

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et structure

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+9+Sous-sol) à usage d'habitation, commercial et service contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^{er} LATEF Yassine
M^{er} IOUKNANE Saadi

Promotrice :

M^{me} SELLAMI A

Jury:

M^{er} OURTEMACHE
M^{me} SFAKSI

Promotion 2016-2017

Remerciements

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

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

*A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M^{me} SELLAMI A notre promotrice, pour avoir accepté de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury pour avoir accepté de juger notre
travail.*

*A M^r walid, khaled et lyes : pour ses bon accueil au sein de
leur bureau d'étude*

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

YASSINE & SAADI

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères et sœurs : Faycel, rayane, samir, litissia, malak.

A mon âme sœur: Fariza "mimicha".

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

A mon binôme Saadi et sa famille.

Yassine

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères : Akli, Boubekour, Karim et sœurs

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mon binôme Yassine et sa famille.

A mes amis Faycel Yocef Anis Zoubir Rafik et Nafaa ainsi qu'à tous mon entourage, amis, collègues, enseignant...

Saadi

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation du projet.....	1
I.2. Caractéristique de la structure.....	1
I.3. Règlements et normes utilisés.....	2
I.4. Etats Limites.....	2
I.5. Actions et sollicitations.....	3
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	5
I.7. Hypothèses de calcul.....	11

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	13
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	13
II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	16
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	29
II.5. Descente de charge.....	36
II.6. Conclusion.....	54

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	55
III.2. Calcul des planchers.....	55
III.3. Dalles pleines.....	86
III.4. Etude des escaliers.....	103
III.5. Etude de l'acrotère.....	123
III.6. Etude de l'ascenseur.....	129

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1.Introduction.....	140
IV.2.Objectifs et exigences.....	140
IV.3.Méthode de calcul.....	140
IV.4.vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/version 2003.....	149
IV.5. Conclusion.....	154

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction.....	155
V.2.Etude des poteaux.....	155
V.3 .Etude des poutres.....	166
V.4.Vérification des zones nodales.....	177
V.4.Etude des voiles.....	179

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	189
VI.2. Choix du type des fondations.....	189
VI .3.Combinaisons d'actions à considérer.....	189
VI .4. Etude des fondations	189
VI.5.Voile périphérique	204
VI.6.Mur de soutènement	210

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Fig.I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
Fig.I.2. Diagramme des contraintes du béton	7
Fig.I.3. Diagramme des contraintes limite du béton	8
Fig.I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier	10
Fig.I.5. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	12
Fig.II.1. Vue en plan d'un voile	15
Fig.II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	17
Fig.II.3. Coupe transversale d'une poutrelle	17
Fig.II.4. Coupe verticale de l'escalier	20
Fig.II.5. escalier droit à 2 volées	21
Fig.II.6. schéma de l'acrotère	28
Fig.II.7. Plancher terrasse inaccessible	29
Fig.II.8. Plancher étage courant	30
Fig.II.9. Plancher Dalle pleine	32
Fig.II.10. Surface afférente au niveau du plancher terrasse inaccessible	37
Fig.II.11. Surface afférente au niveau du plancher des étages courant	38
Fig.II.12. Surface afférente au niveau du plancher de 3ème étage	38
Fig.II.13. Surface afférente au niveau du plancher de RDC, 1er, 2ème étage	39
Fig.II.14. Surface afférente au niveau du plancher terrasse inaccessible	44
Fig.II.15. Surface afférente au niveau du plancher des étages courant	45
Fig.II.16. Surface afférente au niveau du plancher de RDC, 1er, 2ème étage et le sous-sol	45
Fig.II.17. Section brute	52
Fig.III.1. sens disposition des poutrelles pour le sous-sol, RDC, 1er et 2eme étage	56
Fig .III.2. sens disposition des poutrelles pour les étages courant.	57
Fig.III.3. Dimensions de la poutrelle	57
Fig.III.4. Schéma d'une poutre continue	60
Fig.III.5. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées	60
Fig. III.6. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	60

Fig.III.7. Schéma de la poutrelle de type 4, habitation	62
Fig.III.8. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle de type 4 habitations	65
Fig.III.9. Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle de type 4 habitations	66
Fig.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	86
Fig.III.11. Dalle sur trois appuis	87
Fig.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1	91
Fig.III.13. Dalle sur deux appuis	92
Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2	95
Fig.III.15. Dalle sur trois appuis	95
Fig.III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3	99
Fig.III.17. Dalle sur quatre appuis	100
Fig.III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 4	102
Fig.III.19. Schéma de ferrailage de la volée 1 de l'escalier	107
Fig.III.20. Schéma de ferrailage de la volée 1 et 2 de l'escalier	112
Fig.III.21. Schéma de ferrailage de la volée 1 et 2 de l'escalier	117
Fig.III.22. Schéma statique de la poutre palier	118
Fig.III.23. Schéma de ferrailage en travée de la poutre palière	123
Fig.III.24. Schéma de ferrailage en appui de la poutre palière	123
Fig.III.25. Coupe transversale de l'acrotère	124
Fig.III.26. Section à ferrailer	127
Fig.III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère	129
Fig.III.28. Cage de l'ascenseur	130
Fig.III.29. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	134
Fig.III.30. Coupe A-A détail de ferrailage	134
Fig.III.31. Schémas représentant la surface d'impact	135
Fig.III.32. Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne	135
Fig.III.33. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur	139
Fig.III.34. Coupe A-A détail de ferrailage	139
Fig.IV.1. Spectre de calcul selon x-x	144
Fig.IV.2. Spectre de calcul selon y-y	144
Fig.IV.3. Disposition des voiles pour RDC, 1er et 2eme étage	145
Fig.IV.4. Disposition des voiles pour les étages courant	145

Fig.IV.5. Mode 1, translation suivant l'axe X-X	146
Fig.IV.6. Mode 2, translation suivant l'axe Y-Y	146
Fig.IV.7. Mode 3, rotation autour de l'axe Z-Z	147
Fig.V.1. Zone nodale poteau-poutre.	156
Fig.V.2. Section du poteau.	162
Fig.V.3. Zone de recouvrement.	164
Fig.V.4. Dispositions constructives des portiques.	167
Fig.V.5. Répartition des moments dans les zones nodales.	177
Fig.V.6. Schéma de ferrailage du voile RDC.	188
Fig.VI.1. Semelle isolée.	190
Fig.VI.2. Zone de contact poteau radier type 1.	193
Fig.VI.3. Schéma de la dalle la plus défavorable du radier.	195
Fig.VI.4. Schéma de ferrailage du radier.	198
Fig.VI.5. Charges transmises aux nervures de radier selon X-X.	199
Fig.VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X.	200
Fig.VI.7. Charges transmises aux nervures de radier selon Y-Y.	200
Fig.VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.	200
Fig.VI.9. Section à ferrailer.	201
Fig.VI.10. Poussée des terres sur les voiles périphériques.	204
Fig.VI.11. Répartition des contraintes sur le voile.	205
Fig.VI.12. Le panneau le plus sollicité.	206
Fig. VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.	209
Fig.VI.14. Schéma du mur de soutènement.	210
Fig.VI.15. Répartition des contraintes sur le mur.	211
Fig.VI.16 : Le panneau le plus sollicité.	211
Fig.VI.17. Schéma de ferrailage de mur de soutènement.	214



Liste des tableaux

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.	10
Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers	29
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des dalles pleines	32
Tableau II.3. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	33
Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	34
Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la paillasse	35
Tableau II.6. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1	40
Tableau II.7. La loi de dégression pour le poteau P1.	40
Tableau II.8. Evaluation des charges « G » pour le poteau P1.	41
Tableau II.9. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P2.	46
Tableau II.10. La loi de dégression pour le poteau P2.	46
Tableau II.11. Evaluation des charges « G » pour le poteau P2.	47
Tableau II.12. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau.	50
Tableau II.13. La vérification de la résistance (compression simple).	51
Tableau II.14. La vérification au flambement.	53
Tableau II.15. Prévérification de l'effort normal réduit.	54
Tableau III.1. Les différentes charges sur les poutrelles.	58
Tableau III.2. Les différents types de poutrelles.	62
Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles.	67
Tableau III.4. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant et 3 ^{ème} étage.	73
Tableau III.5. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et 3 ^{ème} étage.	81
Tableau III.6. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage.	81
Tableau III.7. Evaluation de la flèche dans le plancher 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage.	82
Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC et sous-sol.	82
Tableau III.9. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC et sous-sol.	83
Tableau III.10. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.	83
Tableau III.11. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.	84
Tableau III.12. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.	84
Tableau III.13. Résultats de ferrailage du 3 ^{ème} type de dalle.	88
Tableau III.14. Résultats de ferrailage du 2 ^{ème} type de dalle.	92

Tableau III.15. Résultats de ferrailage du 3 ^{eme} type de dalle.	97
Tableau III.16. Résultats de ferrailage du 4 ^{eme} type de dalle.	101
Tableau III.17. Tableau de ferrailage de de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis.	105
Tableau III.18. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	106
Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans la 1 ^{ère} volée de l'escalier RDC.	107
Tableau III.20. Ferrailage de de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis.	110
Tableau III.21. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	111
Tableau III.22. Evaluation de la flèche dans la 2 ^{ème} et 3 ^{ème} volée de l'escalier RDC.	112
Tableau III.23. ferrailage de de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis.	115
Tableau III.24. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	116
Tableau III.25. Evaluation de la flèche dans la 1 ^{ère} et 2 ^{ème} volée de l'escalier 1 ^{er} ,2 ^{ème} étage.	117
Tableau III.26. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	118
Tableau III.27. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	121
Tableau III.28. Ferrailage de la poutre palière à la torsion.	121
Tableau III.29. Vérification de compression dans la poutre palière.	122
Tableau III.30. Charge permanente revenant à l'acrotère.	124
Tableau III.31. Combinaisons d'action de l'acrotère.	125
Tableau III.32. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).	131
Tableau III.33. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).	133
Tableau III.34. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).	133
Tableau III.35. Vérification des contraintes en appuis.	134
Tableau III.36. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus).	136
Tableau III.37. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).	138
Tableau III.38. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).	138
Tableau III.39. Vérification des contraintes en appuis.	139
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq .	141
Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation massique.	148
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales.	149
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales.	150
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.	150
Tableau IV.6. Vérification des déplacements de la structure.	151
Tableau IV.7. Vérification de l'effet $P-\Delta$.	152

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.	153
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	154
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	158
Tableau V.3 : armatures longitudinales.	159
Tableau V.4 : armature transversales.	160
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.	161
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.	162
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.	163
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.	163
Tableau V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.	164
Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	169
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.	171
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	172
Tableau V.13. Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après.	172
Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres.	172
Tableau V.15. Schémas de ferrailage pour les poutres principales.	173
Tableau V.16. Schémas de ferrailage pour les poutres secondaires.	174
Tableau V.17. Les moments résistants dans les poteaux.	178
Tableau V.18. Les moments résistants dans les poutres principales.	178
Tableau V.19. Les moments résistants dans les poutres secondaires.	178
Tableau V.20. Vérification des zones nodales selon le sens principale.	179
Tableau V.21. Vérification des zones nodales selon le sens principale.	179
Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile $Vy1$ // à Y-Y'.	181
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile $Vy1$ dans tous les niveaux.	186
Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile $VX1$ dans tous les niveaux.	187
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.	196
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.	197
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.	197
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon X-X.	200
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon Y-Y.	201
Tableau VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.	201

Tableau VI.7 : Résultats de ferrailage des nervures de radier.	202
Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS.	202
Tableau VI.9. Section d'armateur du radier à l'ELS.	203
Tableau VI.10. Schéma de ferrailage des nervures.	203
Tableau VI.11. Ferrailage des voiles périphérique.	206
Tableau VI.12. Vérifications des contraintes à l'ELS.	208
Tableau VI.13. Ferrailage du mur à l'ELS.	209
Tableau VI.14. Ferrailage du mur de soutènement.	212
Tableau VI.15. Vérifications des contraintes à l'ELS.	214
Tableau VI.16. Ferrailage de mur à l'ELS.	214

Symboles et notions

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

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

Br : Section réduite du béton

Es : Module d'élasticité de l'acier

Evj : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Eij : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

fcj : Résistance caractéristique de compression à j jour

ftj : Résistance caractéristique de traction à j jour

fe : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

Mu : Moment de calcul ultime

Ms : Moment de calcul de service

Nu : Effort normal ultime

Ns : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

Lr : Longueur de recouvrement

lf : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

S_t : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ : Contrainte normale.

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

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

K_c : Coefficient de portance.

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

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

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

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+9). Il regroupe à la fois commerces au niveau du RDC et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

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

Le travail est partagé en 6 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
 - Le pré dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
 - Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au chapitre trois.
 - Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
 - Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
 - Dans le sixième chapitre l'étude des fondations a été menée.
-

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9+sous-sol) implanté à **BUIRA**, cette structure est destinée seulement pour l'usage multiple d'habitation, commerciale, et bureau, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'assiette du projet se trouve dans le lieu-dit carrefour Haizer, Elle est limitée :

Au Nord et au Sud par des terrains destinés aux logements promotionnels.

A l'Est par une piste Voie VS 06.

A l'Ouest par une piste.

D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.2. Caractéristique de la structure:

I.2.1. Caractéristiques géométriques:

- ✓ Largeur en plan.....**18.00m.**
- ✓ Longueur en plan.....**25.00m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**34.85m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol.....**3.06m**
- ✓ Hauteur du RDC.....**4.08m.**
- ✓ Hauteur de 3^{em} étage.....**3.23m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**3.06m.**

I.2.2 : Données de site :

- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : **D=1.6 m**

I.2.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :
 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitation des tassements différentiels

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

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

I.4. Etats limites : (BAEL91)

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

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

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

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

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2 les hypothèses de calcul :

I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas

7- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

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

I.5.Actions et sollicitations :

I.5.1 les actions :

I.5.1.1 Définitions :

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

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

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

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

✓ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3 \psi_{oi} Q_i$$

$\psi_{oi} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'E L S :

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

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

- Situations durables : ELU: $1,35G + 1,5Q$
ELS : $G + Q$
- Situations accidentelles : $G + Q \mp E$
 $0,8G \mp E$

I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux :**I.6.1. Le béton :****I.6.1.1. Définition:**

Le béton est un mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2. Composition du béton:

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}) \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}) \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.6.1.3 Résistance mécanique du béton :

a. Résistance mécanique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

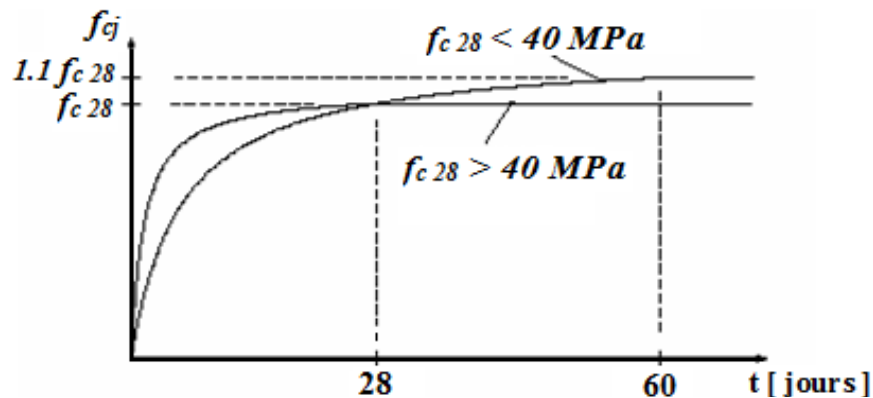


Fig.I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPj32,5), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

c. Contrainte limite**c. 1. Etat limite ultime :**

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

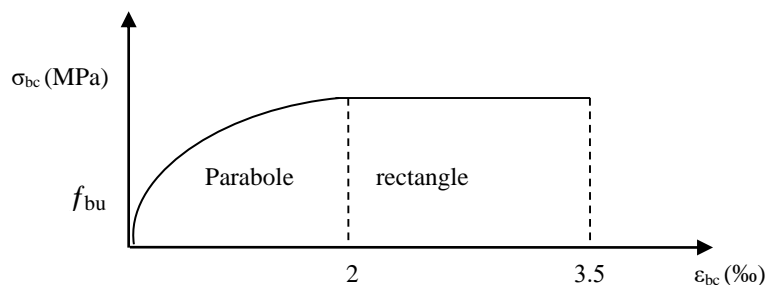


Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles.}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,15$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

c .2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

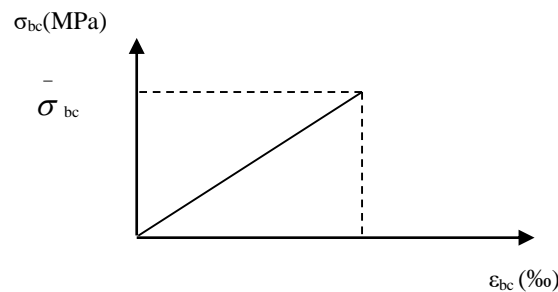


Fig.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton:

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

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané:**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinal :

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

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

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

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

I.6.2 L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

b. Résistance mécanique de l'acier :

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

Principales armatures utilisés

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

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. Contrainte limite :

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

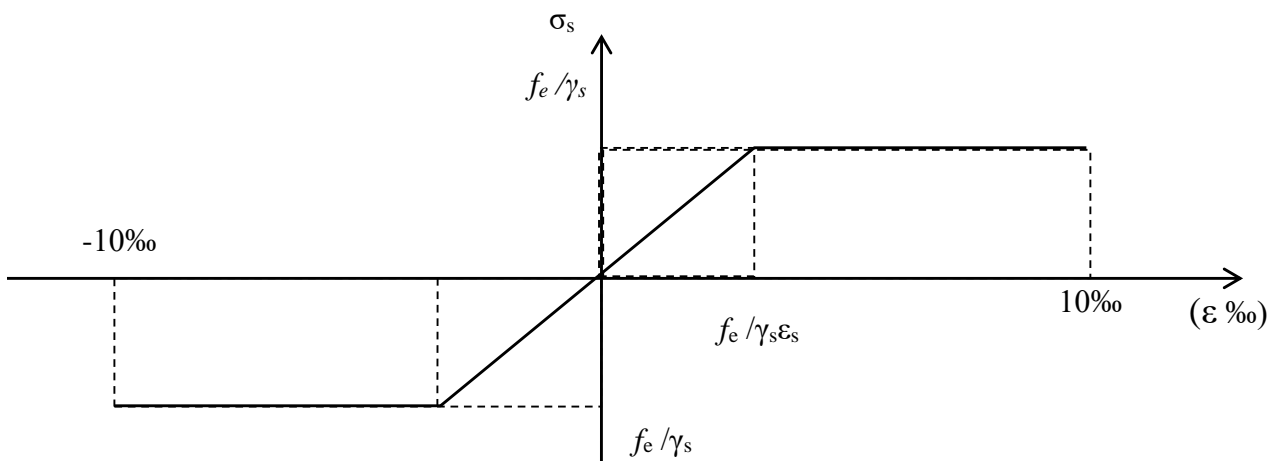


Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f^e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f^e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.7 Hypothèses de calcul :**I.7.1 Calcul aux états limites de services :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15

$$\left(\eta = \frac{E_s}{E_b} \right), \eta: \text{ est appelé coefficient d'équivalence.}$$

