition de raideur (rigidité) :**

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que : } L_{max} \geq \frac{\pi \times l_e}{2}, \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{R \times b}}$$

Avec : l_e :Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$, $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}} \times 4 = 0,98m$$

➤ **La largeur de la nervure**

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t$$

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

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure : $h_t = 100cm$

La largeur de la nervure : $b = 65 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 35cm$

Enrobage $d' = 5cm$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$\text{On a : } N = 55511,336 \text{ KN}$$

$$N' = N + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.35 \times 363 = 3176,25 \text{ KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \times (0.70 \times (1 - 0,35) \times 150,5) = 1711,94 \text{ KN}$$

$$N' = 60399,526 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N'}{\sigma_{adm}} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{60399,526}{200} = 301,99 \text{ m}^2 \dots \text{Vérfiée}$$

$$\text{On a la surface du bâtiment} = 363 \text{ m}^2 > S_{rad} = 301,99 \text{ m}^2$$

Donc un débord n'est pas nécessaire, On prend : $S_{radier} = S_{bâtiment} = 363 \text{ m}^2$



Figure VI.1. présentation de zone d'impact de la charge concentré

1.2 Les vérifications nécessaires

➤ Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93(Article A.5.2.4.2) ; on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0,65+0,70+2 \times 1) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 6,70 \text{ m}$$

h_t : hauteur totale de radier

$$Q_u = 4168,8846 \text{ Kn} \leq 0,045 \times 6,7 \times 1,00 \times \frac{25000}{1,5} = 5025 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (**DTRBC 2.33.1** (article : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{x;y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x;y}}{I_{x;y}} \times X(x_g; y_g)$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques les caractéristiques géométriques de radier suivantes :

$$I_x = 8235,60 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 11,00 \text{ m}$$

$$I_y = 14641,00 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 8,25 \text{ m}$$

Avec : σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier. N : Poids total de la structure.

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien on peut prendre N à l'état accidentelle en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2

Sens X-X

$$N = 55511,3336 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_y = 21271,94 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = 0,174 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{min} = 0,131 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{moy} = 0,163 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$N = 55511,3336 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_x = 18501,93 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = 0,167 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{min} = 0,139 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{moy} = 0,160 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que: $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99/2003** (article 10.1.5)

Suivant X-X: $e = 1,038 < \frac{22}{4} = 5,5$ m... Condition vérifiée

Suivant Y-Y: $e = 0,9 < \frac{16,5}{4} = 4,125$ m... Condition vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification au cisaillement :**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

On considère une bande de largeur $b=1$ m

$$V_d = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N: Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$V_d = \frac{76671,3519 \times 6,30}{2 \times 277,56} \times 1 = 870,13 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0,07 \times b \times f_{c28}} = 0,745m$$

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_S \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10$ KN/m²)

FS : coefficient de sécurité (FS= 1,15).

H : la hauteur de la partie ancré du bâtiment , $H=3,40+4 = 7,4$ m.

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 363$ m²).

$N_u=55511,3336$ KN : La charge totale transmise par la superstructure

$55511,336 \text{ KN} \geq 1,15 \times 7,4 \times 363 \times 10 = 30891,3$ KN..... condition vérifiée

1.3.Ferraillage

1.3.1.La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension ($L_x=5,4$ m, $L_y=6,3$ m) : entre nus d'appuis

➤ **Calcul des sollicitations**

$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$, Avec : N_u est l'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_u = N_{u,cal} + 1,35 \times N_{rad} = 76671,35 + 1,35 (3176,25)$$

$$N_u = 76671,35 + 4287,94 = 80959,29 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{80959,25}{363} = 223,03 \text{ Kn/m}^2$$

$v=0$, $l_x = 5,4 - 0,65 = 4,75$ m , $l_y = 6,30 - 0,65 = 5,65$ m , $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 \Rightarrow$ la dalle travaille

dans les deux sens

$$\mu_x = 0,0517, \mu_y = 0,6678$$

$$M_x^0 = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 260,01 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 173,73 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,75 \times M_x^0 = 195,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y^0 = 130,30 \text{ KN.m}$$

• **Moment aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x^0 = -130,08 \text{ KN.m}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une $(b \times h_0) = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$h_r = 35 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0,85 \text{ et HA Fe400} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008 \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} h_r > 12 \text{ cm} & A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3-\rho) \times b \times h_r}{2} \\ \rho > 0,4 & A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

Tableau VI.1. Calcul des armatures pour la dalle

Sens	M (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	St (cm)
<i>En travée</i>								
x-x	195,12	0,153	0,208	0,274	20,40	3,01	7HA20=21,99	14
y-y	130,30	0,102	0,135	0,283	13,2	2,8	7HA16=14,07	14
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	-130,08	0,102	0,134	0,283	13,17	2,8	7HA16 =14,07	14

• **Vérifications l'effort tranchant**

$$b = 100 \text{ cm}, d = 30 \text{ cm},$$

$$V_{ux} = (Q_u \times l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 353,23 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,84 > 0,4$$

$$V_{uy} = (Q_u \times l_y) / 2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 209,89 \text{ KN}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = V_u / b \times d = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = V_u / b \times d = 0,764 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

A L'ELS

$$Q_s = 161,67 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow v = 0,2, \rho = 0,84 \Rightarrow \mu_x = 0,0586, \mu_y = 0,7655$$

$$M_x^0 = \mu_x \times Q_s \times \ell^2 = 213,75 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 163,62 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 160,31 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 122,72 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x = -106,87 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification à L'ELS

- L'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{by^2}{2} + 15(As + As) - 15(d \times As + d' \times As) = 0$

Calcul de I : $I = (b0 \times y^3)/3 + 15 [s(d - y)^2 + A'(y - d')^2]$

- Vérification des contraintes dans l'acier

Fissuration nuisible $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta \cdot ftj}) = 201,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I(d-y)}$$

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	M _{ser} (Kn.m)	Y (m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	160,31	0,112	16,341	10,95	15	Vérifiée	277,38	201,6	Non Vérifiée
y-y	122,72	0,093	11,724	9,77	15	Vérifiée	324,40	201,6	Non Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x=y-y	-106,87	0,093	11,724	8,51	15	Vérifiée	282,51	201,6	Non Vérifiée

Remarque : La condition n'est pas vérifiée, donc on recalcule à l'ELS

Tableau VI.3. Résultats de ferrailage à l'ELS

Sens	M (Kn.m)	β (× 10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
<i>En travée</i>						
x-x	160,31	8,83	0,513	31,97	7HA25=34,36	14
y-y	122,71	6,76	0,448	23,85	8HA20=25,13	12
<i>En appuis</i>						
x-x=y-y	-106,87	5,89	0,419	20,53	7HA20=21,99	14

En travée x-x ⇒ σ_{st} = 176,66 Mpa < σ̄_{st} = 201,6 MPa ... Condition vérifiée

En travée y-y ⇒ σ_{st} = 184,95 Mpa < σ̄_{st} = 201,6 MPa ... Condition vérifiée

En appuis x-x, y-y ⇒ σ_{st} = 179,51 Mpa < σ̄_{st} = 201,6 MPa ... Condition vérifiée

Schémas de ferrailage du radier :