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

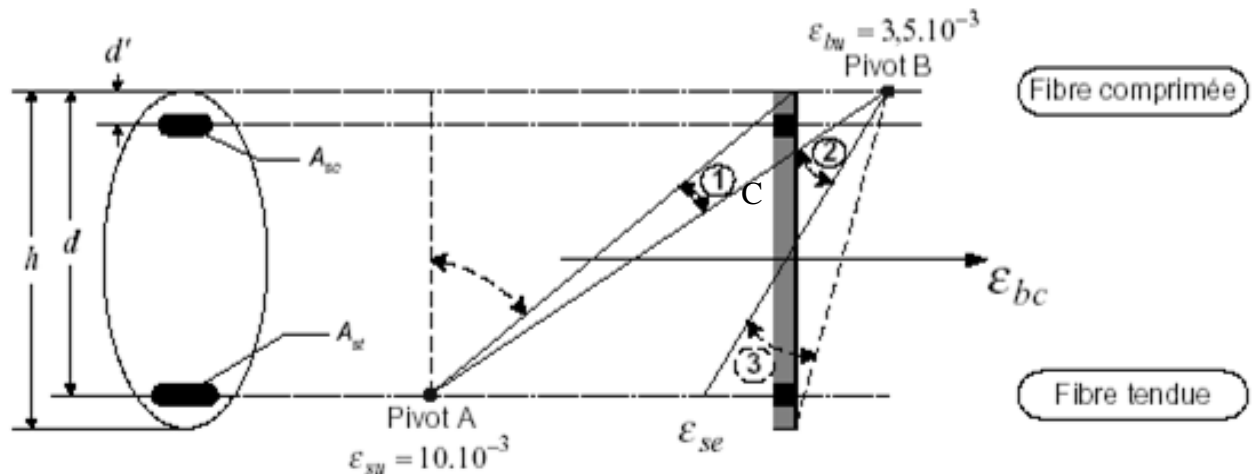


Fig.I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

II.1 : Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les règles et les prescriptions des règlements mis en vigueur (RPA, CBA, BAEL, DTR),

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

II.2:Prédimensionnement des éléments principaux :**II.2.1. Les poutres :****II.2.1.1. Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

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

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

On suppose des poteaux de (30×30) cm².

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 500 - 30 = 470$ cm)
- La longueur des poutres est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \longrightarrow \quad \text{Portée principale.}$$

$$0,3h_t \leq b \leq 0,5h_t \quad \longrightarrow \quad \text{Portée secondaire.}$$

D'où:

$$L_{\max} = 470 \text{ cm.} \Rightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

$$b \Rightarrow 0,4 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45$$

$$\Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 45$ cm**

$b = 30$ cm

Vérification des conditions du RPA :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1,5 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 470 - 30 = 440$ cm)

$L_{\max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$.

$b \Rightarrow 0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.5 \cdot 40 \Rightarrow b = 20 \text{ cm}$ pour des raisons de sécurité

On prend: **$h = 40$ cm**

$b = 30$ cm

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$

II.2.2. 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 (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 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

- sous-sol, R.D.C, 1^{er} étage : $(b, h) = (50, 50) \text{ cm}^2$.
- 2^{eme}, 3^{eme} étage: $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$.
- 4^{eme}, 5^{eme} étage: $(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2$.

- 6^{eme}, 7^{eme} étage: (b,h) = (35,35) cm².
- 8^{eme}, 9^{eme} étage: (b,h) = (30,30) cm².

II.2.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99 version2003)

L'épaisseur du voile « e » est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \max (h_e/20, 15cm).$$

❖ Pour le sous-sol et 1^{er}, 2^{eme} étages et les étages courants:

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

$$e \geq \text{Max} (286/20; 15) \text{cm}$$

$$\Rightarrow e \geq \text{Max} (14.3; 15) \text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{soit } e = 15 \text{cm}$$

❖ pour le RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} (388/20; 15) \text{cm}$$

$$\Rightarrow e \geq \text{Max} (19.4; 15) \text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{soit } e = 20 \text{cm}$$

❖ pour le 3^{eme} étage :

$$h_e = 323 - 20 = 303 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} (303/20; 15) \text{cm}$$

$$\Rightarrow e \geq \text{Max} (15.15; 15) \text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{soit } e = 20 \text{cm}$$

✓ Vérification vis-à-vis le RPA99 version2003 :

Longueur minimale des voiles : $L \geq 4.e$

- Pour le sous-sol et 1^{er}, 2^{eme} étages et les étages courants: $L \geq 4 \times 0.15 = 0,6 \text{ m}$
- pour le RDC et le 3^{eme} étage : $L \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$

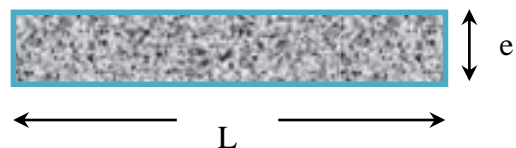


Fig.II.1 : Vue en plan d'un voile.

II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. les planchers :

- **Définition** : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

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

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (470-30) = 440 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

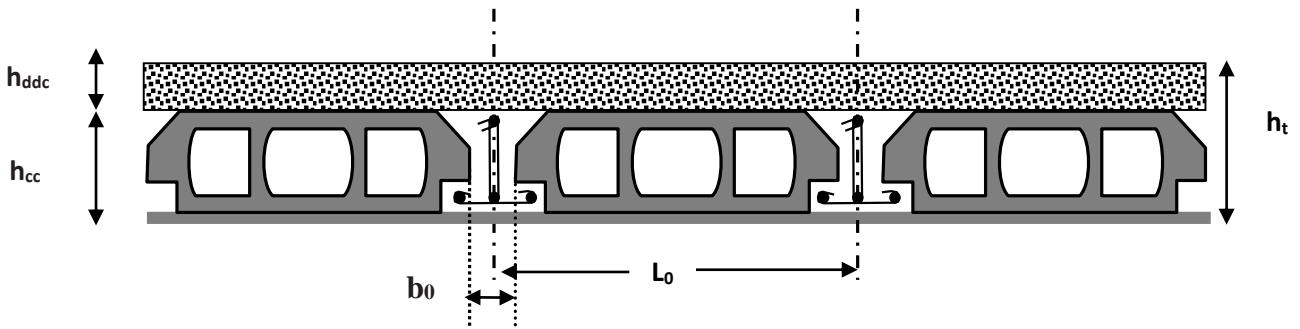


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

- **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

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

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (0,4 \times 20, 0,6 \times 20) \text{ cm}$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

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

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

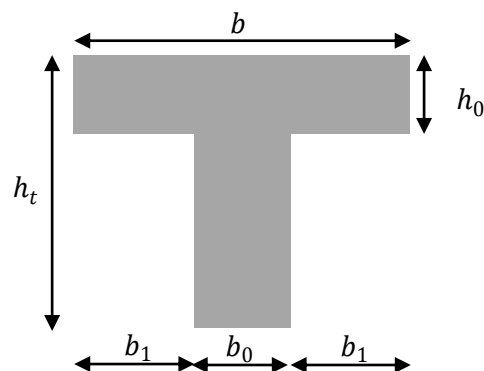


Fig. II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 295 - 30 = 265 \text{ cm}$$

Donc : $L_x = 55 \text{ cm}$, $L_y = 265 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{265}{10}\right)$$

Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 10 = 63 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 63 \text{ cm}$**

b). Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Coupe-feu :**

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 1 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

Notre projet comporte quatre types de dalle pleine :

- **Troisième étage et étage courant :**

- **Dalle sur trois appuis**

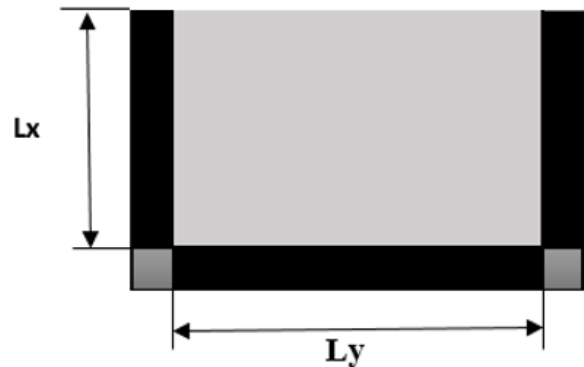
$$L_x=120\text{cm} \quad L_y= 440\text{cm}$$

$$\rho = \frac{120}{440} = 0.27 < 0.4 \rightarrow \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2.67 \leq e \leq 3$$

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

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



Dalle sur trois appuis

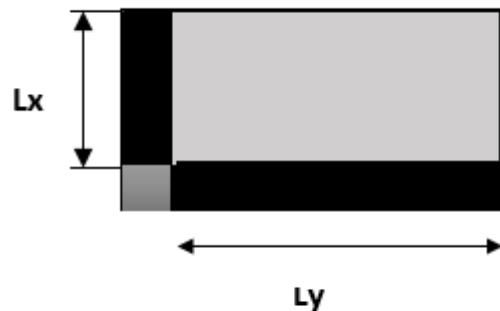
- **Dalle sur deux appuis. $L_x=114\text{cm}$, $L_y= 190\text{cm}$**

$$\rho = \frac{114}{190} = 0.6 > 0.4 \rightarrow \frac{114}{35} \leq e \leq \frac{114}{30}$$

$$\Rightarrow 3.25 \leq e \leq 3.8\text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11\text{cm}$ (balcon)

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



Dalle sur deux appuis

- **Dalle sur trois appuis. $L_x= 242\text{cm}$,**

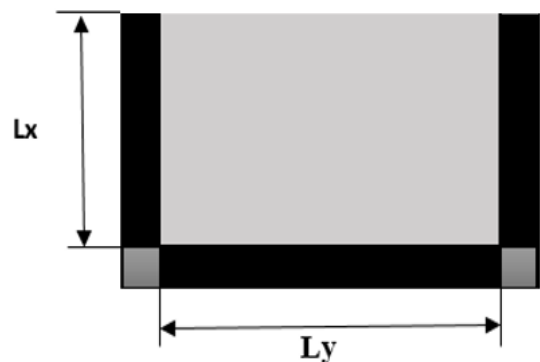
$$L_y= 280\text{cm}$$

$$\rho = \frac{242}{280} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \frac{242}{45} \leq e \leq \frac{242}{40}$$

$\Rightarrow 5.38 \leq e \leq 6.05$ (palie de repos du 3ème étage)

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

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



Dalle sur trois appuis

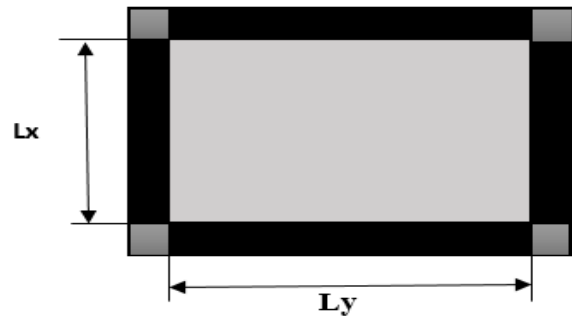
- **Dalle sur quatre appuis.** $L_x = 280\text{cm}$, $L_y = 470\text{cm}$

$$\rho = \frac{280}{470} = 0.6 > 0.4 \rightarrow \frac{280}{45} \leq e \leq \frac{280}{40} \Rightarrow$$

$$6.22 \leq e \leq 7 \text{ (ascenseur)}$$

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

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



Dalle sur quatre appuis.

On voit bien que pour les dalles pleines sur deux appuis (balcon) et trois appuis (palier de repos) que le critère de coupe-feu n'est pas vérifié. Pour les raison de sécurité. On opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur **e=12cm**.

Par contre pour la dalle sur trois appuis (balcon) et quatre appuis (cage d'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **e=14cm**.

II.3.2. Les escaliers :

II.3.2.1). Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

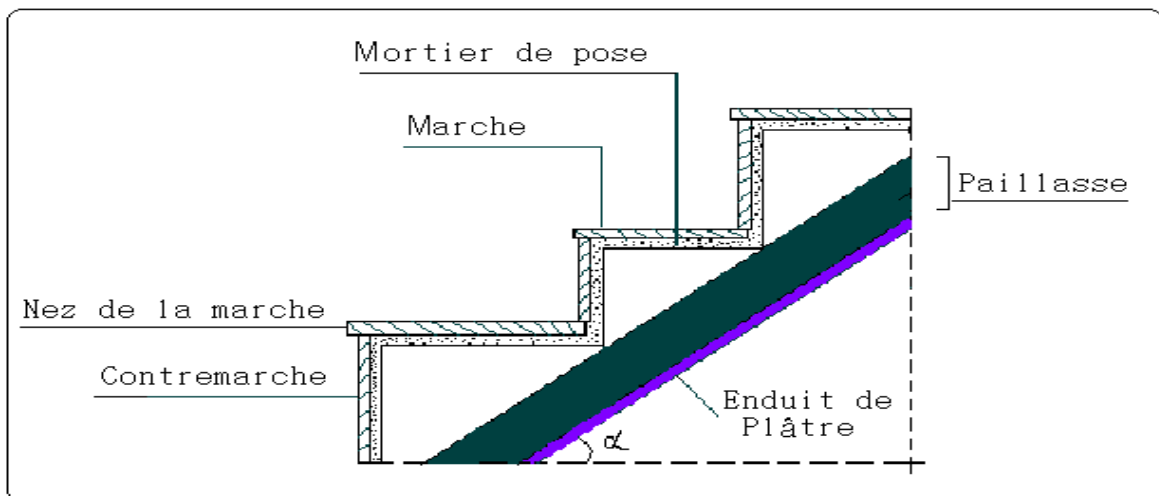


Fig. II.4. Coupe verticale de l'escalier.

II.3.2.2). types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

- Escalier droit à 2 volées.

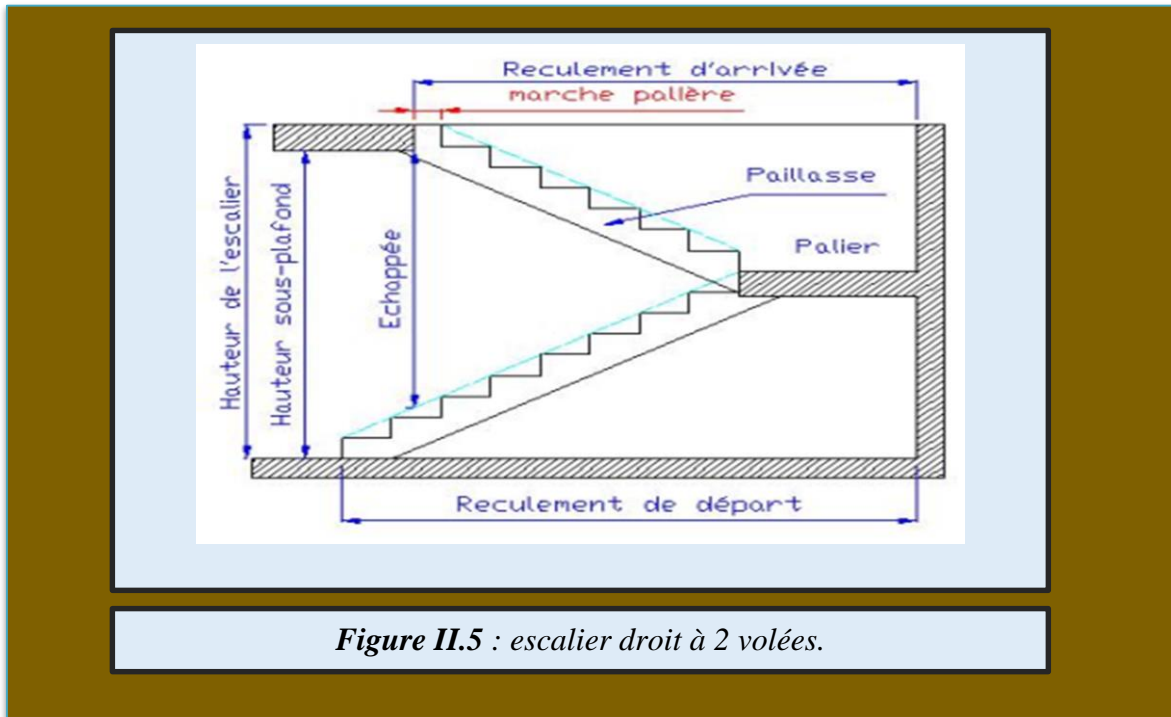


Figure II.5 : escalier droit à 2 volées.

- L_p : longueur du palier
- L : retombé de la volée.
- H : hauteur de la volée.
- L_v : longueur de la volée.
- h : hauteur de la contremarche.
- g : giron

II.3.2.3). Pré dimensionnement des escaliers :

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

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

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

Avec :

- H : hauteur de la volée.
- L_0 : longueur projetée de la volée.

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

A). Escalier du RDC :

- Escalier droit à 3 volées
- Pour la première volée

- **Epaisseur de la pailasse :**

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

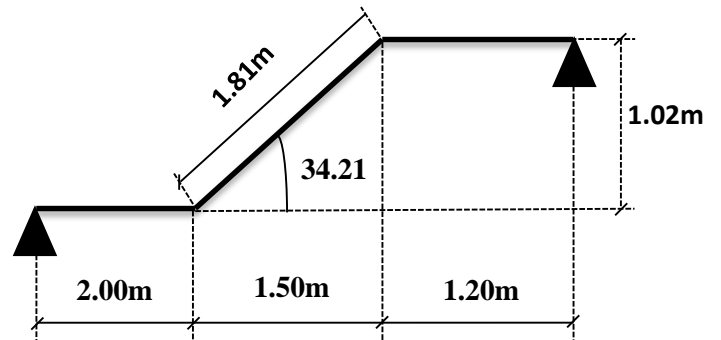
L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} = 1.81m.$$

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

$$L = \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} + 1.20 + 2.00 = 5.01cm.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{501}{30} \leq e \leq \frac{501}{20} \Rightarrow 16.7cm \leq e \leq 25.05cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$



On prend : **e = 18 cm.**

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

On a : $L_0 = 150 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 5.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

$$tg \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21$$

- Pour la deuxième et troisième volée

- Epaisseur de la paillasse :

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.85m.$$

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

$$L = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.10 + 1.20 = 515cm.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{515}{30} \leq e \leq \frac{515}{20} \Rightarrow 17.16cm \leq e \leq 25.75cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 18 \text{ cm}$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 2.40 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

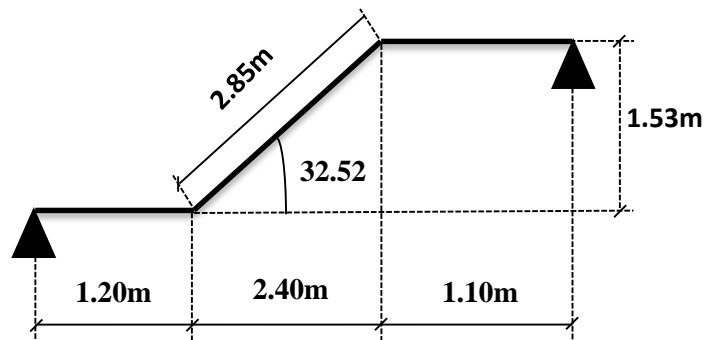
$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$.



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

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

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

$$tg \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52$$

B). Escalier du Première, deuxième étage et sous-sol :

- Escalier droit à 2 volées

- Epaisseur de la paillasse :

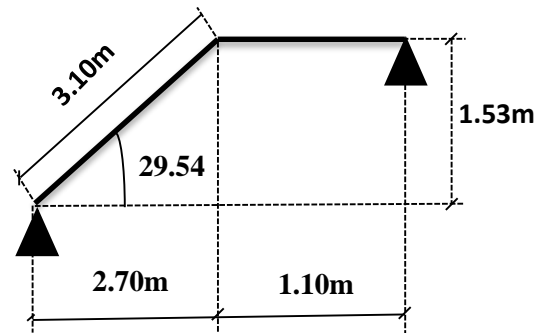
La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.70^2 + 1.53^2} = 3.10m.$$



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

$$L = \sqrt{2.70^2 + 1.53^2} + 1.10 = 4.20m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 14cm \leq e \leq 21cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 18 \text{ cm}$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 270)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 640n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n -1 = 8.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{8} = 33.75 \Rightarrow g = 30cm.$$

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm.$

La hauteur d'une contremarche est $h = 15.3cm.$

$$tg \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{153}{270} = 0.5667 \Rightarrow \alpha = 29.54$$

C). Escalier du troisième étage :

- Escalier droit à 2 volées
 - première volée:

- **Epaisseur de la paillasse :**

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

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

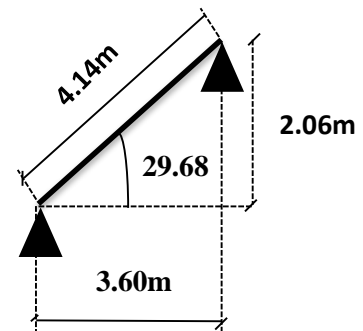
$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{3.60^2 + 2.06^2} = 4.14m.$$

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

$$L = \sqrt{3.60^2 + 2.06^2} = 4.14m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{414}{30} \leq e \leq \frac{414}{20} \Rightarrow 13.8cm \leq e \leq 20.7cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18 cm.**



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

On a : $L_0 = 3.60 \text{ m}$; $H = 2.06 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 2.06 + 3.60)n + 2 \times 2.06 = 0$$

$$64n^2 - 836n + 412 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 12$** .

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 11$** .

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{360}{11} = 32.73 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{206}{12} = 17.16 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

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

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{206}{360} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.68$$

• **Deuxième volée :**

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

- Hauteur d'étage : $H = 3.23 \text{ m}$.

- Hauteur de gravir $h_g = 1.17 \text{ m}$.

- longueur de ligne de foulée sera : $L = g \cdot (n' - 1)$

- Détermination du nombre de marches :

On prend pour :

Le 2^{ème} volé 7 contre marches ($h_g = 1.17 \text{ m}$), ($117/17 = 6.88$) et 6 marches donc :

$$L = g \cdot (n - 1) \Rightarrow L = 30 \cdot 6 \Rightarrow L = 180 \text{ cm}$$

- Détermination de giron à partir de la formule de Blondel :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{117}{180} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 33.02, \quad \sin \alpha = \frac{h_g}{L_1} \Rightarrow L_1 = 214.7 \text{ cm}$$

C). Escalier des étages courants :

- Escalier droit à 2 volées

- **Epaisseur de la paillasse :**

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

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

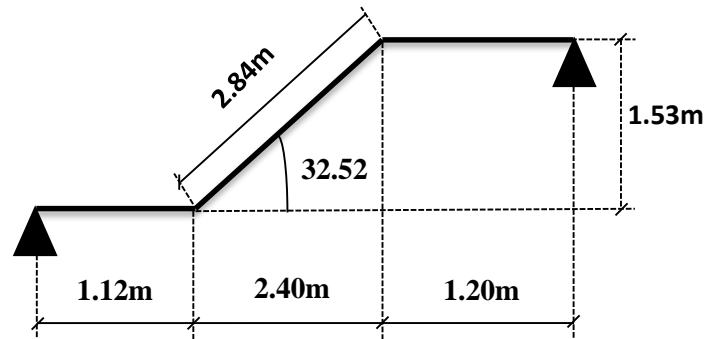
L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.84m.$$

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

$$L = 1.12 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.20 = 5.16m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{516}{30} \leq e \leq \frac{516}{20} \Rightarrow 17.2cm \leq e \leq 25.8cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$



On prend : **e = 18 cm.**

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

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8.**

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

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

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52$$

II.3.3. L'acrotère:

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

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

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

• **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**

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

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

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

▪ **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.015 = 0.3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{total} = 2.4625 + 0.3 = 2.7625 \text{ KN/ml}$$

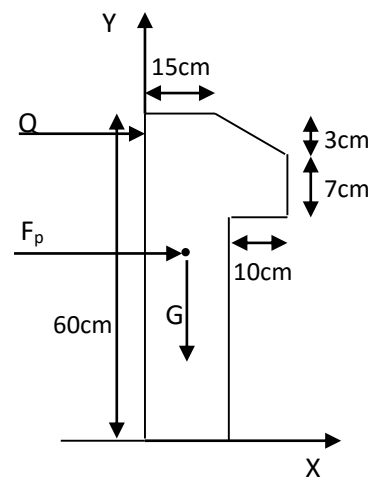


Figure. II.6 :schéma de l'acrotère.

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

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

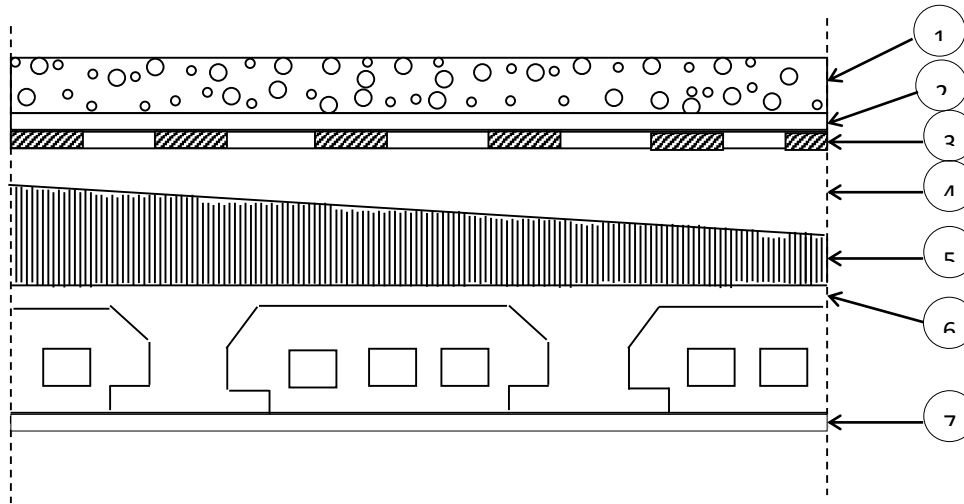


Figure II.7 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
	1	Gravillon de protection	20	0.05	1	
Terrasse inaccessible	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	1
	3	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
	4	Couche en fente bitumée	/	/	0.03	
	5	Forme de pente	22	0.1	2.2	

	6	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	7	Enduit de plâtre	14	0.015	0.21	
Total	/	/	/	/	6.57	1

➤ Plancher étage courant et RDC :

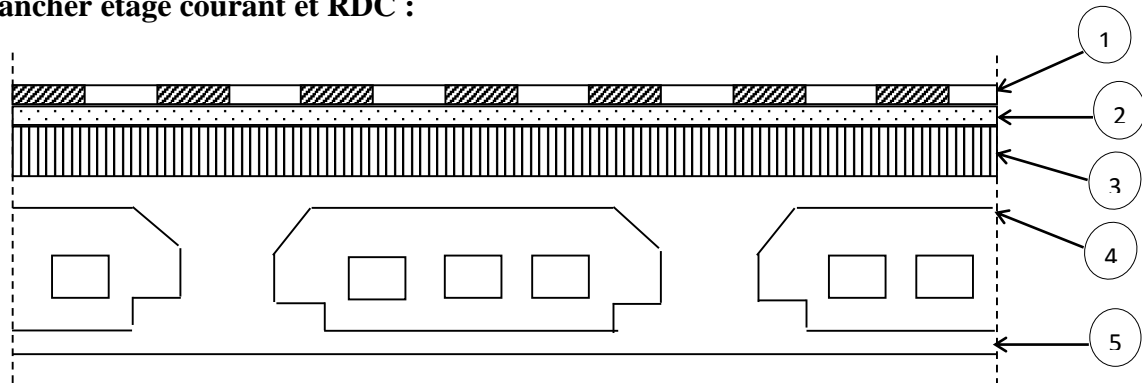


Figure II.8 : Plancher étage courant.

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher Courant à usage d'habitation et de service	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation. 2.5 pour le plancher de service.
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	20	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.015	0.21	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.26	

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher à usage de commerce RDC et le sous-sol	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	20	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.015	0.21	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/		5.26	5

II.4.1.2. plancher à dalle pleine :

➤ Plancher sous-sol et balcon :

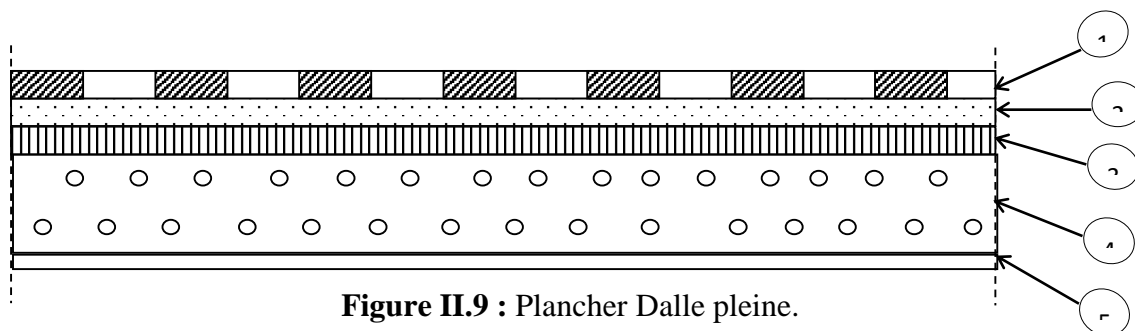


Figure II.9 : Plancher Dalle pleine.

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des dalles pleines :

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
les balcons	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.015	0.21	
Total					4.41	3.5

II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

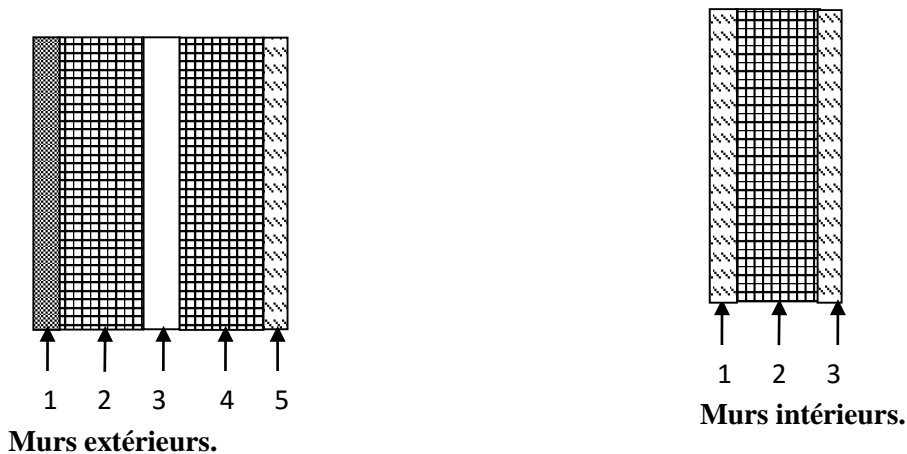


Tableau II.3. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.015	0.21
Total	/	/	/	/	2.86
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.015	0.21
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.015	0.21
Total	/	/	/	/	1.32

II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.3.1.les paliers :

Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.18	4.5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.015	0.21	
Total	/	/	5.91	2.5

II.4.3.2. Les volées:

II.4.3.2.1: Les volées 1:

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

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e. (h/g)$.

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

Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la paillasse :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse de RDC (1 ^{er} volée α=34.21) (2 ^{ème} , 3 ^{ème} volée α=32.52)		25	0.18/cos34.21	5.44	2.5
			0.18/cos32.52	5.34	
Paillasse de sous-sol et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage		25	0.18/cos29.54	5.17	
Paillasse de 3 ^{ème} étage (1 ^{er} volée α=29.68) (2 ^{ème} volée α=33.02)		25	0.18/cos29.68	5.18	
			0.18/cos33.02	5.37	
Paillasse de l'étage courant		25	0.18/cos32.52	5.34	
Les marches		22	0.17/2	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	2*h/g	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	2*h/g	0.23	
	total	/	/	0.63	
Enduit de plâtre de RDC (1 ^{er} volée α=34.21) (2 ^{ème} , 3 ^{ème} volée α=32.52)		14	0.015/cos34.21	0.25	
			0.015/cos32.52	0.25	

Enduit de sous-sol et plâtre de 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	14	0.015/cos29.54	0.24	
Enduit de plâtre de 3 ^{ème} étage (1 ^{er} volée $\alpha=29.68$) (2 ^{ème} volée $\alpha=33.02$)	14	0.015/cos29.68 0.015/cos33.02	0.24 0.25	
Enduit de plâtre de sous-sol et étage courant	14	0.015/cos32.52	0.25	
Total de RDC (1 ^{er} volée $\alpha=34.21$) (2 ^{ème} , 3 ^{ème} volée $\alpha=32.52$)	/	/	8.88 8.78	2.5
Total de sous-sol et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	/	/	8.6	2.5
Total de 3 ^{ème} étage (1 ^{er} volée $\alpha=29.68$) (2 ^{ème} volée $\alpha=33.02$)			8.61 8.81	2.5
Total pour étage courant			8.78	2.5

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

• **La loi de dégression des charges d’exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, …, n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .

- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

➤ Poteau p1

• Plancher de l'étage terrasse

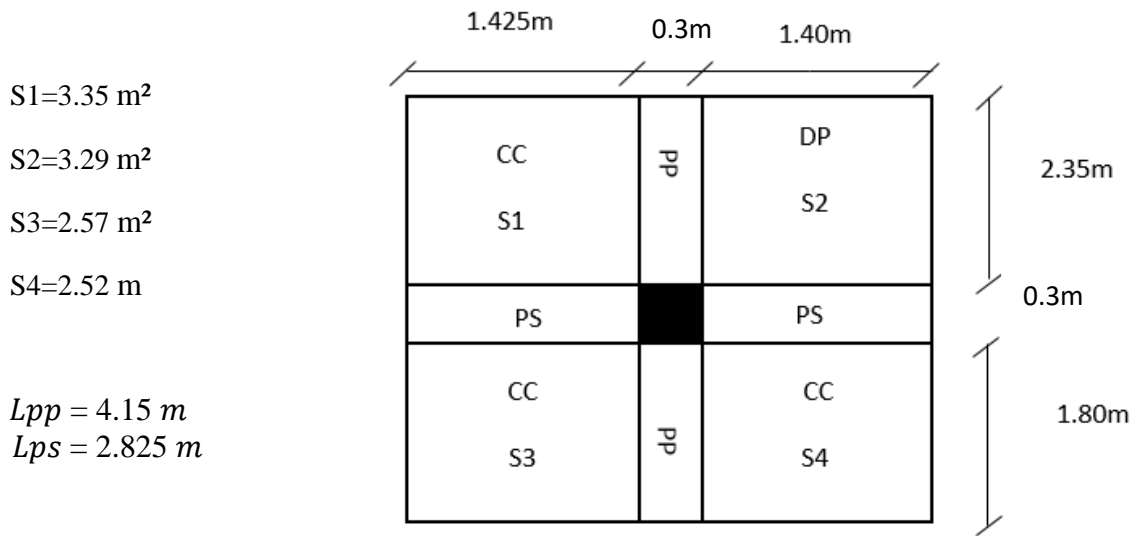


Figure II.10: Surface afférente au niveau du plancher terrasse inaccessible.