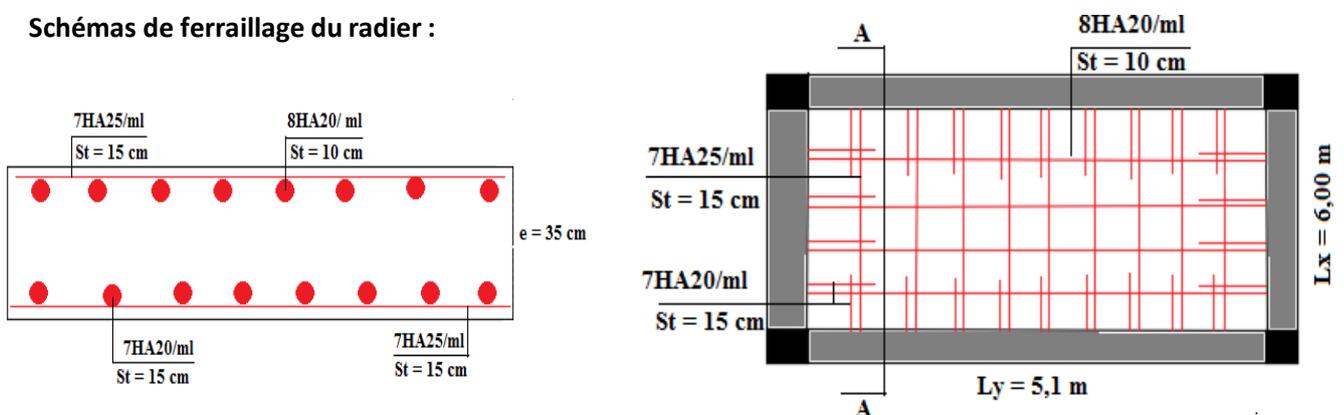


Figure VI.2. Schémas de ferrailage du radier

1.3.2 Calcul des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément répartie

➤ Calcul des charges équivalents uniformes

- Charge triangulaire

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} P_m = \frac{2 \times q_u \times l_x}{3} \\ P_v = \frac{1}{2} q_u \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour les poutres supportant des charges triangulaires des deux cotés ,donc pour les poutres recevant des charges d'un seul coté , ces expressions sont a diviser par deux .

- Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$P_d = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec : P charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

$$q_u = 223,03 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 161,67 \text{ KN/m}$$

• Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque

Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

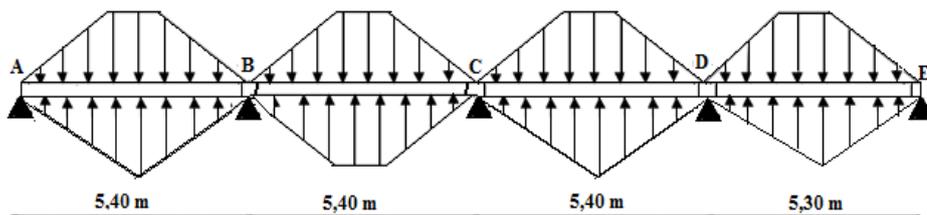


Figure VI.3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

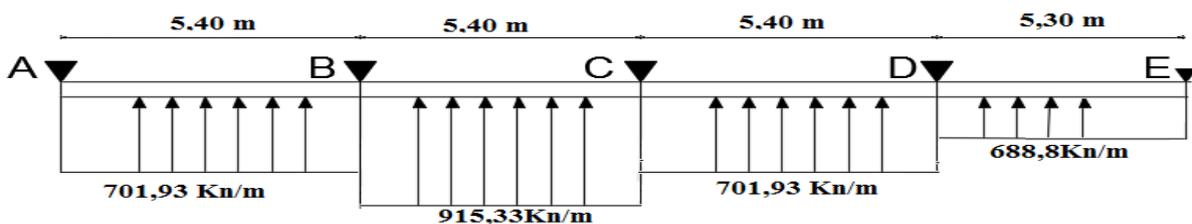


Figure VI.4. Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x

Sens Y-Y :

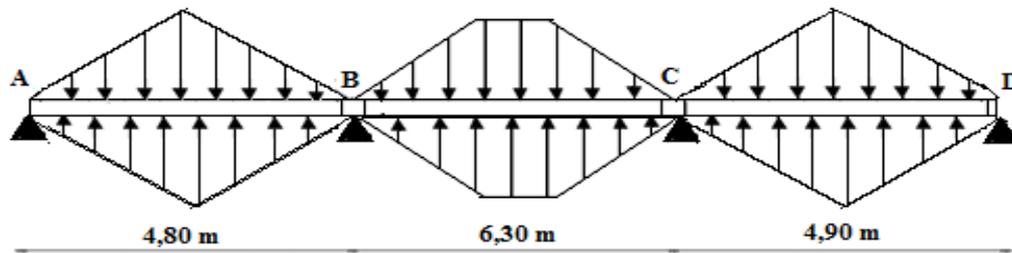


Figure VI.5. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

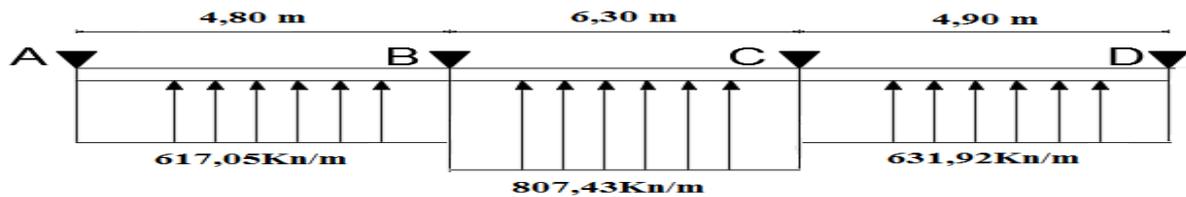


Figure VI.6. Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x

Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$$q_u = 223,03 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 161,67 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x

Travée		L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{Max} (KN.m)	X(m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	ELU	5,40	701,93	0	-2230,99	1564,62	2,11	1482,07	2555,76
	ELS		508,82	0	-1617,21	1134,18			
B-C	ELU	5,40	915,33	-2230,986	-1775,41	1337,07	2,79	2555,76	-2387,03
	ELS		663,51	-1617,212	-1286,97	969,22			
C-D	ELU	5,40	701,93	-1775,41	-1946,16	698,47	2,65	-2387,03	2192,52
	ELS		508,82	-1286,97	-1410,76	506,30			
E-F	ELU	5,30	688,8	-1946,16	0	1543,35	3,18	2192,52	-1458,12
	ELS		499,31	-1410,76	0	1118,77			

Tableau VI.5. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M_u (Kn.m)	-2230,986	1564,62
M_s (Kn.m)	-1617,212	1134,18
V_u (Kn)		2555,76

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y

Travée		L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{Max} (KN.m)	X(m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	ELU	5,40	617,05	0	-2051,79	899,269	1,71	1053,47	2535,21
	ELS		447,29	0	-1487,30	651,868			
B-C	ELU	5,40	807,43	-2051,79	-2103,39	1928,32	3,14	2535,21	-2551,6
	ELS		585,29	-1487,30	-1524,71	1397,8			
C-D	ELU	5,30	631,92	-2103,39	0	990,66	3,13	-2551,6	-1118,94
	ELS		458,07	-1524,71	0	718,115			

Tableau VI.7. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M_u (KN.m)	-2103,39	1928,32
M_s (KN.m)	-1524,71	1397,8
V_u (KN)	-2551,6	

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fera a la flexion simple comme une section en T renversée

• **Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)**

$h=1,00m$, $h_0= 0,35m$, $b_0= 0,65m$, $d= 0,95m$

Sens x-x : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{4,75}{2}; \frac{4,15}{10}\right) \Rightarrow b = 1,45m$

Sens y-y: $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{min}}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{5,65}{2}; \frac{4,65}{10}\right) \Rightarrow b = 1,55m$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

On a : $M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ Le calcul se fait pour une section ($b \times h$)

Tableau VI.8. Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

Sens	M_u (kN.m)	A_{cal} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
<i>En travée</i>				
x-x	1564,62	52,92	14,49	7HA32=56,30
y-y	1928,32	66,98	14,49	6HA32+6HA20=67,10
<i>En appuis</i>				
x-x	-2230,986	80,35	14,49	10HA32=80,42
y-y	-2103,39	74,77	14,49	6HA32+6HA25=77,7