$G_{\text{plancher}} = 6.57 (3.35+2.57+2.52) + 6.72 (3.29) = 77.56 \text{ KN.}$

$Q_{\text{plancher}} = 1 \times (3.35+2.57+2.52) + 3.5 (3.29) = 19.56 \text{ KN.}$

• Poids des poutres :

✓ Poutres principales (pp) :

$G_{pp} = 25 \times 4.15 \times 0.3 \times 0.45 = 14.01 \text{ KN.}$

✓ Poutres secondaire (ps) :

$G_{ps} = 25 \times 2.825 \times 0.3 \times 0.4 = 8.475 \text{ KN}$

• Plancher de l'étage courant

$S1=3.35 \text{ m}^2$

$S2=3.29 \text{ m}^2$

$S3=2.57 \text{ m}^2$

$S4=1.54 \text{ m}^2$

$S5=0.98 \text{ m}^2$

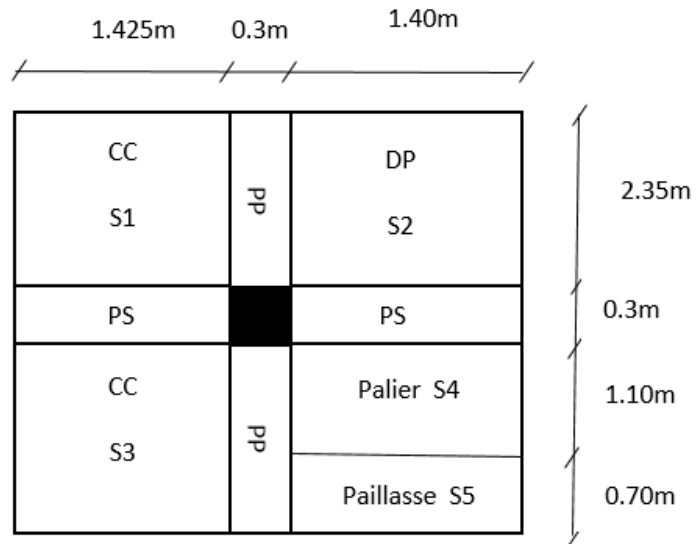


Figure II.11 : Surface afférente au niveau du plancher des étages courant

$G_{pp}=14.01 \text{ KN.}$

$G_{PS}=8.475 \text{ KN}$

$G_{volée} = G_v * S5 = 8,78 * 0.98$

$\Rightarrow G_{volée} = 8.60 \text{ KN}$

$\Rightarrow G_{escalier}=17.70 \text{ KN}$

$G_{palier} = G_v * S4 = 5.91 * 1.54$

$\Rightarrow G_{palier} = 9.10 \text{ KN}$

$G_{plancher} = 5.26 (3.35+2.57) + 4.41 (3.29) = 45.65 \text{ KN.}$

$Q_{plancher} = 1.5 (3.35+2.57) + 3.5 (3.29) + 2.5 (1.54+0.98) = 26.695 \text{ KN.}$

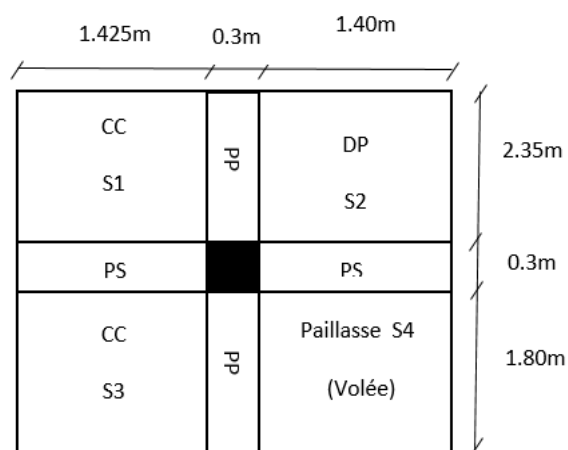
Plancher de 3eme étage

$S1= 3.35 \text{ m}^2$

$S2=3.29 \text{ m}^2$

$S3=2.57 \text{ m}^2$

$S4=2.52 \text{ m}^2$



$G_{pp}=14.01 \text{ KN.}$

$G_{PS}=8.475 \text{ KN}$

Figure II.12 : Surface afférente au niveau du plancher de 3^{ème} étage

$G_{volée} = G_v * S4 = 8.61 * 2.52$

$\Rightarrow G_{volée} = 21.70 \text{ KN} \Rightarrow G_{escalier}=21.70 \text{ KN}$

$$G_{\text{plancher}} = 5.26 (3.35+2.57) + 4.41 (3.29) = 45.65 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 (3.35+2.57) + 3.5 (3.29) + 2.5 (2.52) = 26.695 \text{ KN.}$$

• Plancher de RDC, 1er, 2^{ème} étage et sous-sol

$$S1 = 3.35 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3.29 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.57 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.52 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{pp}} = 14.01 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{PS}} = 8.475 \text{ KN}$$

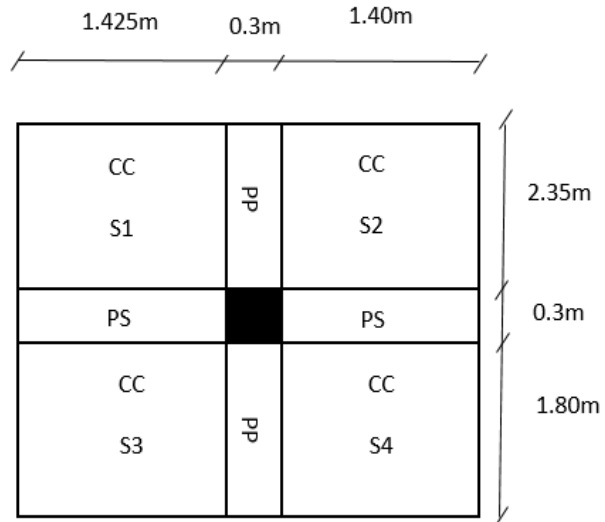


Figure II.13 : Surface afférente au niveau du plancher de RDC, 1er, 2^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = 5.26 (3.35+3.29+2.57+2.52) = 61.7 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher (RDC et sous-sol)}} = 5 (3.35+3.29+2.57+2.52) = 58.65 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher (1er et 2eme étage)}} = 2.5 (3.35+3.29+2.57+2.52) = 29.325 \text{ KN}$$

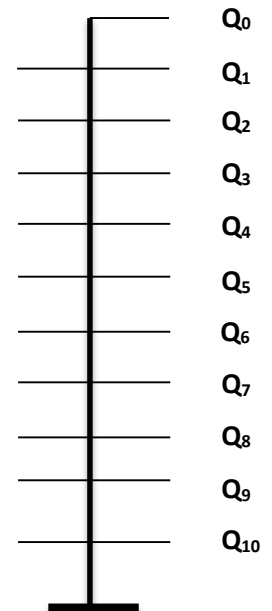
Tableau II.6. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

Niveau	Q (KN)
Terrasse inaccessible	19.56
8 ^{ème} étage	26.695
7 ^{ème} étage	26.695
6 ^{ème} étage	26.695
5 ^{ème} étage	26.695
4 ^{ème} étage	26.695
3 ^{ème} étage	26.695
2 ^{ème} étage	29.325
1 ^{er} étage	29.325
RDC	58.65
Sous-sol	58.65

- L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7. La loi de dégression pour le poteau P₁ :

Q _i	Q (KN)
Q ₀	19.56
Q ₁	46.255
Q ₂	70.28
Q ₃	91.64
Q ₄	110.323
Q ₅	126.34
Q ₆	139.69
Q ₇	154.10
Q ₈	170
Q ₉	204.54
Q ₁₀	238.038



- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

Tableau II.8. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

G _i	désignation	Section (m ²)	G total (KN)
G₀	Terrasse inaccessible	/	77.56
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.885
	total	/	106.93
G₁	Venant de G ₀	/	106.93
	Poids du plancher étage courant	/	45.56
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.885
	Poids d'escalier	/	17.70
	total	/	199.56
G₂	Venant de G ₁	/	199.56
	Poids du plancher étage courant	/	45.56
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.371
	Poids d'escalier	/	17.70
	total	/	294.676
G₃	Venant de G ₂	/	294.676
	Poids du plancher étage courant	/	45.56
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.371

	Poids d'escalier	/	17.70
	total	/	389.792
G₄	Venant de G ₃	/	389.792
	Poids du plancher étage courant	/	45.56
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.24
	Poids d'escalier	/	17.70
	total	/	487.777

G_i	désignation	Section (m²)	G total (KN)
G₅	Venant de G ₄	/	487.777
	Poids du plancher étage courant	/	45.56
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.24
	Poids d'escalier	/	17.70
	total	/	585.762
G₆	Venant de G ₅	/	585.762
	Poids du plancher 3eme étage	/	45.56
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.45*0.45	16.35
	Poids d'escalier	/	21.70
	total	/	691.857

G₇	Venant de G ₆	/	691.857
	Poids du plancher 2 ^{ème} étage	/	61.70
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.45*0.45	15.49
	total	/	791.532
G₈	Venant de G ₇	/	791.532
	Poids du plancher 1 ^{er} étage	/	61.70
	Poids poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.50*0.50	19.125
	total	/	894.842
G₉	Venant de G ₈	/	894.842
	Poids du plancher RDC	/	61.70
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.50*0.50	25.5
	total	/	1004.527

G_i	désignation	Section (m²)	G total (KN)
G₁₀	Venant de G ₉	/	1004.527
	Poids du plancher sous-sol	/	61.70
	Poids des poutres	/	22.485
	Poids de poteau	0.50*0.50	19.125
	total	/	1107.837

A la base : G = 1107.837 KN et Q = 238.038 KN

Poteau p2

- **Plancher de l'étage terrasse inaccessible :**

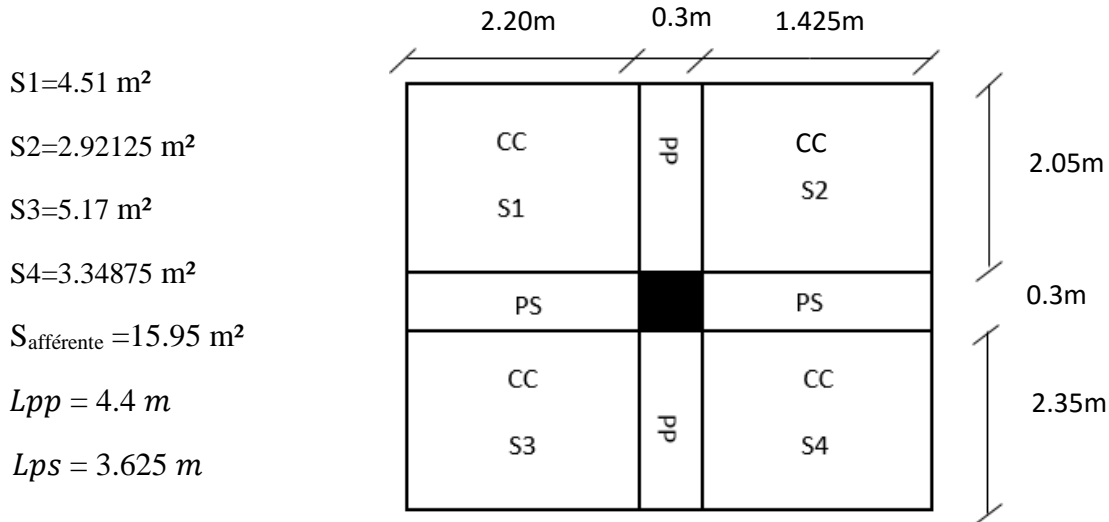


Figure II.14 : Surface afférente au niveau du plancher terrasse inaccessible.

$$G_{\text{plancher}} = 6.57 (15.95) = 104.79 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1(15.95) = 15.95 \text{ KN.}$$

• Poids des poutres :

- ✓ Poutres principales (pp) :

$$G_{pp} = 25 \cdot 4.4 \cdot 0.3 \cdot 0.45 = 14.85 \text{ KN.}$$

- ✓ Poutres secondaire (ps) :

$$G_{ps} = 25 \cdot 3.625 \cdot 0.3 \cdot 0.4 = 10.875 \text{ KN}$$

- Plancher de l'étage courant et troisième étage :

$S1=4.51 \text{ m}^2$

$S2=2.92125 \text{ m}^2$

$S3=5.17 \text{ m}^2$

$S4=3.34875 \text{ m}^2$

$S_{\text{afférente}} = 15.95 \text{ m}^2$

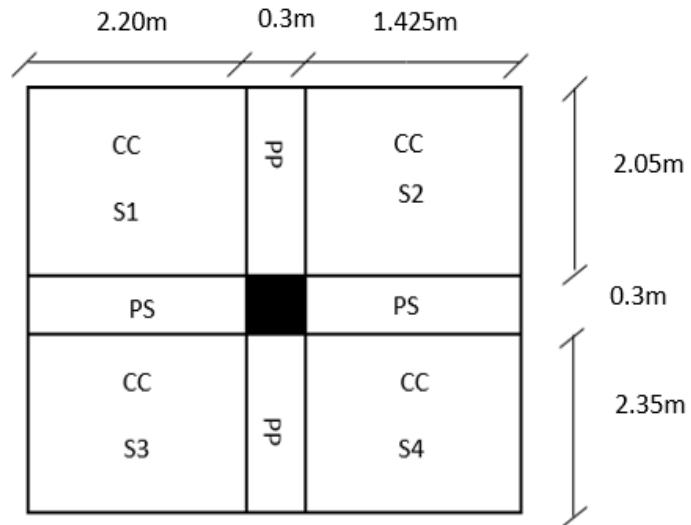


Figure II.15 : Surface afférente au niveau du plancher des étages courant

$G_{pp}=14.85 \text{ KN.}$

$G_{PS} = 10.875 \text{ KN}$

$G_{\text{plancher}} = 5.26 (15.95) = 83.897 \text{ KN.}$

$Q_{\text{plancher}} = 1.5 (15.95) = 23.925 \text{ KN.}$

- Plancher de RDC, 1er, 2^{ème} étage et le sous-sol

$S1=4.51 \text{ m}^2$

$S2=2.92125 \text{ m}^2$

$S3=5.17 \text{ m}^2$

$S4=3.34875 \text{ m}^2$

$G_{pp}=14.85 \text{ KN.}$

$G_{PS} = 10.875 \text{ K}$

$S_{\text{afférente}} = 15.95 \text{ m}^2$

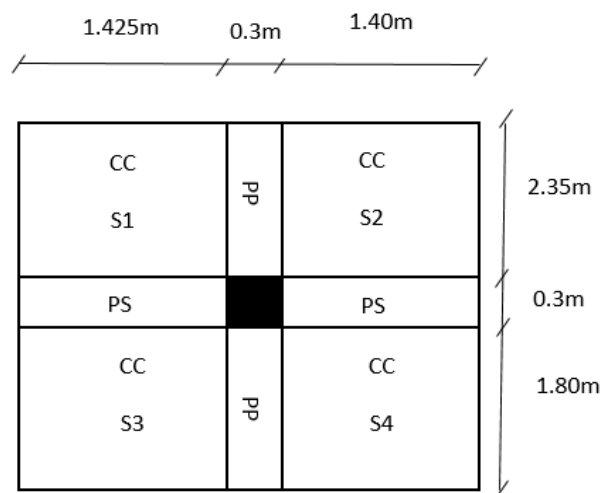


Figure II.16: Surface afférente au niveau du plancher de RDC, 1er, 2^{ème} étage et le sous-sol

$G_{\text{plancher}} = 5.26 (15.95) = 83.897 \text{ KN.}$

$Q_{\text{plancher (RDC et sous-sol)}} = 5 (15.95) = 79.75 \text{ KN.}$

$Q_{\text{plancher (1er et 2eme étage)}} = 2.5 (15.95) = 39.875 \text{ KN}$

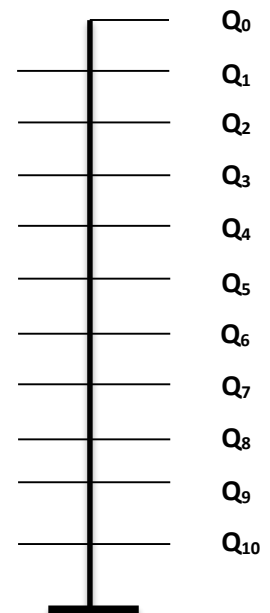
Tableau II.9. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂ :

Niveau	Q (KN)
Terrasse inaccessible	15.95
8 ^{ème} étage	23.925
7 ^{ème} étage	23.925
6 ^{ème} étage	23.925
5 ^{ème} étage	23.925
4 ^{ème} étage	23.925
3 ^{ème} étage	23.925
2 ^{ème} étage	39.875
1 ^{er} étage	39.875
RDC	79.75
Sous-sol	79.75

- **L'application de la loi de dégression** : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. La loi de dégression pour le poteau P₂ :

Q _i	Q (KN)
Q ₀	15.95
Q ₁	39.875
Q ₂	61.41
Q ₃	80.55
Q ₄	97.295
Q ₅	111.65
Q ₆	123.61
Q ₇	146.93
Q ₈	169.47
Q ₉	217.98
Q ₁₀	264.77



- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

Tableau II.11. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

G _i	désignation	Section (m ²)	G total (KN)
G ₀	Terrasse inaccessible	/	104.79
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.885
	total	/	137.4
G ₁	Venant de G ₀	/	137.4
	Poids du plancher étage courant	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.885
total	/	253.907	
G ₂	Venant de G ₁	/	253.907
	Poids du plancher étage courant	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.371
total	/	372.9	
G ₃	Venant de G ₂	/	372.9
	Poids du plancher étage courant	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.371
total	/	491.893	

G₄	Venant de G ₃	/	491.893
	Poids du plancher étage courant	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.24
	total	/	613.755

G_i	désignation	Section (m²)	G total (KN)
G₅	Venant de G ₄	/	613.755
	Poids du plancher étage courant	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.24
	total	/	735.617
G₆	Venant de G ₅	/	735.615
	Poids du plancher 3eme étage	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.45*0.45	16.35
	total	/	861.589
G₇	Venant de G ₆	/	861.589
	Poids du plancher 2 ^{ème} étage	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.45*0.45	15.49
	total	/	986.701

G₈	Venant de G ₇	/	989.701
	Poids du plancher 1 ^{er} étage	/	83.897
	Poids poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.50*0.50	19.125
	total	/	1115.448
G₉	Venant de G ₈	/	1115.448
	Poids du plancher RDC	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.50*0.50	25.5
	total	/	1250.57

G_i	désignation	Section (m²)	G total (KN)
G₁₀	Venant de G ₉	/	1250.57
	Poids du plancher sous-sol	/	83.897
	Poids des poutres	/	25.725
	Poids de poteau	0.50*0.50	19.125
	total	/	1379.317

A la base : G = 1379.317 KN

Q = 264.77 KN

Les calculs montrent que le poteau « P₂ » est le plus sollicité sous charges verticales.

G = 1379.317 KN

Q = 264.77 KN

- Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau II.12. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N ₁	137.4	15.95	209.415
N ₂	253.907	39.875	402.59
N ₃	372.9	61.41	595.53
N ₄	491.893	80.55	784.88
N ₅	613.755	97.295	974.51
N ₆	735.617	111.65	1160.55
N ₇	861.589	123.61	1384.56
N ₈	986.701	146.93	1552.44
N ₉	1115.448	169.49	1760.09
N ₁₀	1250.57	217.98	2015.24
N ₁₁ (base)	1379.317	264.77	2259.23

II.5.1. Vérifications :

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow 1.35 * 1379.317 + 1.5 * 264.77 = 2259.23 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires voisin de rive l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 2259.23 \text{ KN}$

Donc : $N_u = 1.1 \times 2259.23 = 2485.15 \text{ KN}$

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2485.15 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.175 \text{m}^2$$

$$B \geq 0.175 \text{m}^2.$$

$$B = 0.5 * 0.5 = 0.25 \text{m}^2 \geq 0.171 \text{m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.13. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N _u (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage	2485.15×10 ⁻³	2500×10 ⁻⁴	9.94	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1707.684×10 ⁻³	2025×10 ⁻⁴	8.43	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1276.605×10 ⁻³	1600×10 ⁻⁴	7.98	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	863.37×10 ⁻³	1225×10 ⁻⁴	7.05	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	442.85×10 ⁻³	900×10 ⁻⁴	4.92	Vérifiée

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D’après le (CBA 93), on doit vérifier que l’effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

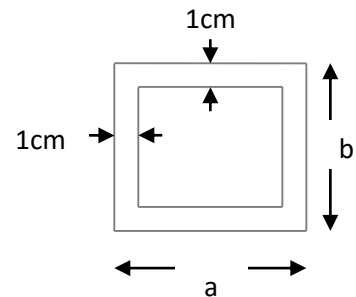


Fig. II.17. Section brute

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

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

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $As = 1\% \times Br.$

$$B_{real} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.14. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	h ₀ (m)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rca} (cm ²)
50×50	2500	3.06	182.7	12.66	0.828	2304	2485.15	1346.5
45×45	2025	3.06	182.7	14.05	0.823	1849	1707.68	943.3
40×40	1600	3.06	182.7	15.82	0.816	1444	1276.60	712.2
35×35	1225	3.06	182.7	18.08	0.806	1089	863.37	487
30×30	900	3.06	182.7	21.09	0.79	784	442.85	254.8

D’après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

• **Pré vérification de l’effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3) b** il faut vérifier :

$$v = \frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l’effort normal réduit :

Tableau II.15. Prévérification de l'effort normal réduit :

Niveau	N_U (MN)	Type de poteau	B (m ²)	ν	Observation
Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage	2485.15×10^{-3}	50*50	2500×10^{-4}	0.4	Non Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1707.68×10^{-3}	45*45	2025×10^{-4}	0.34	Non Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1276.6×10^{-3}	40*40	1600×10^{-4}	0.32	Non Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	863.37×10^{-3}	35*35	1225×10^{-4}	0.28	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	442.85×10^{-3}	30*30	900×10^{-4}	0.2	Vérifiée

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $45 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $40 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poteaux du RDC, étage1, sous-sol : $60 \times 60 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 2 et 3 : $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 4 et 5 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 6 et 7 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 8 et 9 : $35 \times 35 \text{ cm}^2$.

III.1. Introduction:

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ses éléments se fait généralement sous l'action des charges permanents et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composant verticale ou horizontal) comme il doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique (CBA93, RPA99 addenda2003...).

Dans le présent chapitre, on abordera le calcul des éléments non structuraux suivants :

Plancher à corps creux (poutrelles et table de compression), acrotère, poutre de chaînage, dalle pleine et escalier.

III.2. Etude des planchers :**III.2.1. Définition:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.2.2. Étude des poutrelles :

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

III.2.2.1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a) critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b) critère de continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère et le deuxième.

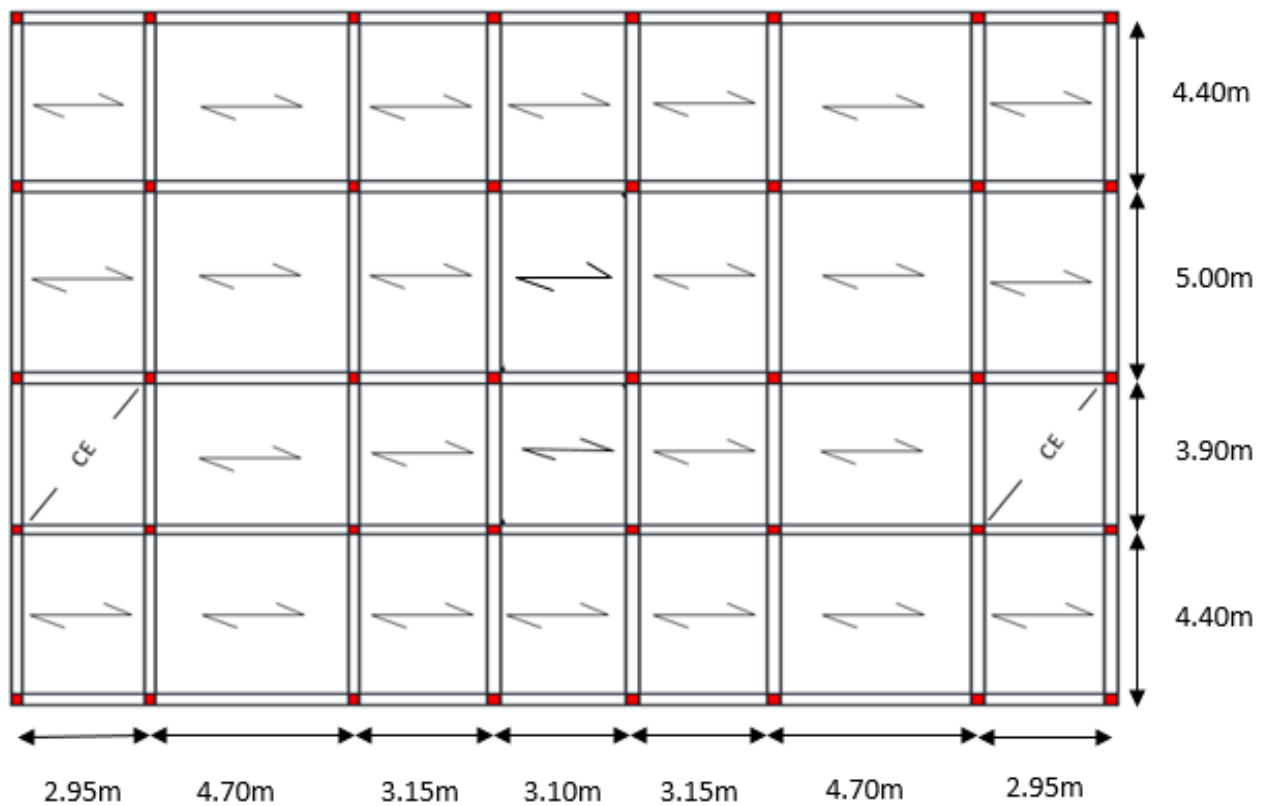


Figure III.1 sens disposition des poutrelles pour le sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage

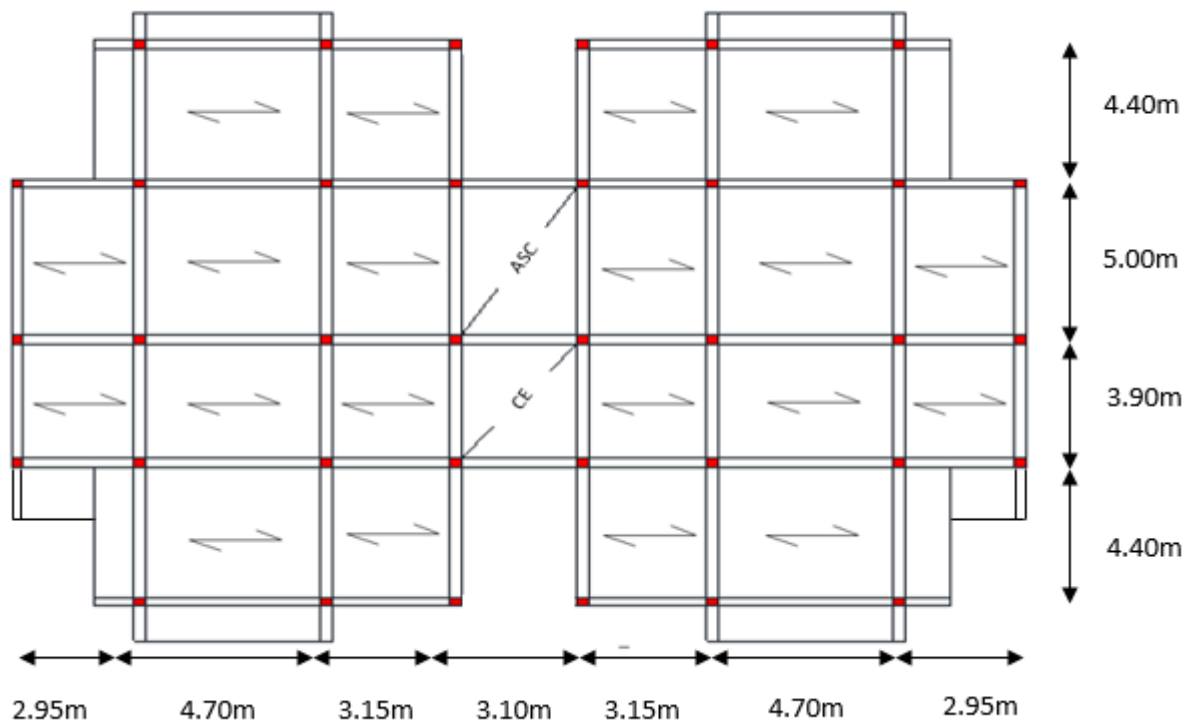


Figure III.2 sens disposition des poutrelles pour les étages courant.

III.2.2.2. Dimension des poutrelles :

Données nécessaires :

$h_t = 20 \text{ cm}$

$h_o = 4 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

$b_o = 10 \text{ cm}$

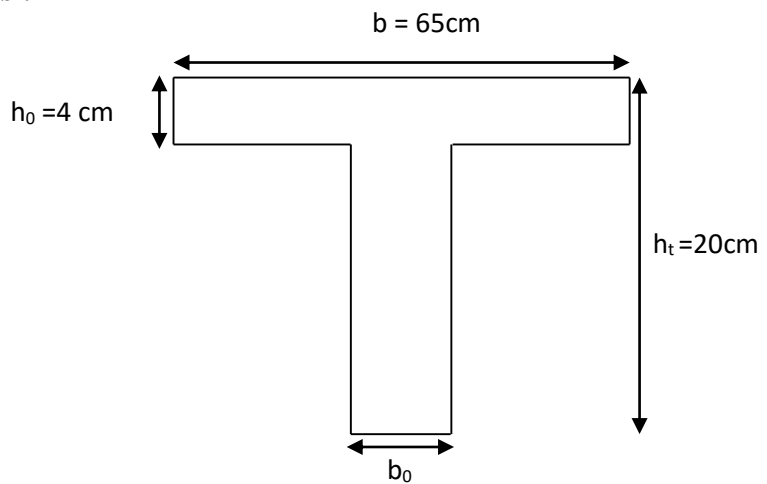


Figure III.3 : Dimensions de la poutrelle.

- Calcul des sollicitations :

- à L'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$

$P_U = l_o \times Q_U$ (En KN/m²).

- à L'ELS : $Q_S = G + Q$

$P_S = l_o \times Q_S$ (En KN/m²).

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

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

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _U	P _U	Q _S	P _S
Étage courant	5.26	1.5	9.35	6.08	6.75	4.39
Étage bureaux	5.26	2.5	10.85	7.05	7.76	5.04
RDC	5.26	5	15.39	10.00	10.26	6.67
Terrasse inaccessible	6.57	1	11.35	7.38	7.57	4.92

- **Méthode de calcul des sollicitations :**

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

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

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

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

Cette méthode est applicable si :

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

• **Principe de la méthode :**

-Définition des grandeurs :

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

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

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

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

• **Exposé de la méthode forfaitaire :**

✓ **Évaluation des moments :**

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

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

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

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

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

• **Remarque**

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

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

✓ **Évaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

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

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

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

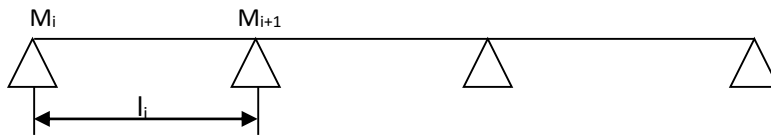


Figure III.4 : Schéma d'une poutre continue.

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

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

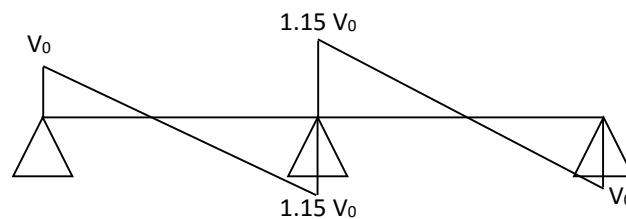


Figure III.5 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

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

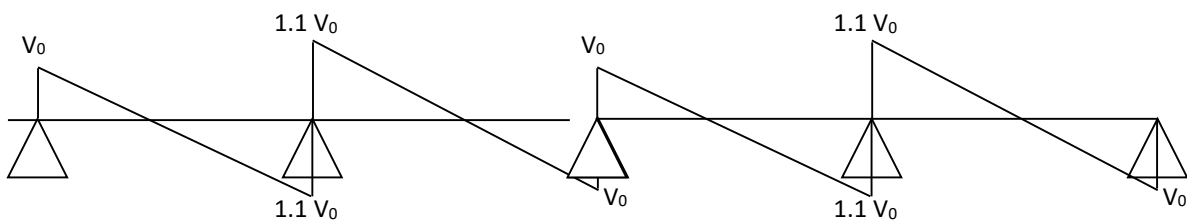


Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓ L'g et L'd : longueurs fictives.
- ✓ qg et qd : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considère.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Calcul des poutrelles :**

• **Les Différents types de poutrelles :**

On a 5 types de poutrelles.

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

Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

• **Remarque :**

- Type 1 : RDC, niveau 1 et 2 ,3.
- Type 2 : RDC, niveau 1 et 2,3.
- Type3 : niveau 3 et les étages courant (4, 5, 6, 7, 8,9).
- Type4 : niveau 3 et les étages courant (4, 5, 6, 7, 8,9).

- **Exemple de calcul de la poutrelle du type 4, habitation:**

- $G = 5.26 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_U = 6.08 \text{ KN/ml}$.
- $P_S = 4.39 \text{ KN/ml}$.

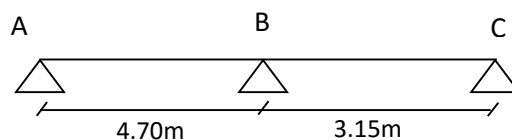


Figure III.7 : Schéma de la poutrelle de type 4, habitation.

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

- $Q=1.5 < \min (2*5,26 ; 5) \text{ KN/m}^2$
- $0.8 < 3.15/4.70 < 1.25$, non vérifiée
- L'inertie est constante.
- Fissuration peu nuisible.

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

On applique la méthode de Caquot minorée.

- $G' = (2/3)*5.26 = 3.51 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_U = 4.54 \text{ KN/ml}$.
- $P_S = 3.25 \text{ KN/ml}$.

• Calcul des moments isostatique :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.54 \times (4.70)^2}{8} = 12.54 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{4.54 \times (3.15)^2}{8} = 5.63 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

Travée A-B : $M_0 = \frac{3.25 \times (4.70)^2}{8} = 8.97 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{3.25 \times (3.15)^2}{8} = 4.03 \text{ KN.m}$

- Moments aux appuis :

$M_A = M_C = 0$

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

$M_A = M_C = -0.15 \times M \text{ max}$

✓ $M_u = -0.15 \times 12.54 = -1.88 \text{ KN.m}$

$$\checkmark M_s = -0.15 \times 8.97 = -1.34 \text{KN.m}$$

$$M_B = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$\checkmark M_{BU} = -\frac{4.54 \times 4.7^3 + 4.54 \times 3.15^3}{8.5 \times (4.54 + 3.15)} = -9.38 \text{KN.m}$$

$$\checkmark M_{BS} = -\frac{3.25 \times 4.7^3 + 3.25 \times 3.15^3}{8.5 \times (4.7 + 3.15)} = -6.72 \text{KN.m}$$

- Les moments en travées :

On reprendre la totalité de $g = 5.26 \text{ KN/m}$ au lieu de 3.51KN/m .

$$M(x) = \frac{P_U \times x}{2} \times (l - x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

✓ Travée (AB) :

$$x_0 = \frac{4.7}{2} - \frac{9.38}{6.08 \times 4.7} = 2.02 \text{m}$$

$$x_0 = \frac{4.7}{2} - \frac{6.72}{4.39 \times 4.7} = 2.02 \text{m}$$

$$M_{TAB}^U = \frac{6.08 \times 2.02}{2} \times (4.7 - 2.02) + (-9.38) \times \frac{2.02}{4.7} = 12.42 \text{KN.m}$$

$$M_{TAB}^S = \frac{4.39 \times 2.02}{2} \times (4.7 - 2.02) + (-6.72) \times \frac{2.02}{4.7} = 8.99 \text{KN.m}$$

✓ Travée (BC) :

$$x_0 = \frac{3.15}{2} - \frac{9.38}{6.08 \times 3.15} = 1.08 \text{m}$$

$$x_0 = \frac{3.15}{2} - \frac{6.72}{4.39 \times 3.15} = 1.08 \text{m}$$

$$M_{TBC}^U = \frac{6.08 \times 1.08}{2} \times (3.15 - 1.08) + (-9.38) \times \left(1 - \frac{1.08}{3.15}\right) = 0.63 \text{KN.m}$$

$$M_{TBC}^S = \frac{4.39 \times 1.08}{2} \times (3.15 - 1.08) + (-6.72) \times \left(1 - \frac{1.08}{3.15}\right) = 0.49 \text{KN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant :

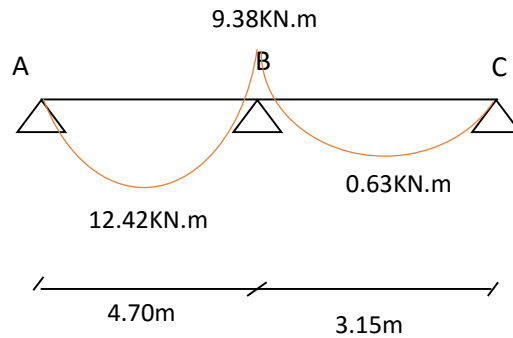


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle de type 4 habitations.