• **Vérification des contraintes a l'ELS**

Fissuration nuisible $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 201,6$ MPa , $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I(d-y)}$

Tableau VI.9. Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	M_{ser} (Kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	1134,18	0,383	0,0393	11,07	15	Vérifiée	245,04	201,6	Non Vérifiée
y-y	1397,8	0,409	0,0443	12,92	15	Vérifiée	256,04	201,6	Non Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x	-1617,21	0,436	0,0498	14,17	15	Vérifiée	249,97	201,6	Non Vérifiée
y-y	-1524,71	0,431	0,0487	13,49	15	vérifiée	243,39	201,6	Non Vérifiée

Remarque : La condition n'est pas vérifiée, donc on recalcule a l'ELS

Tableau VI.10. Résultats de ferrailage à l'ELS

Sens	M (KN.m)	$\beta (\times 10^{-3})$	α	$A_{cal} (cm^2/ml)$	$A_{adp} (cm^2/ml)$
<i>En travée</i>					
x-x	1134,18	9,59	0,415	68,73	7HA32+3HA25=71,03
y-y	1397,8	11,81	0,461	86,24	5HA40+5HA25=87,37
<i>En appuis</i>					
x-x	-1617,21	13,67	0,496	101,17	5HA40+5HA32=103,04
y-y	-1524,71	12,89	0,482	94,85	12HA32=96,51

travée x-x $\Rightarrow \sigma_{st}=196,94 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$...Condition vérifiée

En travée y-y $\Rightarrow \sigma_{st}=198,26 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$...Condition vérifiée

En appuis x-x $\Rightarrow \sigma_{st}=179,51 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$...Condition vérifiée

En appuis y-y $\Rightarrow \sigma_{st}=198,71 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$...Condition vérifiée

➤ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{\min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25; 28,5; 65) \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\text{trans}} = 2 \text{ Cadres} + 2 \text{ étrier} = 8HA10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } : S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12; 10^{\min} \phi_t \right) \Rightarrow S_t \leq \min(25; 12; 20) \text{ cm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 12 \text{ cm}$

➤ Vérifications à l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{ F.N}$$

$$\text{Sens x-x : } \tau_u = \frac{2555,76 \times 10^{-3}}{1,45 \times 0,95} = 1,85 \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens y-y : } \tau_u = \frac{2551,6 \times 10^{-3}}{1,55 \times 0,95} = 1,73 \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ Armatures de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc, } A_p = 3 \times 1,00 = 3,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ par face.}$$

➤ Schémas de ferrailage des nervures

{ Nervure sens x - x
{ nervure sens y - y Voir : annexe 12

VI.3 Voile périphérique

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante

✓ **Panneau (D1) :**

➤ **Caractéristiques des voiles :**

- Hauteur $h = 4,00$ m.
- Longueur $L = 6,30$ m.
- Épaisseur $e = 20$ cm.

➤ **Caractéristiques du sol :**

- poids spécifique : $\gamma = 10,9$ KN/m²
- angle de frottement : $\varphi = 19,26^\circ$
- La cohésion : $C = 1,23$ Bars
- Contrainte admissible de sol : $q_{adm} = 200$ KN/m²

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

• **La poussée des terres :**

Le voile de soutènement est en équilibre limite sans déplacement conséquent, on prend donc un coefficient de poussée au repos ce qui nous confère des effets prépondérants.

$$G = (1 - \sin(\varphi)) * h * \gamma_h$$

$$G = (1 - \sin 19.26) * 4 * 10.9$$

$$G = 29,21 \text{ KN/m}^2$$

• **Surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times (1 - \sin \varphi) \rightarrow Q = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Ferraillage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 10.05 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 49,48 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39,73 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 39,73 \frac{KN}{ml}$$

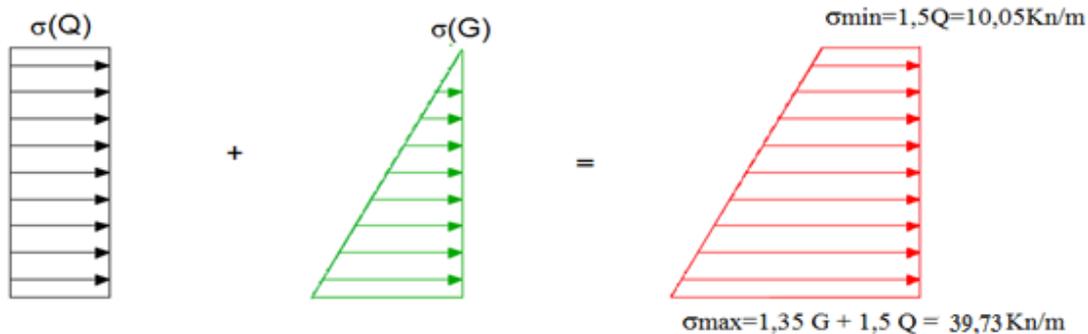


Figure VI.7. Diagramme des contraintes.

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques :

$$\begin{cases} l_x = 3,45 \text{ m} \\ l_y = 5,8 \text{ m} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{3,45}{5,8} = 0,59 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 39,53 \\ M_{oy} = 11,16 \end{cases} \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 29,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 8,37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = -0,5 M_{ox}$$

$$M_a = -19,76 \text{ KN}$$

Les sections d'armature sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section b×h = (1×0,20) m2

Tableau VI.11. : Ferrailage des voiles périphériques a l'ELU de panneau (D1)

Sens	M (KN.m)	Mbu	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)	St (cm)
<i>En travée</i>								
x-x	29,65	0,093	0,122	0,142	5,97	1,92	6HA12 = 6,79	16
y-y	8,37	0,026	0,033	0,148	1,62	1,60	4HA8 = 2,01	25
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	-19,76	0,062	0,080	0,145	3,91	1,60	5HA10 = 3,93	20

➤ **Vérifications :**

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho=0,59 > 0,4 \text{ et } e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3-\rho) \times b \times e}{2}$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e$$

• **Espacement**

$$\text{sensX} - X : St \leq \min (2e; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 17\text{cm}... \text{ Condition vérifié}$$

$$\text{sensY} - Y : St \leq \min (2e; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 25\text{cm} ... \text{ Condition vérifié}$$

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b*d} \leq \text{Min} \left(\bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 60,91 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

Vérifications a l'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 6,7 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 35,91 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28,61 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 ml = 28,61 \frac{KN}{ml}$$

$$\rho = \frac{3,45}{5,8} = 0,59 > 0,4 \text{ Ce qui donne :}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0884 \\ \mu_y = 0,4565 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 30,10 \\ M_{oy} = 13,74 \end{cases} KN.m$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 22,57 KN.m$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 10,30 KN.m$$

$$M_a = M_b = -0,5M_{ox}$$

$$M_a = -15,05 KN.m$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} * Y)/I \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

Tableau VI.12. Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	22,57	0,046	1,42	7,28	15	Vérifiée	246,92	201,6	Non Vérifiée
y-y	10,30	0,027	0,52	5,37	15	Vérifiée	363,84	201,6	Non Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x=y-y	-15,05	0,036	0,92	5,97	15	Vérifiée	277,91	201,6	Non Vérifiée

Remarque : La condition n'est pas vérifiée, donc on recalcule à l'ELS

Tableau VI.13. Résultats de ferrailage à l'ELS

Sens	M _s (KN.m)	β (× 10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)	St
<i>En travée</i>						
x-x	22,57	4,97	0,299	8,29	8HA12=9,05	12
y-y	10,30	2,27	0,202	3,65	5HA10=3,93	20
<i>En appuis</i>						
x-x=y-y	-15,05	3,31	0,244	5,42	5HA12=5,65	20