- Évaluation des efforts tranchants :

Travée AB

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

$$V_A = \frac{6.08 \times 4.7}{2} - \frac{9.38}{4.7} = 12.29 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{6.08 \times 4.7}{2} - \frac{9.38}{4.7} = -16.28 \text{KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{6.08 \times 3.15}{2} - \frac{-9.38}{3.15} = 12.55 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{6.08 \times 3.15}{2} - \frac{-9.38}{3.15} = -6.6 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 16.28 \text{KN}$$

✓ Diagramme des efforts tranchants :

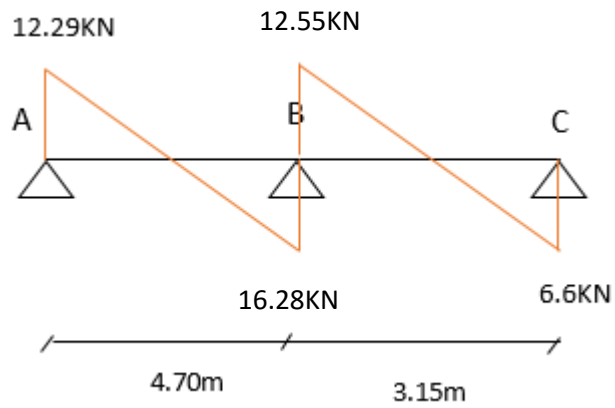


Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle de type 4 habitations.

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

Tableau III.3 : Les sollicitations des poutrelles.

Type 1 pour le 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage (usage service)					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-7.63	12.1	16.67	-5.4	8.8
Type 1 pour le RDC et sous-sol (usage service)					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-11	15.57	22.45	-7.65	11.01
Type 2 pour le 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage (usage service)					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-10.78	14.45	18.86	-7.63	10.36
Type 2 pour le RDC et sous-sol					
	ELU			ELS	

(usage service)	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-15.52	19.02	25.6	-10.8	13.41
Plancher a usage habitation					
Type3 3^{ème} étage, étage courant					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-6.55	10.37	14.34	-4.68	7.57
Type4 3^{ème}, étage courant					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-9.38	12.42	16.28	-6.72	8.99

Plancher terrasse inaccessible					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-9.75	14.05	17.91	-7.08	10.28
Type 2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-6.66	12.16	15.93	-4.83	8.91
Type 3					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-6.92	11.82	15.90	-5.03	8.66

III.2.2.3. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type 4 sur 3 appuis du plancher à usage d'habitation, et vu que les valeurs des sollicitations le calcul se fera avec les plus défavorables qui sont:

$$\begin{array}{l}
 M_{MAX}^T = 12.42KN.m \\
 \text{A l'ELU : } M_{MAX}^A = -9.38KN.m \\
 V_{MAX} = 16.28KN
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 M_{MAX}^T = 8.99KN.m \\
 \text{A l'ELS : } M_{MAX}^A = -6.72KN.m
 \end{array}$$

• **Caractéristiques géométriques de la nervure :**

- h_t = 20 cm
- b₀ = 10 cm
- b = 65 cm
- h₀ = 4 cm
- h = 16 cm

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

III.2.2.3.1. Calcul à l'ELU :

a) En travée :

On a d=0.9h=0.9 x 20=18 cm.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.07KN.m$$

$$M_t < M_{tu}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.053$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.053) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A \text{ calculer.} \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

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

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

b) En appui :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

$$M_U^a = 9.38 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.38 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.204$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.204}) = 0.288 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.288) / 0.288] = 8.65 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

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

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.288) = 0.159 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.38 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec A=1.92cm².

c) En appui de rive :

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 1.88 \text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.88 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.176 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.88 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.307 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm².

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant et 3ème étage :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	12.42	0.042	0.053	0.176	2.03	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	9.38	0.204	0.288	0.159	1.69	0.22	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	1.88	0.041	0.052	0.176	0.307	0.22	1HA10 0.79

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 16.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.28 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.904 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferrailage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 100/10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(III-9)} \quad \text{(Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.904 - 0.3 \times 2.1)} = 66.57 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 66.57 \text{ cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u}$ (Art A.5.3.2 [1])

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 16.28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.063 \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 16.28 \times 10^{-3} / 400 = 0.47 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_w / 0.9d) \quad (\text{Art A.5.1.3.2.1 [1]}).$$

$$A_s = 2.36 + 2.03 = 4.39 \text{ m}^2.$$

$$(1.15/400)(16.28 \times 10^{-3} - (9.38 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18)) = -1.2 \text{ cm}^2$$

$A_l = -1.2 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort Est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01628 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite de compression du béton.
- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

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

En travée :

$$M_t = 8.99 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15. A. y - 15. A. d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0$

$$32.5y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.92\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times (3.92)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.99}{8323.04} 10^5 \times 3.92 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.23 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- En appuis intermédiaires :

$$M_{ser \max} = -6.72 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 + 15. A. y - 15. A. d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 28.8 y - 518.4 = 0$

$$5y^2 + 28.8 y - 518.4 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 7.7\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{10 \times (7.7)^3}{3} + 15 \times 1.92 \times (18 - 7.7)^2$$

$$I = 4577.17 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.72}{4577.17} 10^5 \times 7.7 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 11.30 \text{ pa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures:** (Art B.6.3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{470}{500} = 0.94 \text{cm}$$

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).

- **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$y = 3.92\text{cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.36 \times 18 + 0)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times (2.36 + 0)}$$

$v = 6.76 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6.76^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 6.76)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6.76 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 (18 - 6.76)^2 + 0$$

$I_0 = 18516.54\text{cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$A_s = 2.36\text{cm}^2$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$

$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho}$ Déformation instantanée.

$\lambda_i = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0.013} \Rightarrow \lambda_i = 3.28$

$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$ Déformation différée.

$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.28 \Rightarrow \lambda_v = 1.312$

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

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

$E_i = 32164.20$ MPa.

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

$E_v = 10721.40$ MPa.

• **Contraintes :**

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

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

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

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{KN} / m$

avec: $j = G - \text{Grevêtement} = 5,26 - (0,44 + 0,4 + 0,36 + 0,21) = 3,85 \text{ KN} . m$

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.26 = 3.419 \text{KN} / m$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.26 + 1.5) = 4.394 \text{KN} / m$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.502 \times 4.7^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5.18 \text{KN} . m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.419 \times 4.7^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 7.08 \text{KN} . m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.394 \times 4.7^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.1 \text{KN} . m$$

$$y = 3.92\text{cm} \quad A_s = 2.36\text{cm}^2 \quad \lambda_v = 1.312$$

$$I_0 = 18516.54\text{cm}^4 \quad \rho = 0.013$$

$$I = 8323.04 \quad \lambda_i = 3.28$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.18 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.04 \times 10^{-8}} = 131.44\text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.08 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.04 \times 10^{-8}} = 179.66\text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.1 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.04 \times 10^{-8}} = 230.91\text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 131.44 + 2.1} = 0.59 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 179.66 + 2.1} = 0.68 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 230.91 + 2.1} = 0.74 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.28 \times 0.59} = 6939.29\text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.28 \times 0.68} = 6305.16\text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.28 \times 0.74} = 5943.1\text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 1.312 \times 0.68} = 10764.52\text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.18 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 32164.20 \times 6939.29 \times 10^{-8}} = 0.0051\text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.08 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 32164.20 \times 6305.16 \times 10^{-8}} = 0.0077\text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.1 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 32164.20 \times 5943.1 \times 10^{-8}} = 0.0105\text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{9.1 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 10721.4 \times 10764.52 \times 10^{-8}} = 0.0174\text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0174 - 0.0051 + 0.0105 - 0.0077 = 0.0151\text{m}$$

$\Delta f = 1.51\text{cm} > f_{adm} = 0.94\text{cm}$ la flèche n'est pas vérifiée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant et 3ème étage :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.92	8323.04	18516.54	6939.29	6305.16	5943.1	10764.52	1.51	0.94

On augmente la section d'acier $\begin{cases} A_{st} = 2HA12 + 1HA10 = 3.05cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$

❖ **plancher 1^{er} et 2^{ème} étage :**

Pour le plancher 1^{er} et 2^{ème} étage, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.6.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher 1^{er} et 2^{ème} étage :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	14.45	0.048	0.062	0.175	2.37	1.41	2HA12+1HA14 3.8
En appui intermédiaire	9.38	0.234	0.339	0.156	1.99	0.22	2HA12 2.26
En appui de rive	2.52	0.05	0.064	0.175	0.375	0.22	1HA10 0.79

Tableau III.7. Evaluation de la flèche dans le plancher 1^{er} et 2^{ème} étage :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.81	12328	21123	10530	9739.5	9062.9	14949	0.921	0.94

❖ plancher RDC et sous-sol :

Pour le plancher RDC et sous-sol, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC et sous-sol :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	19.02	0.064	0.082	0.174	3.14	1.41	3HA14+1HA10 5.41
En appui intermédiaire	15.52	0.338	0.537	0.141	3.15	0.22	3HA14+1HA10 5.41
En appui de rive	3.29	0.071	0.093	0.173	0.545	0.22	1HA12 1.13

Tableau III.9.Evaluation de la flèche dans le plancher RDC et sous-sol :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.57	16282	23772	14101	13213	12038	18790	0.935	0.94

❖ **plancher terrasse inaccessible :**

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.10.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	14.05	0.047	0.060	0.176	2.3	1.41	2HA12+1HA14 3.8
En appui intermédiaire	9.75	0.211	0.301	0.158	1.77	0.22	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	2	0.043	0.056	0.176	0.327	0.22	1HA10 0.79

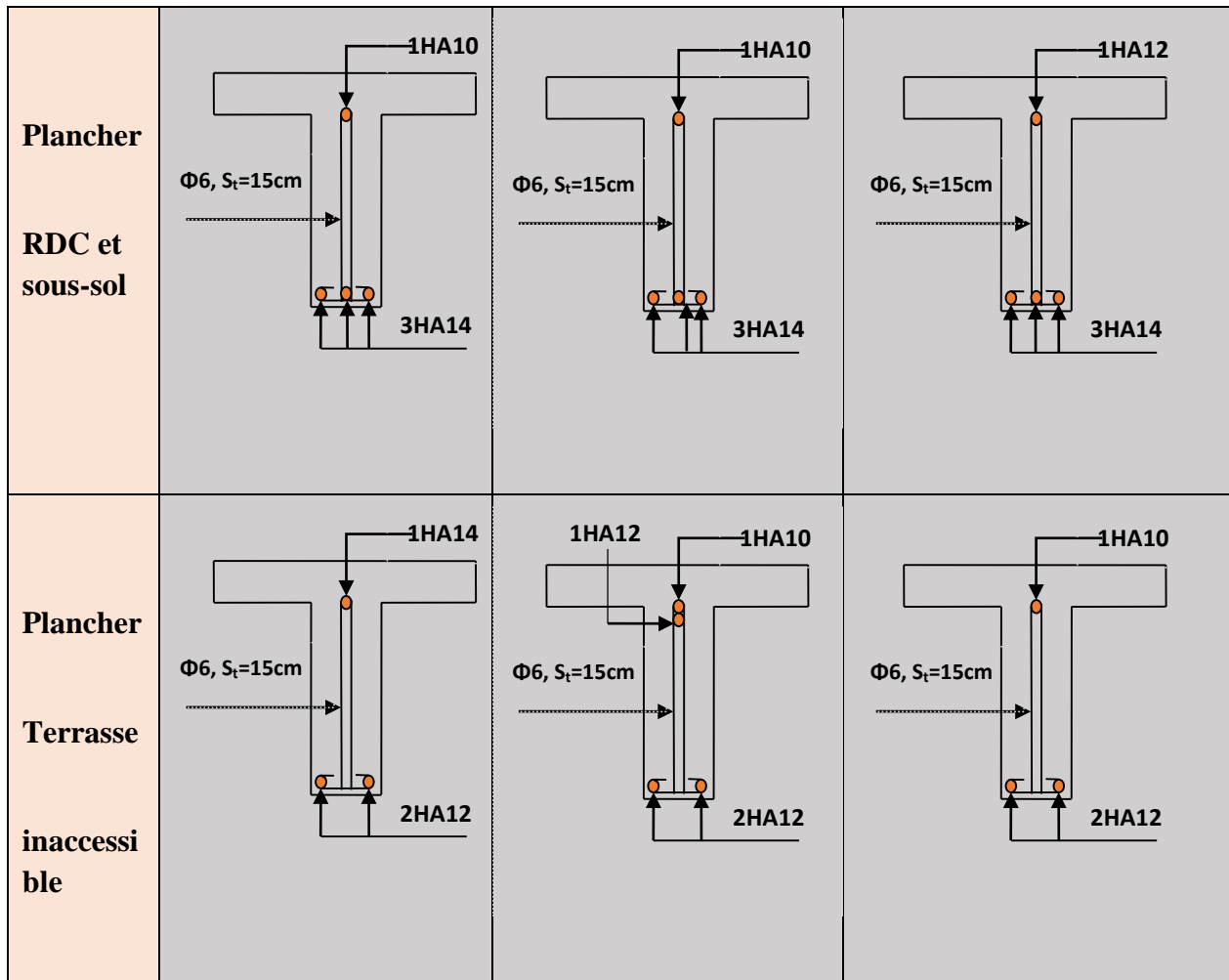
Tableau III.11. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.81	12328	21123	9828.1	9318.8	9098.2	14546	0.887	0.94

III.2.2.3.2. Schémas de ferrailage des poutrelles

Tableau III.12. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant Et 3ème étage			
Plancher 1 ^{er} et 2ème étage			



❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

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

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

D’où on adopte : un treillis soudé T S ϕ_6 150 × 150.

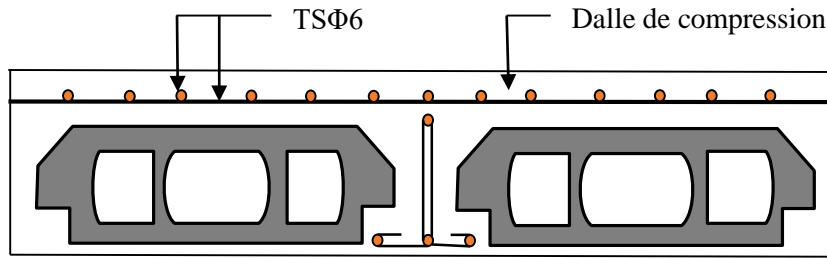


FIG. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Dalles pleines :

III.3.1. Introduction :

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

Dans le cas de notre projet, le sous-sol et les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis comme suite :

- Sous-sol contient un seul type : dalle sur quatre appuis.
- Les balcons contient deux types : dalle sur un seul appui et dalle sur deux appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

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

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

A).1^{er} Type de Balcon : La dalle sur trois appuis est un balcon se trouve dans le plancher étage courant et 3^{ème} étage, avec une épaisseur 14cm:

$$L_x = 1.20\text{m}, L_y = 4.40\text{m}$$

• Evaluation des charges :

$$G = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.20 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1.20 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.40 \text{ m}$$

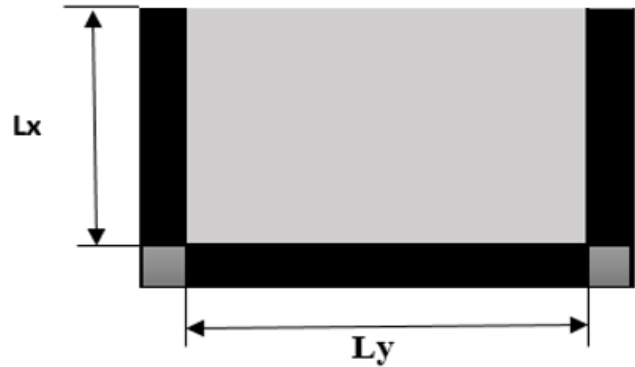


Fig.III.11.Dalle sur trois appuis

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

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

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

A l'ELU: $P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.20 \text{ KN} / \text{m}^2$

A l'ELS : $P_s = 7.91 \text{ KN} / \text{m}^2$

On a : $l_x = 1.20\text{m} < \frac{l_y}{2} = \frac{4.40}{2} = 2.2\text{m}$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{11.20 * 1.2^3}{6} \\ M_x = \frac{11.20 * 1.2^2 * 4.4}{2} - \frac{2 * 11.20 * 1.2^3}{3} \end{cases}$$

Donc :
$$\begin{cases} M_x = 22.58 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées :

$$M_x^t = 0.75M_x = 16,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_y = 2,42 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -11.29 \text{ KN.m}$$

- ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une pond de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur a la flexion simple avec d=10cm.

Tableau III.13.Résultats de ferrailage du 3^{eme} type de dalle :

En travée								
Sens	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	16.93	0.083	0.108	0.115	4.24	1.12	4HA12=4.52	25
Y	2.42	0.012	0.015	0.119	0.58	1.12	3HA8=1.51	33
En appui								
X et Y	11.29	0.055	0.071	0.117	2.78	1.12	4HA10=3.14	25

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho < 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2}$$

$$V_{ux} = \frac{11.2 \times 1.2}{2} = 6.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.056 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.056 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$G = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_s = G + Q = 7.91 \text{ KN/m}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{7.91 \times 1.2^3}{6} \\ M_x = \frac{7.91 \times 1.2^2 \times 4.4}{2} - \frac{2 \times 7.91 \times 1.2^3}{3} \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} M_x = 15.95 \text{ KN.m} \\ M_y = 2.28 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Moments en travées :

$$M_x^t = 0.75 M_x = 11.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 1.71 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -7.96 \text{ KN.m}$$

- La vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 813.6 = 0$$

$$y = 3.41 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.41^3 + 15 \times 4.52 (12 - 3.41)^2$$

$$I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

- Calcul de σ_{bc} :

$$M_s = 11.96 \text{ KN.M}$$

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

$$\sigma_{bc} = (11.96 \times 10^{-3} \times 0.0341) / (6324.56 \times 10^{-8}) = 6.43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque de}$$

fissuration du béton.

- La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 11.96 \times 10^{-3}}{6324.56 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0341) = 243.67 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s > \overline{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{11.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63} = 4.12 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.3$

$$A_{st} = \frac{11.96 \times 10^{-3}}{0.12 \times \left(1 - \frac{0.3}{3}\right) \times 201.63}$$

$$A_{st} = 5.49 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{ix} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.12 \geq \text{Max} (3/80, 1/20) = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

• **Schéma de ferrailage :**

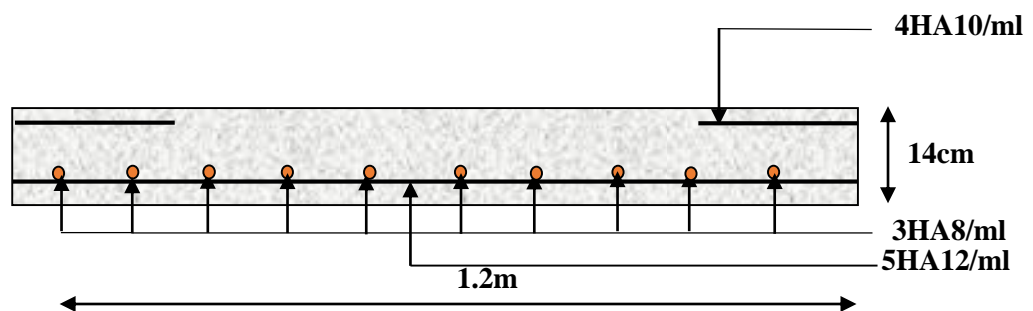


Fig. III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1.

B).2^{ème} type : La dalle sur deux appuis est un balcon se trouve dans le plancher étage courant et 3^{ème} étage, avec une épaisseur 12cm:

• Evaluation des charges :

$$G = 4.41 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.20 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1.14 \text{ m.} \quad L_y = 1.90 \text{ m}$$

$\rho = 0.6 > 0.4 \rightarrow$ Donc la dalle travaille dans les deux sens

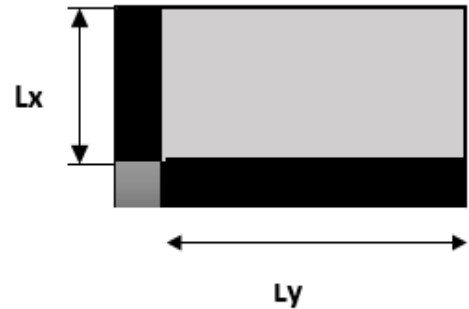


Fig.III.13.Dalle sur deux appuis

• Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \quad \mu_x = 0.0822 \quad \rightarrow \quad M_x = 1.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \mu_y = 0.2948 \quad \rightarrow \quad M_y = 0.35 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_r^x = 0.85 M_x = 1.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_r^y = 0.85 M_y = 0.3 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.6 \text{ KN.m.}$$

❖ Calcul du ferrailage

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14.Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle :

En travée								
Sens	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	1.02	0.0072	0.009	0.0996	0.29	1.15	4HA8=2.02	25
Y	0.3	0.0021	0.0026	0.01	0.086	0.96	3HA8=1.51	33
En appui								
X et Y	0.6	0.042	0,0053	0,01	0.172	1.15	3HA8=1.51	33

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.2 \times 1.14}{2} \times \frac{1.9^4}{1.14^4 + 1.9^4} = 5.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.057 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.057 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$G = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_s = G + Q = 7.91 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} M_{xser} &= \mu_x \times (P_s \times l_x^2) & \mu_x &= 0.0870 & \rightarrow & M_{ser}^x &= 0.89 \text{ KN.m} \\ M_{yser} &= \mu_y \times M_{xser} & \mu_y &= 0.4672 & & M_{ser}^y &= 0.42 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

En travées :

$$M_{ser}^{lx} = 0.85 M_{ser}^x = 0.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ly} = 0.85 M_{ser}^y = 0.36 \text{ KN.m}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 2.01) y - (15 \times 2.01 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 301.5 = 0$$

$$y = 2.17 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 2.17^3 + 15 \times 2.01 (10 - 2.17)^2$$

$$I = 2189.07 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

$$M_s = 0.76 \text{ KN.M}$$

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

$$\sigma_{bc} = (0.76 \times 10^{-3} \times 0.0217) / (2189.07 \times 10^{-8}) = 0.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ pas de risque de fissuration du béton.}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0.76 \times 10^{-3}}{2189.07 \times 10^{-8}} \times (0.1 - 0.0217) = 40.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.14} = 0.105 \geq \text{Max} (3/80, 1/20) = 0.05 \dots \text{condition est vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 10} = 0.002 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée}$$

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

• **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml. } S_t = 25 \text{ cm} \\ A_{st}^y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml. } S_t = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Schéma de ferrailage :

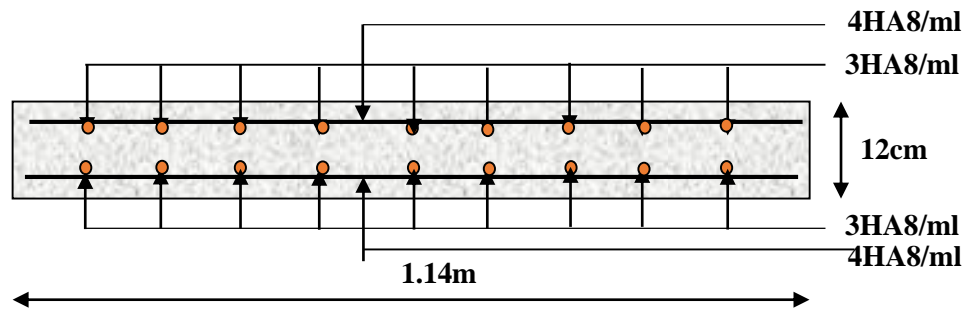


Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2.

C).3^{ème} type : dalle sur trois appuis:

$L_x = 242\text{cm}, L_y = 280\text{cm}$

Dans le troisième étage on a un pallie de repos

Sur trois appuis avec une épaisseur 12cm.

- Evaluation des charges :

$G = 4.41 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.20 \text{ KN/m}$

$L_x = 2.42 \text{ m.}$

$L_y = 2.80 \text{ m}$

$\rho = 0.86 > 0.4$

Méthode de calcul :

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

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

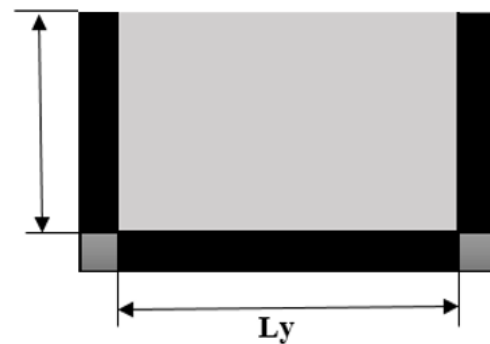


Fig.III.15.Dalle sur trois appuis

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

$$\text{A l'ELU: } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.20 \text{ KN} / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = 7.91 \text{ KN} / m^2$$

$$\text{On a : } l_x = 2.42m > \frac{l_y}{2} = \frac{2.80}{2} = 1.40m$$

$$\bullet l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{11.20 \times 2.8^2}{8} \left(2.42 - \frac{2.8}{2}\right) + \frac{11.2 \times 2.8^3}{48} \\ M_x = \frac{11.2 \times 2.8^3}{24} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = 10.24 \text{ KN.m} \\ M_y = 16.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75M_x = 7.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_y = 12.24 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_y = -8.16 \text{ KN.m}$$

- **ferraillage :**

On fera le calcul de la dalle pour une pond de 1m de longueur et de 12 cm d'épaisseur a la flexion simple avec d=10cm.

Tableau III.15. Résultats de ferrailage du 3^{ème} type de dalle :

En travée								
Sens	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	7.68	0.054	0.069	0.097	2.27	1.03	4HA10=3.14	25
Y	12.24	0.086	0.113	0.095	3.69	0.96	4HA12=4.52	25
En appui								
X et Y	8.16	0.036	0.046	0.98	1.5	0.96	3HA8=1.51	33

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.2 \times 2.42}{2} \times \frac{2.8^4}{2.42^4 + 2.8^4} = 8.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.087 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.087 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$G = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_s = G + Q = 7.91 \text{ KN/m}$$

$$\bullet l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{7.91}{8} \left(2.42 - \frac{2.8}{2} \right) + \frac{7.91 \times 2.8^3}{48} \\ M_x = \frac{7.91 \times 2.8^3}{24} \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} M_x = 4.62 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.23 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75 M_x = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 5.42 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_y = -2.71 \text{ KN.m}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 678 = 0$$

$$y = 3.07 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.07^3 + 15 \times 4.52 (10 - 3.07)^2$$

$$I = 4220.57 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$M_s = 5.42 \text{ KN.M}$$

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

$\sigma_{bc} = (5.42 \times 10^{-3} \times 0.0307) / (4220.57 \times 10^{-8}) = 3.94 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ pas de risque de fissuration du béton.

• **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{MPa}$.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 5.42 \times 10^{-3}}{4220.57 \times 10^{-8}} \times (0.1 - 0.0307) = 133.5 \text{Mpa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ Condition est vérifiée

• **La flèche :**

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{2.42} = 0.05 \geq \text{Max} (3/80, 1/20) = 0.05$condition vérifiée

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 10} = 0.00452 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$condition vérifiée

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

• **Schéma de ferrailage :**

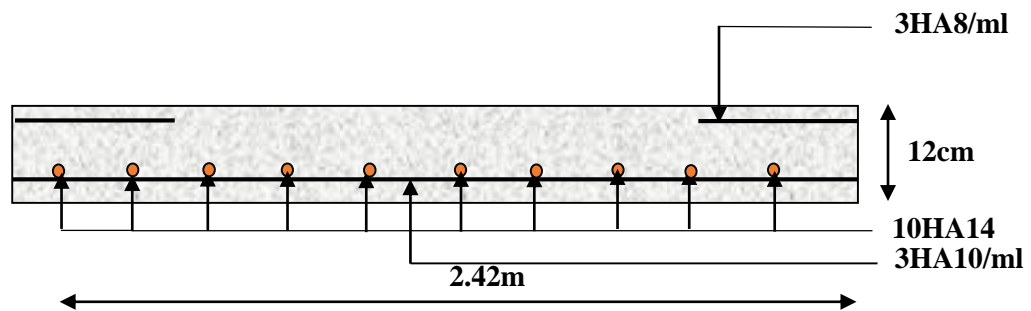


Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.

C).4^{ème} type : dalle sur quatre appuis :

La dalle se trouve dans le plancher du la cage de l'ascenseur, son épaisseur est prise égale à 14 cm.

• Evaluation des charges :

$$G = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.20 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 2.80 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.70 \text{ m}$$

$$\rho = 0.60 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens

• Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{array}{l} M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{array} \quad \begin{array}{l} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{array} \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} M_x = 7.22 \text{ KN.m} \\ M_y = 2.13 \text{ KN.m} \end{array}$$

• Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 5.42 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 1.6 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -3.61 \text{ KN.m.}$$

• Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P_u \times L}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_{\max} = 12.06 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = \frac{12.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.1 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

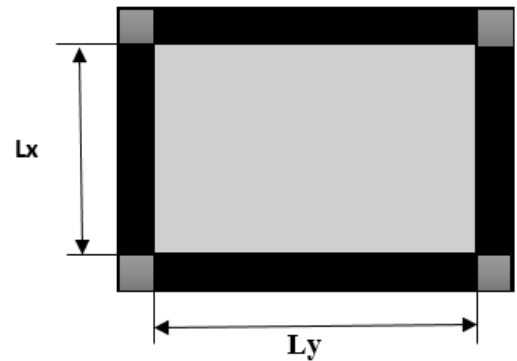


Fig.III.17. Dalle sur quatre appuis

• ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une pond de 1m de longueur et de 12 cm d'épaisseur a la flexion simple avec d=10cm.

Tableau III.16.Résultats de ferrailage du 4^{eme} type de dalle :

En travée								
Sens	Mt (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	5.42	0.027	0.034	0.118	1.32	1.35	3HA10=2.36	33
Y	1.6	0.0078	0.0098	0.119	0.38	1.12	4HA8=2.01	25
En appui								
X et Y	3.61	0.018	0.022	0.119	0.87	1.35	3HA10=2.36	33

A PELS :

$$G = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_s = G + Q = 7.91 \text{ KN/m}$$

$$M_{xser} = \mu_x \times (P_s \times l_x^2) \quad \mu_x = 0.0870 \quad \rightarrow \quad M_{ser}^x = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser} = \mu_y \times M_{xser} \quad \mu_y = 0.4672 \quad \rightarrow \quad M_{ser}^y = 2.52 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_{ser}^{lx} = 0.75 M_{ser}^x = 4.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ly} = 0.75 M_{ser}^y = 1.89 \text{ KN.m}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$Y = 2.58 \text{ cm} \quad I = 3713.7 \text{ cm}^4$$

• Calcul de σ_{bc} :

$$M_s = 4.04 \text{ KN.M}$$

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

$\sigma_{bc} = (4.04 \times 10^{-3} \times 0.0258) / (3713.7 \times 10^{-8}) = 2.8 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ pas de risque de fissuration du béton.

• La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{MPa}$.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 4.04 \times 10^{-3}}{3713.7 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0258) = 153.72 \text{MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ Condition est vérifiée.

• La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{2.8} = 0.05 \geq \text{Max} (3/80, 1/20) = 0.05 \text{.....condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36}{100 \times 12} = 0.00196 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \text{.....condition vérifié.}$$

Donc la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage :

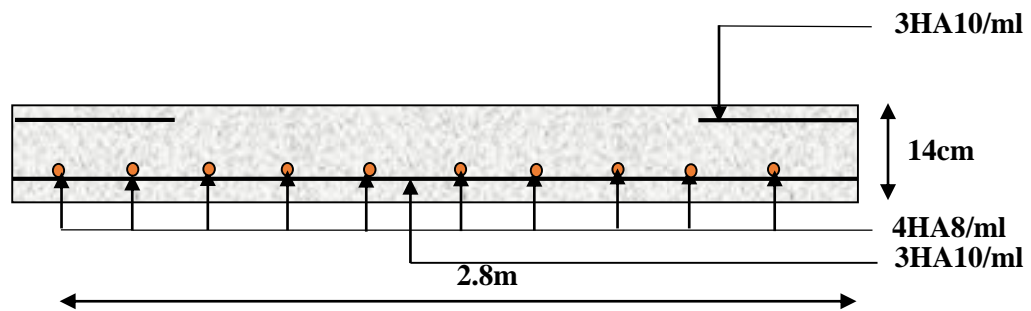


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 4.

III.4. les Escaliers :

III.4.1. Définition :

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

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier escalier à deux et trois volées.

III.4.2. Escaliers de RDC :

- Escalier droit à 3 volées

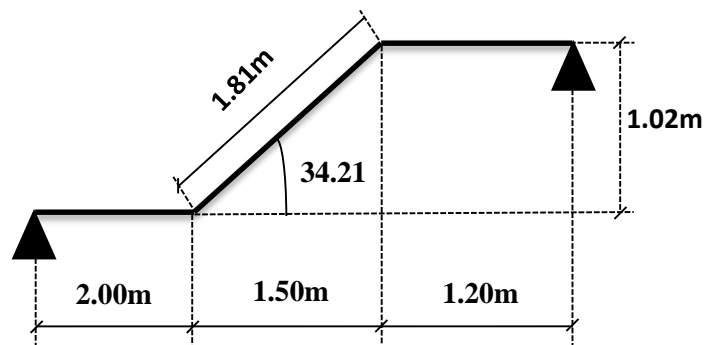
❖ Première volée:

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.88 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.91 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.88) + (1.5 \times 2.5) = 15.74 \text{ KN/ml.}$$

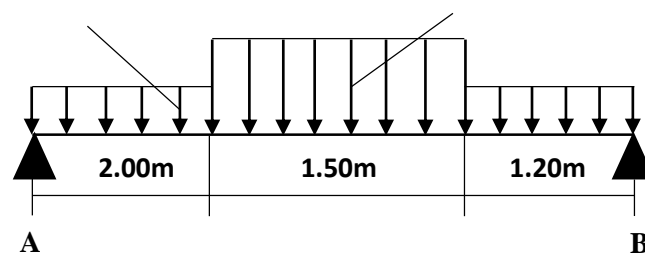
- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.91) + (1.5 \times 2.5) = 11.73 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

$$q_p = 11.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = 15.74 \text{ KN/ml}$$



• Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 30.06 \text{ KN.}$$

$$R_B = 31.08 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

• 1^{er} tronçon : $0 < x < 2.00 \text{ m}$

$$M = 30.06 x - 5.87 x^2$$

$$T = 11.73 x - 30.06$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T = -30.06 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.00 \rightarrow \begin{cases} M = 36.66 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = -6.6 \text{ KN} \end{cases}$$

• 2^{ème} tronçon : $2.00 \text{ m} < x < 3.5 \text{ m}$

$$M = -11.73 * 2(x-1) - 7.87(x-2.00)^2 + 30.06 * x$$

$$T = 11.73 * 2 + 15.74(x-2.00) - 30.06$$

$$\text{Pour } x = 2.00 \rightarrow \begin{cases} M = 36.66 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = -6.6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 3.5 \rightarrow \begin{cases} M = 28.85 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = 17.01 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