En travée x-x ⇒ σ_{st}=187,88 MPa < σ̄_{st} =201,6 MPa ...Condition vérifiée

En travée y-y ⇒ σ_{st}=190,30 MPa < σ̄_{st} =201,6 MPa...Condition vérifiée

En appuis x-x,y-y ⇒ σ_{st}=196,19 MPa < σ̄_{st} =201,6 MPa...Condition vérifiée

VIII.2.7 : schéma de ferrailage du voile périphérique panneau (D1)

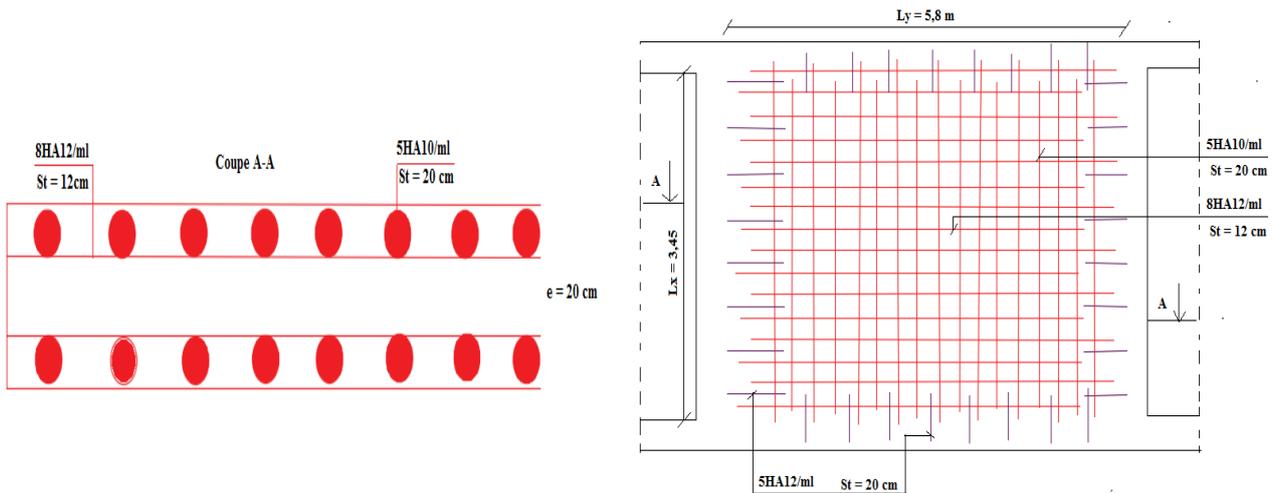


Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique panneau (D1)

✓ Panneau (D2) : $\rho = \frac{3}{5,8} = 0,52 > 0,4$

Tableau VI.14. Ferrailage de panneau (D2)

Sens	M (KN.m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)				
<i>En travée</i>								
x-x	22,26	4,42	1,98	4HA12 = 4,52				
y-y	5,56	1,07	1,60	4HA8 = 3,14				
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	-14,84	2,91	1,60	6HA10 = 3,02				
Sens	M _s (KN.m)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	Acal _{ELS} (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)	St (cm)
<i>En travée</i>								
x-x	16,65	6,25	Vérifiée	268,81	Non vérifiée	6,02	6HA12=6,79	16
y-y	6,42	3,78	Vérifiée	299,18	Non vérifiée	2,24	5HA10=2,51	20
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	11,10	4,89	Vérifiée	264,23	Non vérifiée	3,95	4HA12=4,52	25

VIII.2.8 : schéma de ferrailage du voile périphérique panneau (D2)

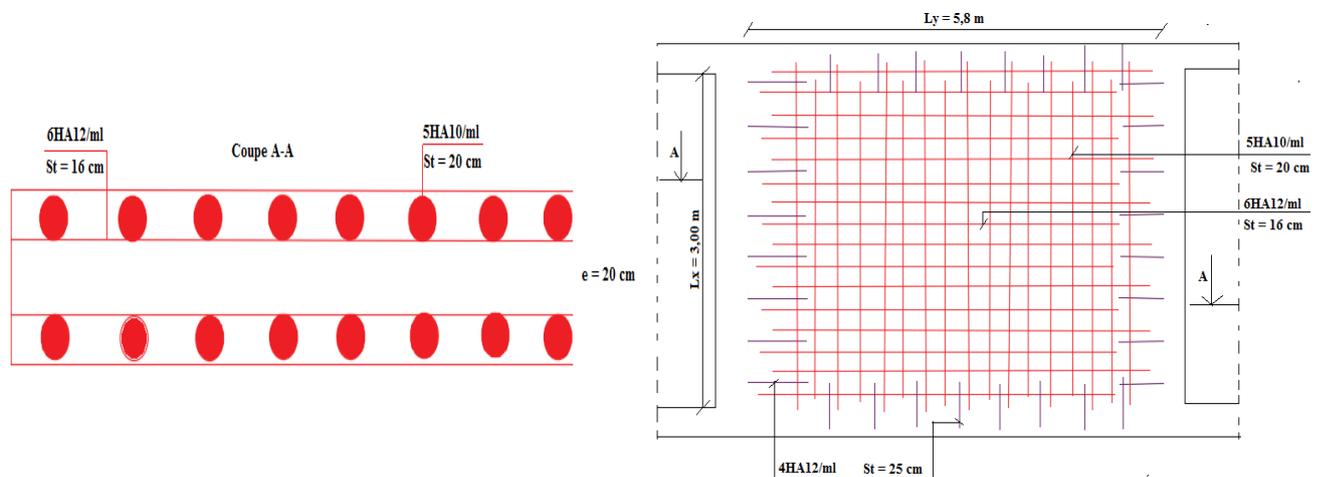


Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique panneau (D2)

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents domaines des génies de la construction, l'étude de cet ouvrage nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponible nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents technique réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment.

L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer de manière complète sans passer par une étude détaillés des déférents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments secondaires du bâtiment nous a donner les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque éléments.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit a opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition de Cinq voiles dans le sens XX et une disposition de Quatre voile dans le sens YY, l'interaction verticale est vérifié a la base, de mêmes pour l'interaction horizontale qui est vérifié a tout les niveaux dans les deux sens, le model obtenu vérifie toutes les vérifications nécessaires. Après l'étude dynamique il a été constaté qu'il est nécessaire de redimensionner les éléments de la structure en augmentant les sections des poteaux et poutres.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux et les voiles sont souvent ferrailés par le minimum du RPA99/2003, les exigences du RPA99/2003 valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

L'étude des fondations est en fonction des charges exercer par la structure et la contrainte admissible du sol nous a conduit a opter pour un radier générale nervuré d'une surface de 365 m² et des nervures de hauteur de 1,00m et une dalle de compression de 35cm.

Bibliographie

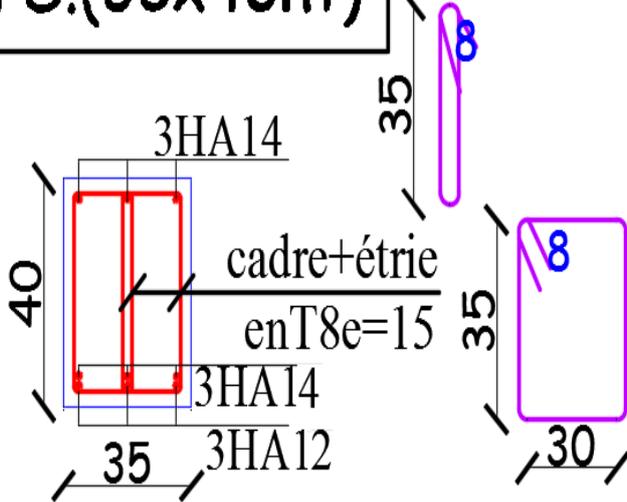
- 1) Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / Version 2003.
- 2) DTU BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- 3) Code de béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- 4) DTR.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation, Edition CGS. Octobre, 1988.
- 5) DTR.B.C.2.33.1 « Règle de calcul des fondations superficielles ».
- 6) Cours de béton armé, 3ème et 4ème année Génie Civil
- 7) Ancien mémoire de fin d'études.

Outils informatiques

- ✓ Logiciel AUTOCAD
- ✓ Logiciel Etabs2016
- ✓ Logiciel Excel et Word
- ✓ Logiciel SOCOTEC

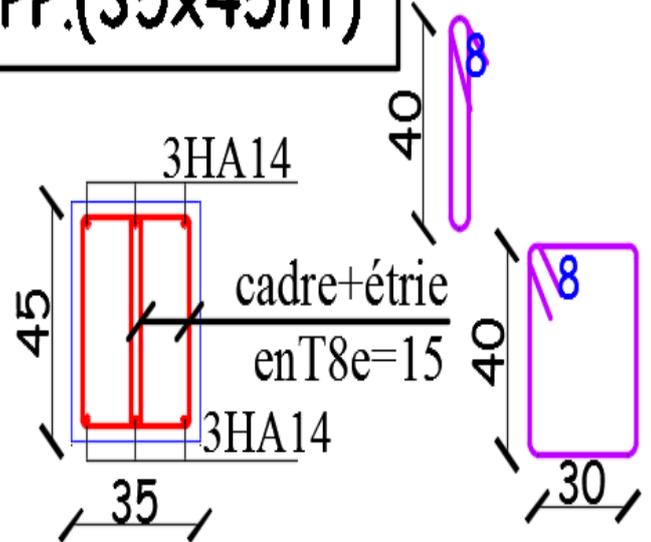
Annexe 1: ferrailage des poutres étage service

PS.(35x40ht)



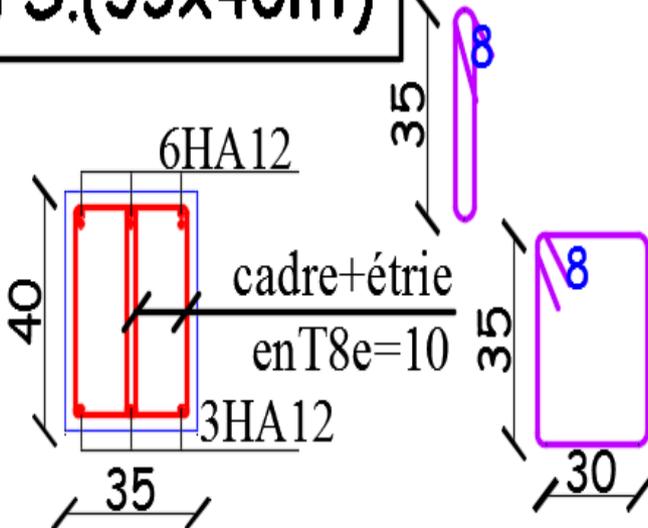
P.P En appuis

PP.(35x45ht)



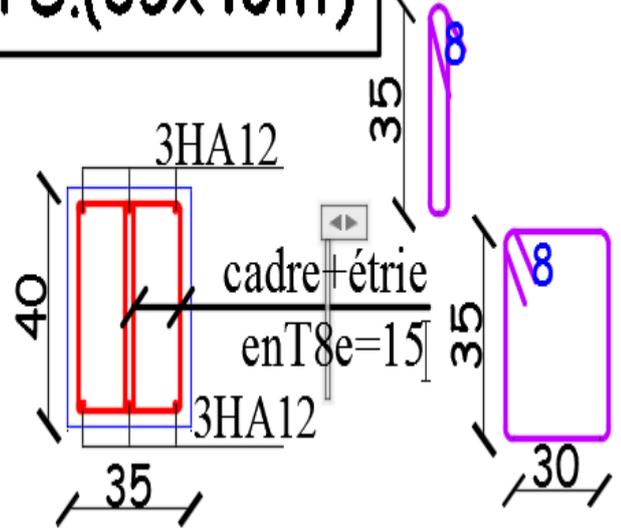
P.P En travée

PS.(35x40ht)



P.S En appuis

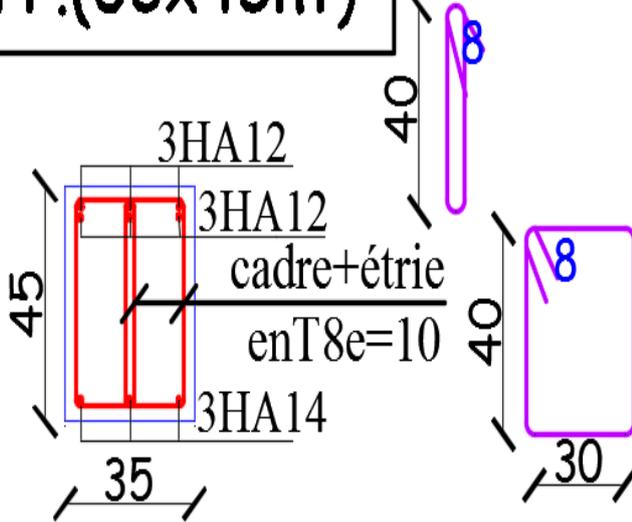
PS.(35x40ht)



P.S En travée

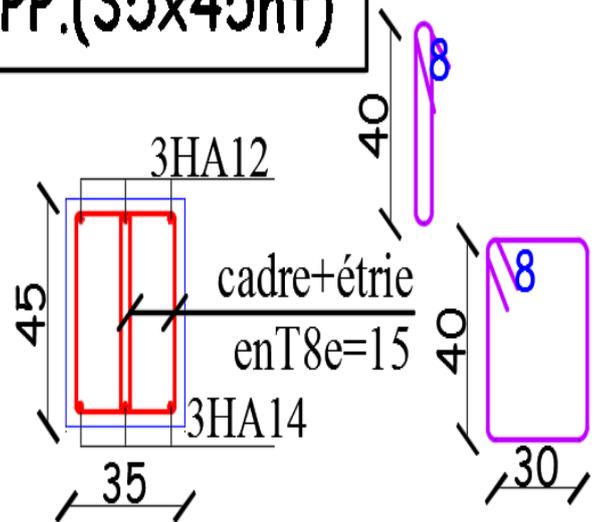
Annexe 2: ferrailage des poutres étage courant

PP.(35x45ht)



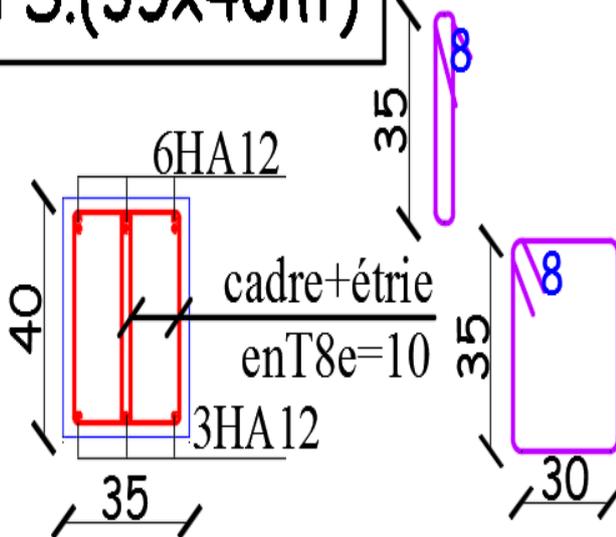
P.P En appuis

PP.(35x45ht)



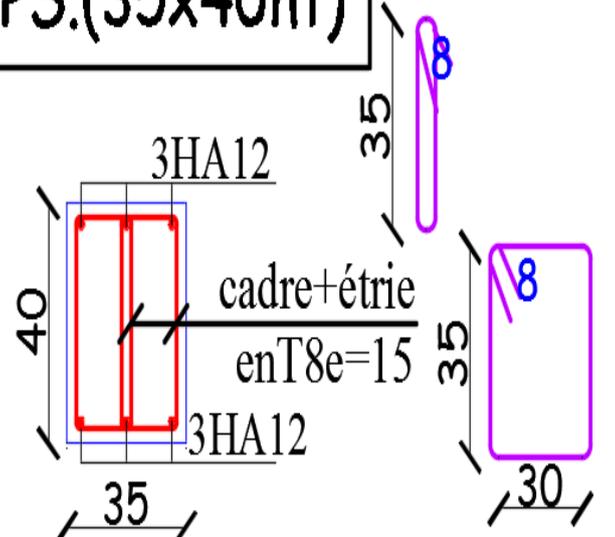
P.P En travée

PS.(35x40ht)



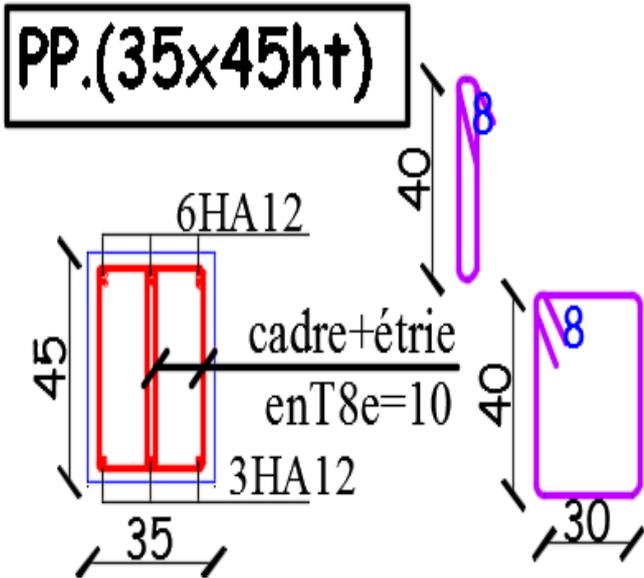
P.S En appuis

PS.(35x40ht)

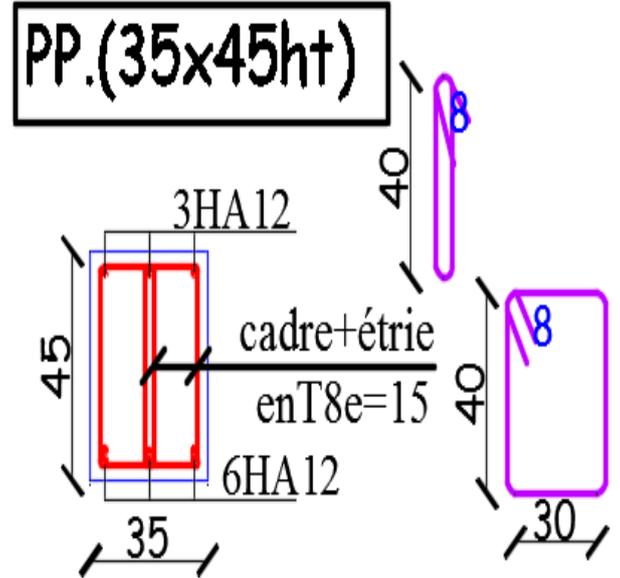


P.S En travée

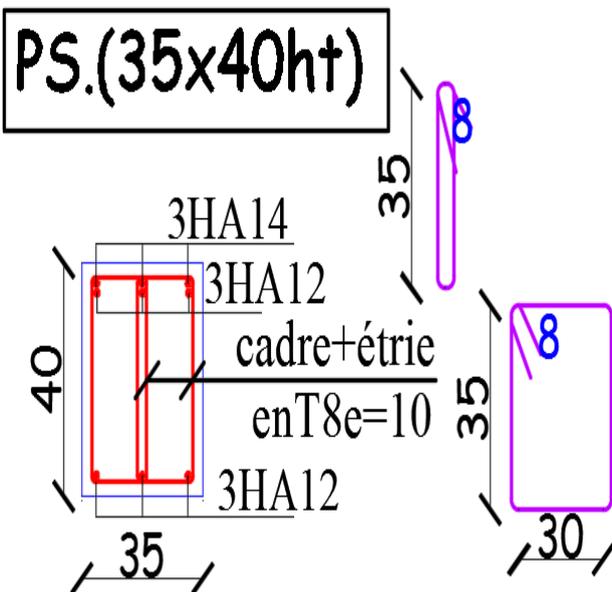
Annexe 3: ferrailage des poutres terrasse inaccessible



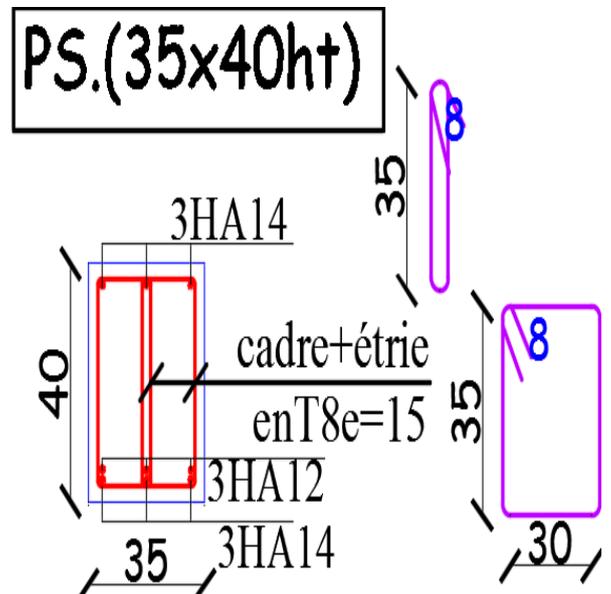
P.P En appuis



P.P En travée



P.S En appuis



P.S En travée

Annexe 4

Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
B	20×110	15×110	15×110	15×110	15×110	15×110
M (KN.m)	55,128	192,787	217,57	225,145	225,476	175,717
N (KN)	71,0609	411,80	489,08	304,54	209,46	157,85
V (KN)	131,95	124,98	141,55	147,16	145,94	118,59
Sections	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0,879	1,11	1,26	1,31	1,29	1,05
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal}^v (cm ²)	0,41	-0,05	-0,23	2,02	3,12	2,39
A_{min}^v (cm ²)	3,3	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48
Lt	0,42	0,34	0,32	0,41	0,46	0,46
A_{min} tendu	1,68	1,01	0,97	1,24	1,37	1,48
N ^{bre} / Face v	8HA8	6HA8	6HA8	8HA8	8HA8	8HA8
A_{adp} (cm ²)	4,02	3,02	3,02	4,02	4,02	4,02
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_{min} comp	0,52	0,64	0,68	0,41	0,28	0,27
N ^{bre} / Face	2HA10	4HA8	4HA8	2HA10	2HA10	2HA8
$A_{z}^{adp}_{comp}$	1,57	2,51	2,51	1,57	1,57	1,01
A_H^{Cal}	1,1	1,04	1,18	1,23	1,22	0,99
A_H^{min}	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_H^{adop}	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N ^{bre} / Face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St	20	20	20	20	20	20

Annexe 5

Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
B	20×100	15×100	15×100	15×100	15×100	15×100
M (KN.m)	243,46	17,66	119,12	118,47	96,73	68,28
N (KN)	257,62	277,32	462,65	429,75	149,09	57,82
V (KN)	114,1	69,56	78,302	77,38	70,33	49,93
Sections	SPC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0,84	0,68	0,77	0,76	0,69	0,49
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{ν}^{cal} (cm ²)	3,59	-3,07	-2,3	-1,95	0,74	1,08
A_{ν}^{min} (cm ²)	3	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
Lt	0,41	/	0,18	0,2	0,37	0,43
$A_{min\ tendu}$	1,65	/	0,53	0,59	1,11	1,29
N ^{bre} / Face ν	8HA8	/	4HA8	4HA8	8HA8	8HA8
A_{adp} (cm ²)	4,02	/	2,01	2,01	4,02	4,02
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10
$A_{min\ comp}$	0,52	0,57	0,97	0,91	0,39	0,21
N ^{bre} / Face	2HA8	22HA8	10HA8	10HA8	2HA8	2HA8
$A_{z\ comp}^{adp}$	1,57	11,07	5,03	5,03	1,01	1,01
A_H^{Cal}	1,05	0,64	0,72	0,71	0,65	0,46
A_H^{min}	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_H^{adp}	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N ^{bre} / Face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St	20	20	20	20	20	20

Annexe 6

Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} Étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
B	20×80	15×80	15×80	15×80	15×80	15×80
M (KN.m)	206,01	132,678	138,066	132,104	116,84	79,073
N (KN)	394,83	428,1	464,86	387,35	256,94	40,202
V (KN)	107,01	85,908	89,98	86,3	75,88	51,087
Sections	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0,99	1,07	1,12	1,07	0,94	0,63
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{ν}^{cal} (cm ²)	2,75	-0,23	-0,38	0,17	1,00	0,96
A_{ν}^{min} (cm ²)	2,4	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Lt	0,3	0,23	0,22	0,24	0,28	0,31
A_{min} tendu	1,19	0,68	0,66	0,73	0,85	0,92
N ^{bre} / Face ν	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
A_{adp} (cm ²)	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_{min} comp	0,41	0,52	0,54	0,47	0,35	0,28
N ^{bre} / Face	2HA	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8
$A_{z}^{adp}_{comp}$	1,57	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51
A_H^{Cal}	1,25	1	1,05	1,01	0,89	0,6
A_H^{min}	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_H^{adop}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
N ^{bre} / Face	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
St	20	20	20	20	20	20

Annexe 7

Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} Étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} Étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} Étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
B	20×100	15×100	15×100	15×100	15×100	15×100
M (KN.m)	220,897	216,729	47,531	216,554	198,29	150,6
N (KN)	305,937	603,939	219,51	442,957	328,709	188,102
V (KN)	161,56	140,96	142,25	89,88	127,9	95,11
Sections	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	1,19	1,38	1,39	0,88	1,25	0,93
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{\nu}^{cal}(cm^2)$	2,36	-0,66	-1,52	0,97	1,63	1,81
$A_{\nu}^{min}(cm^2)$	3	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
Lt	0,38	0,27	0,12	0,33	0,36	0,4
$A_{min\ tendu}$	1,54	0,8	0,35	0,99	1,09	1,19
N ^{bre} / Face ν	8HA8	6HA8	2HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$A_{adp}(cm^2)$	4,02	3,02	1,01	4,02	4,02	4,02
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10
$A_{min\ comp}$	0,46	0,7	1,15	0,51	0,41	0,31
N ^{bre} / Face	2HA10	4HA8	8HA8	2HA8	2HA10	2HA8
$A_{z\ comp}^{adp}$	1,57	2,01	4,02	1,01	1,57	1,01
A_H^{Cal}	1,49	1,3	1,31	0,83	1,17	0,88
A_H^{min}	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_H^{adp}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
N ^{bre} / Face	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
St	20	20	20	20	20	20

Annexe 8

Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} Étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
B	20×190	15×190	15×190	15×190	15×190	15×190
M (KN.m)	99,9	197,06	197,8	190,21	181,9	145,7
N (KN)	313,1	396,83	342,8	277,07	166,06	63,8
V (KN)	234,2	130,46	137,6	130,25	119,9	96,2
Sections	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0,88	0,66	0,69	0,66	0,6	0,48
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{\nu}^{cal}(cm^2)$	-2,59	-2,19	-1,53	-0,84	0,41	1,18
$A_{\nu}^{min}(cm^2)$	5,7	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28
Lt	0,28	0,35	0,43	0,51	0,68	0,82
$A_{min\ tendu}$	1,12	1,04	1,29	1,54	2,03	2,45
N ^{bre} /face	6HA8	6HA8	6HA8	8HA8	10HA8	12HA8
$A_{adp}(cm^2)$	3,02	3,02	3,02	4,02	5,03	6,03
S_t (cm)	15	15	15	15	10	15
$A_{min\ comp}$	2,68	1,81	1,56	1,31	0,82	0,4
N ^{bre} /face	14HA8	14HA8	14HA8	10HA8	6HA8	2HA8
$A_{z\ adp\ comp}$	7,04	7,04	7,04	5,03	3,02	1,01
$A_{H\ Cal}$	1,11	0,62	0,65	0,62	0,57	0,46
$A_{H\ min}$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{H\ adop}$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N ^{bre} de barre	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St	20	20	20	20	20	20

Annexe 9

Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
<i>B</i>	20×160	15×160	15×160	15×160	15×160	15×160
<i>M (KN.m)</i>	475,3	104,06	81,95	70,5	55,41	22,64
<i>N (KN)</i>	1028,5	459,78	396,28	319,26	217,7	94,79
<i>V (KN)</i>	175,9	102,9	120,83	116,52	107	81,13
<i>Sections</i>	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
<i>τ (MPa)</i>	0,79	0,62	0,73	0,70	0,64	0,49
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	-3,95	-3,99	-3,61	-2,85	-1,86	-0,85
A_v^{min} (cm ²)	4,8	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
<i>Lt</i>	0,34	/	/	/	/	/
<i>A_{min}tendu</i>	1,35	/	/	/	/	/
<i>N^{bre} / Face v</i>	6HA8	/	/	/	/	/
<i>A^{adp}</i> (cm ²)	3,02	/	/	/	/	/
<i>S_t</i> (cm)	15	15	15	15	15	15
<i>A_{min} comp</i>	1,85	2,04	1,86	1,99	2,29	2,15
<i>N^{bre} / Face</i>	10HA8	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8
<i>A_z^{adp}_{comp}</i>	5,03	11,06	11,06	11,06	11,06	11,06
<i>A_H^{Cal}</i>	0,99	0,58	0,68	0,66	0,6	0,46
<i>A_H^{min}</i>	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
<i>A_H^{adop}</i>	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
<i>N^{bre} / Face</i>	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
<i>St</i>	20	20	20	20	20	20

Annexe 10

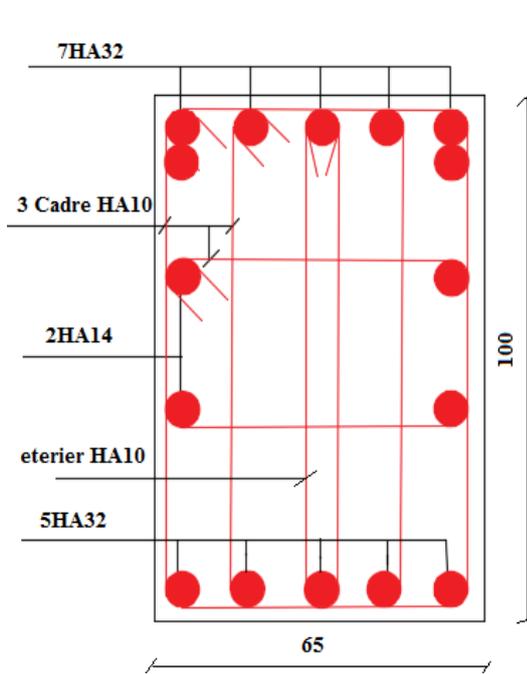
Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
B	20×185	15×185	15×185	15 ×185	15×185	15×185
M (KN.m)	65,14	41,42	62,9	183,3	173,6	134,9
N (KN)	345,6	405,4	357,3	283,6	179,7	61,8
V (KN)	197,2	123,6	137,1	128,8	116,9	89,3
Sections	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0,76	0,64	0,71	0,67	0,61	0,46
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{\nu}^{cal}(cm^2)$	-3,45	-4,51	-3,6	-0,95	0,19	1,11
$A_{\nu}^{min}(cm^2)$	5,55	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16
Lt	/	/	/	0,48	0,63	0,79
$A_{min\ tendu}$	/	/	/	1,45	1,89	2,38
N ^{bre} / Face ν	/	/	/	8HA8	10HA8	12HA8
$A^{adp}(cm^2)$	/	/	/	4,02	5,03	6,03
S_t (cm)	20	20	20	15	15	15
$A_{min\ comp}$	2,26	0,92	1,58	1,32	0,89	0,39
N ^{bre} / Face	20HA8	20HA8	20HA8	10HA8	6HA8	2HA8
$A_{z\ comp}^{adp}$	10,05	10,05	10,05	5,03	3,02	1,01
A_H^{Cal}	0,96	0,6	0,67	0,63	0,57	0,43
A_H^{min}	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_H^{adop}	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N ^{bre} / Face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St	20	20	20	20	20	20

Annexe 11

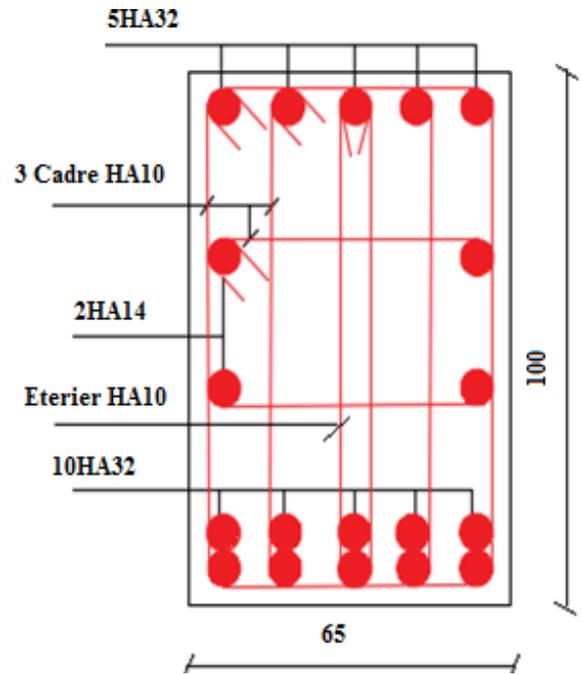
Niveau	Sous-sol+RDC+1er	2 ^{ème} + 3 ^{ème} Étages	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} + 11 ^{ème} Étages
B	20×185	15×185	15×185	15×185	15×185	15×185
M (KN.m)	65,1	41,4	62,9	183,3	173,6	134,9
N (KN)	345,6	405,4	357,3	283,6	179,7	61,7
V (KN)	197,2	123,6	137,1	128,8	116,9	89,3
Sections	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0,77	0,64	0,71	0,67	0,61	0,46
$\tau=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal}^v (cm ²)	-3,36	-4,51	-3,6	-0,95	0,19	1,11
A_{min}^v (cm ²)	5,55	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16
Lt	/	/	/	0,48	0,63	0,79
$A_{min\ tendu}$	/	/	/	1,45	1,89	2,38
N ^{bre} / Face v	/	/	/	8HA8	10HA8	12HA8
A_{adp} (cm ²)	/	/	/	4,02	5,03	6,03
S_t (cm)	20	20	20	15	15	15
$A_{min\ comp}$	2,26	0,92	1,58	1,32	0,89	0,39
N ^{bre} / Face	20HA8	20HA8	20HA8	10HA8	6HA8	2HA8
$A_{z\ adp\ comp}$	10,05	10,05	10,05	5,03	3,02	1,01
A_H^{Cal}	0,96	0,6	0,67	0,63	0,57	0,43
A_H^{min}	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_H^{adop}	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N ^{bre} / Face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St	20	20	20	20	20	20

Annexe 12

Nervures sens x-x

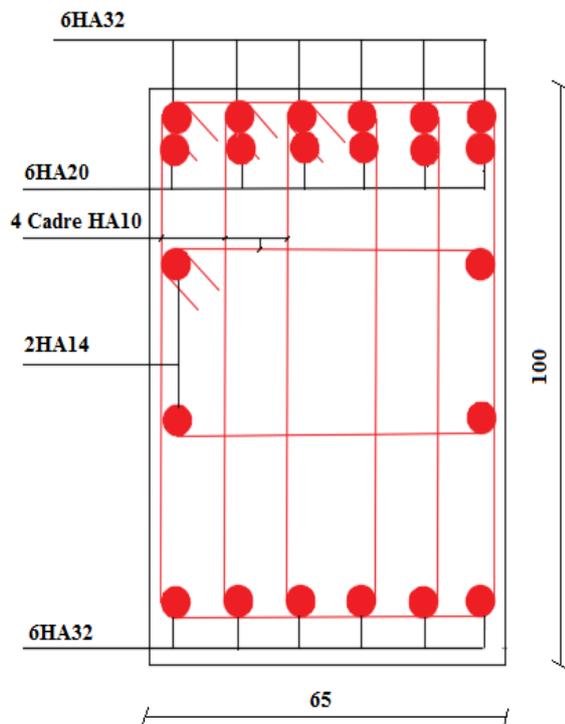


En Travée

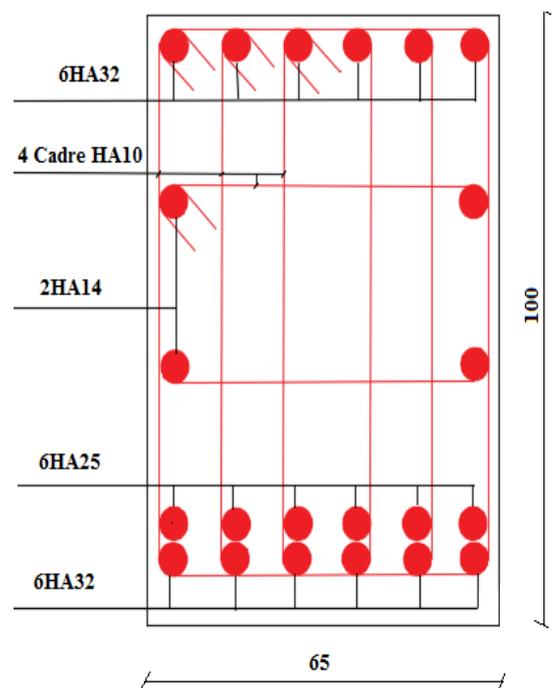


En appuis

Nervures sens y-y



En Travée



En appuis

Annexe 13

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 14

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 15

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné *la REALISATION DE 190 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+10 AVEC COMMERCE, SERVICE ET PARKING AU SOUS-SOL* au lieu dit ROUTE DES AURES- LA ZONE DE BEJAIA WILAYA DE BEJAIA.

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, sondages pressiométriques ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 04.00$ de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2.00$ bars ;

2. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement des :

- Argile marneuse marron en surface;
- Marne grise en profondeur.

3. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2.09 \text{ t/m}^3 \\ C_{UU} = 1.23 \text{ bars} \\ \Phi_{UU} = 19.26^\circ \end{array} \right.$$

4. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;

5. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales ;

6. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculé selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 25), la classification du site est : **S2-** site Ferme ;

7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés ;

LE DIRECTEUR



**Le Gérant
HADDI**

Chapitre I

Généralités

Chapitre III
Prédimensionnement
des éléments

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Introduction générale

Bibliographie

Conclusion générale

Annexes

Sommaire