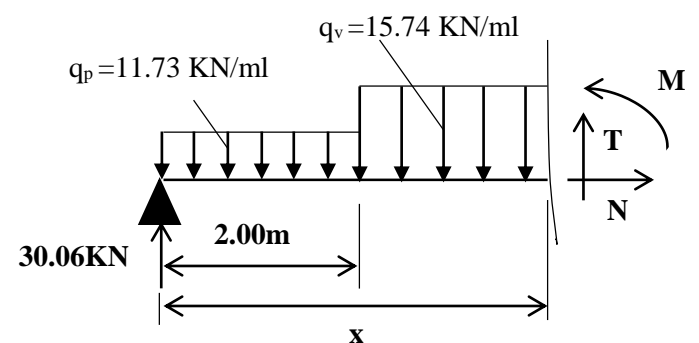
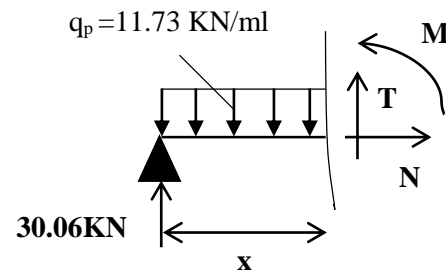
Calcul de x :

$$T=0 \rightarrow X = 2.42 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 38.04 \text{ KN} \cdot \text{m.}$$

• Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 38.04 = -19.02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 38.04 = 28.53 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Tableau de ferraillage de de l’escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
28.53	0.078	0.102	0.153	5.32	1.93	5HA12=5.65	20
En appui							
19.02	0.052	0.062	0.156	3.5	1.93	5HA10=3.93	20

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

$$T = 31.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.194 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.194 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : $A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33 \text{ cm}$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

$$q_v = G_v + Q_v = 8.88 + 2.5 = 11.38 KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.91 + 2.5 = 8.41 KN/ml.$$

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 16) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1356 = 0$$

$$y = 4.43 cm$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4.43^3 + 15 \times 5.65 (16 - 4.43)^2$$

$$I = 14243 \text{ cm}^4$$

Les résultats de calcul à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
21.61	22.37	2.42	27.41	23.3	4.43	14243	7.25	15	vérifiée
En appui									
21.61	22.37	2.42	27.41	13.70	3.79	10603	4.80	15	vérifiée

• Etat de déformation :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.18}{4.7} = 0.038 < 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

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

Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans la 1^{ère} volée de l'escalier RDC :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
4.7	5.65	12.35	17.44	23.30	14243	274152.8
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.43	169919	113232	89474	181088	0.22	0.94

• Schéma de ferrailage de l'escalier :

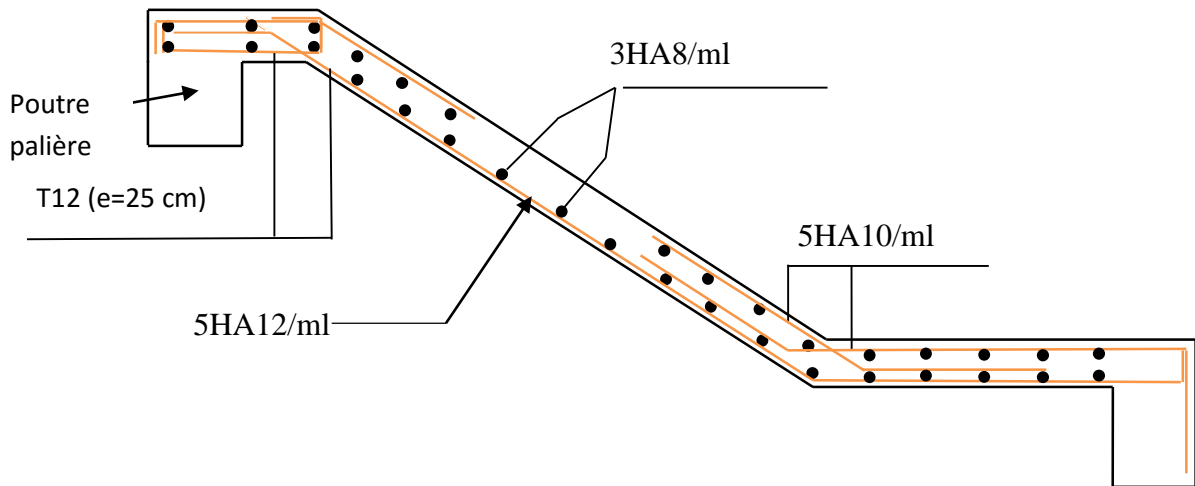


Fig. III.19. Schéma de ferrailage de la volée 1 de l'escalier.

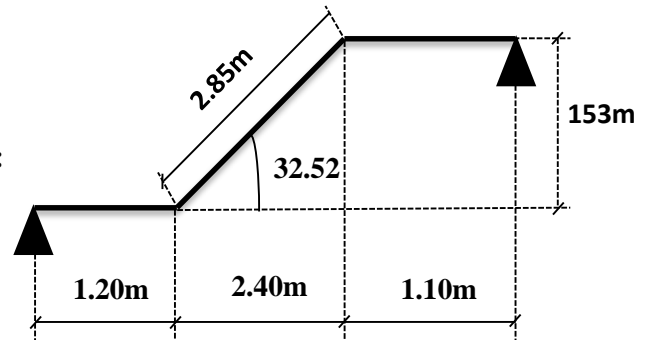
❖ Deuxième et troisième volée:

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.78 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.91 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

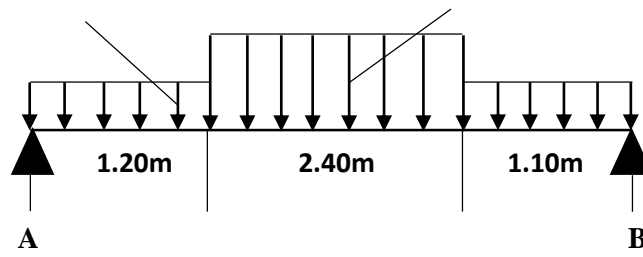
$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.78) + (1.5 \times 2.5) = 15.60 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.91) + (1.5 \times 2.5) = 11.73 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

$$q_p = 11.73 \text{ KN/ml} \qquad q_v = 15.60 \text{ KN/ml}$$

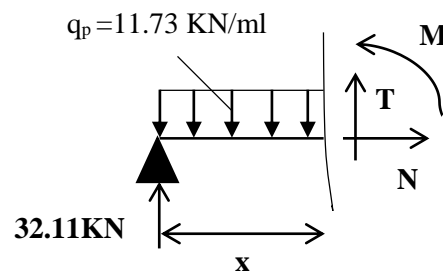


Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 32.11 \text{ KN.}$$

$$R_B = 32.31 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.20 \text{ m}$

$$M = 32.11 x - 5.87 x^2$$

$$T = 11.73x - 32.11$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-32.11 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.2 \rightarrow \begin{cases} M=30.08 \text{ KN.m} \\ T=-18.03 \text{ KN} \end{cases}$$

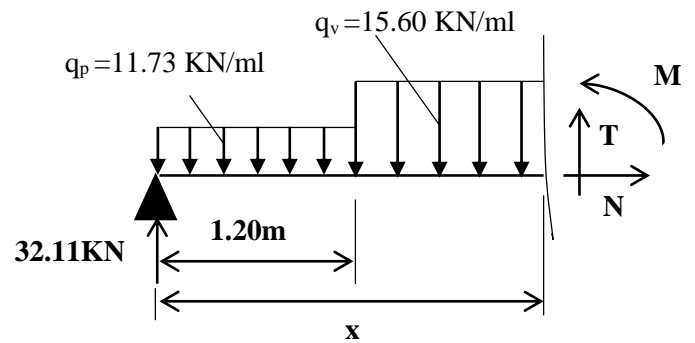
• 2^{ème} tronçon : 1.2 m < x < 3.6 m

$$M = -11.73 \cdot 1.2(x-0.6) - 7.8(x-1.2)^2 + 32.11 \cdot x$$

$$T = 11.73 \cdot 1.2 + 15.60(x-1.2) - 32.11$$

$$\text{Pour } x = 1.2 \rightarrow \begin{cases} M=30.08 \text{ KN.m} \\ T=-18.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=3.6 \rightarrow \begin{cases} M=28.44 \text{ KN.m} \\ T=19.41 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$T=0 \rightarrow X = 2.36 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 40.51 \text{ KN.m.}$$

• Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 40.51 = -20.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 40.51 = 30.38 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20.Ferraillage de de l’escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
30.38	0.084	0.109	0.153	5.71	1.93	6HA12=6.79	16.67
En appui							
20.26	0.056	0.072	0.155	3.75	1.93	5HA10=3.93	20

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

$T = 32.11KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.20MPa$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 4MPa) = 3.25MPa$$

$\tau_u = 0.20MPa \leq 3.25MPa$ Condition vérifiée.

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2 / ml.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33 cm) = 33cm > 16.17cm$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45 cm) = 45cm > 20cm$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

$$q_v = G_v + Q_v = 8.78 + 2.5 = 11.28 KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.91 + 2.5 = 8.41 KN/ml.$$

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 6.79) y - (15 \times 6.79 \times 16) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1629.6 = 0$$

$$y = 4.78 cm$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4.78^3 + 15 \times 6.79 (16 - 4.78)^2$$

$$I = 16462.25 cm^4$$

Les résultats de calcul à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

RA (KN)	RB (KN)	X (m)	M0 (KN.m)	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
23.13	23.28	2.36	29.25	24.86	4.78	16462	7.22	15	vérifiée
En appui									
23.13	23.28	2.36	29.25	14.63	3.79	10603	4.19	15	vérifiée

• Etat de déformation :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.18}{4.7} = 0.038 < 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

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

Tableau III.22. Evaluation de la flèche dans la 2ème et 3ème volée de l'escalier RDC :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.7	6.79	13.04	18.99	24.86	16462.2	274990.7
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.78	169895	117334	97167	185439	0.22	0.94

• Schéma de ferrailage de l'escalier :

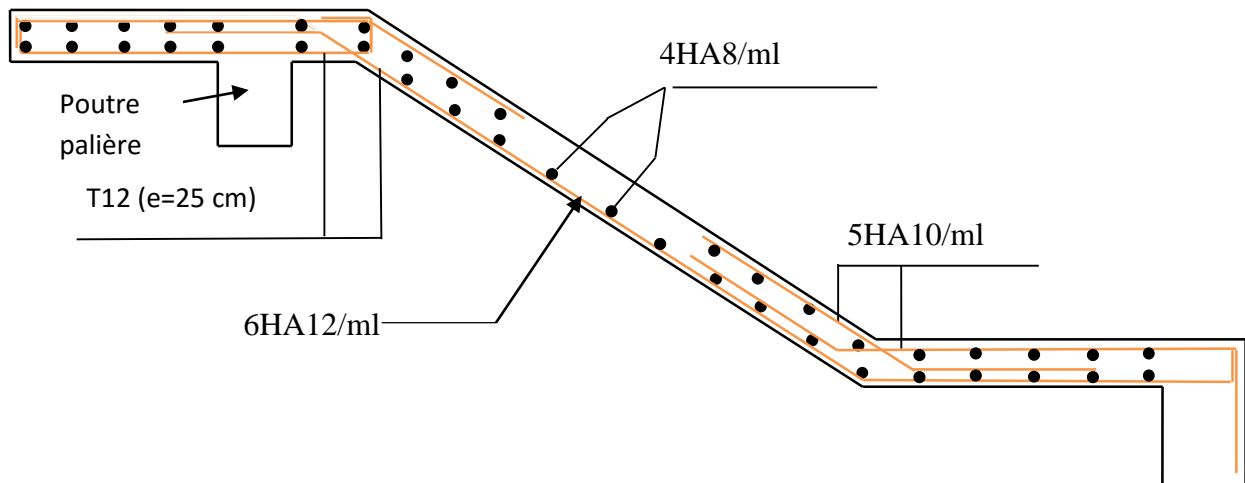


Fig. III.20. Schéma de ferrailage de la volée 1 et 2 de l'escalier.

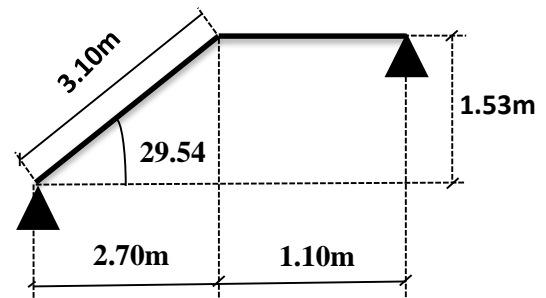
III.4.3. Escaliers de 1^{er}, 2^{ém} étage et sous-sol :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.6 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.91 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

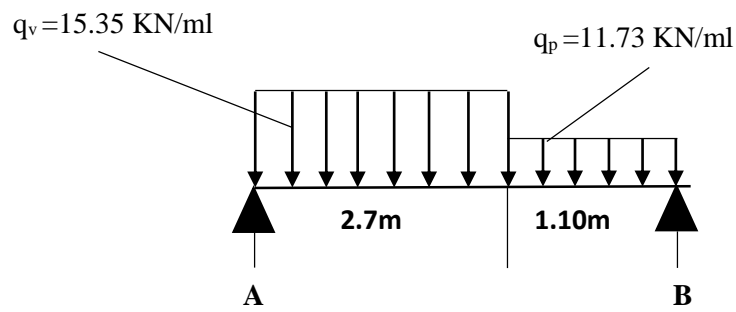
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.6) + (1.5 \times 2.5) = 15.35 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.91) + (1.5 \times 2.5) = 11.73 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

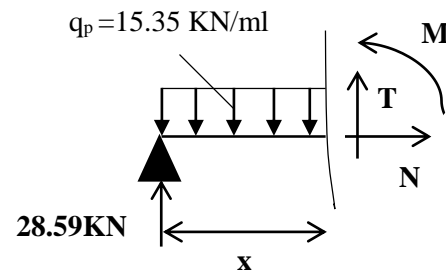


Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 28.59 \text{ KN.}$$

$$R_B = 25.76 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

- **1^{er} tronçon : $0 < x < 2.70$ m**

$$M = 28.59 x - 7.675 x^2$$

$$T = 15.35 x - 28.59$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-28.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.7 \rightarrow \begin{cases} M=21.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=12.86 \text{ KN} \end{cases}$$

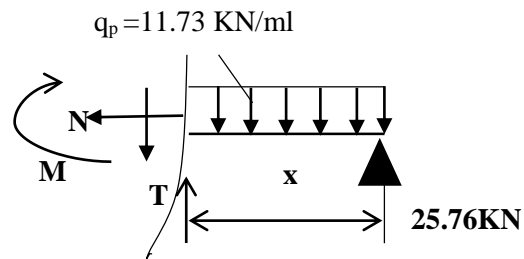
- **2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} < x < 1.10$ m**

$$M = -5.865 x^2 + 25.76 x$$

$$T = -11.73 x + 25.76$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=25.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.10 \rightarrow \begin{cases} M=21.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=12.86 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$T=0 \rightarrow X = 2.20 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 28.29 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 28.29 = -14.15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 28.29 = 21.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23.ferraillage de de l’escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
21.22	0.104	0.138	0.113	5.38	1.45	5HA12=5.65	20
En appui							
14.15	0.069	0.09	0.116	3.52	1.45	5HA10=3.93	20

• Vérification de l’effort tranchant :

$T = 28.59KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.178MPa$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 4MPa) = 3.25MPa$$

$\tau_u = 0.178MPa \leq 3.25MPa$ Condition vérifiée.

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2 / ml.$$

Soit : $A_r = 3HA8 = 1.51cm^2/ml$ et $St = 33cm$.

• Vérification des espacements :

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 cm) = 33cm > 20cm$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 cm) = 45cm > 20cm$Condition vérifiée.

Calcul à l’ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A’ est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

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

$$q_v = G_v + Q_v = 8.6 + 2.5 = 11.1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.91 + 2.5 = 8.41 \text{ KN/ml.}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 16) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1356 = 0$$

$$y = 4.42 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4.42^3 + 15 \times 5.65 (16 - 4.42)^2$$

$$I = 14243.03 \text{ cm}^4$$

Les résultats de calcul à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
20.66	18.56	2.2	20.45	17.38	4.42	14243	5.40	15	vérifiée
En appui									
20.66	18.56	2.2	20.45	10.23	3.79	10603	2.93	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.18}{3.8} = 0.047 < 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

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

Tableau III.25. Evaluation de la flèche dans la 1^{ère} et 2^{ème} volée de l'escalier 1^{er}, 2^{ème} étage :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.8	5.65	8.47	12.51	16.35	14243	274152.8
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.42	301568	166699	120673	227835	0.088	0.76

- Schéma de ferrailage de l'escalier :

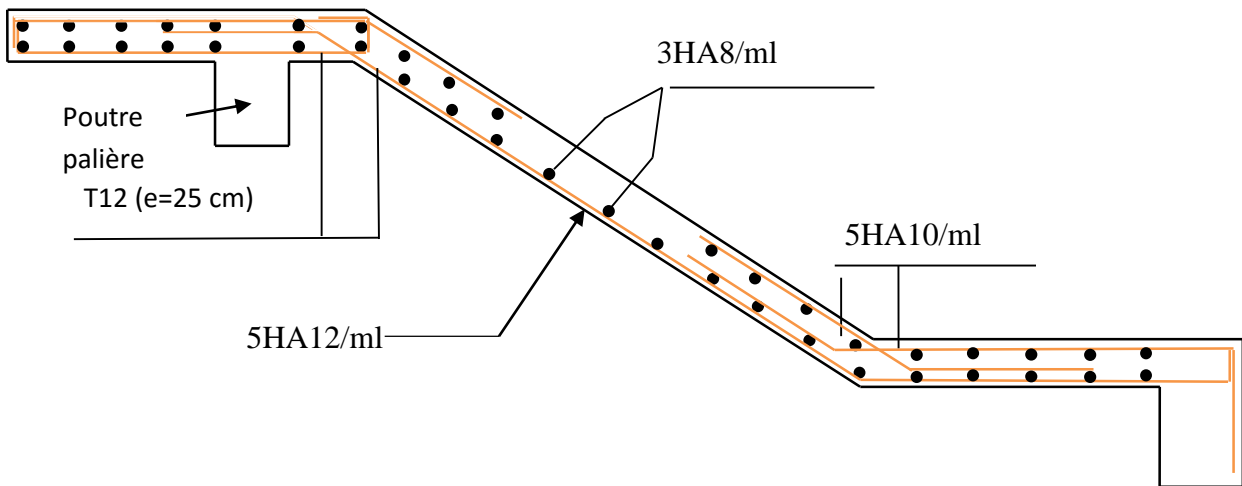


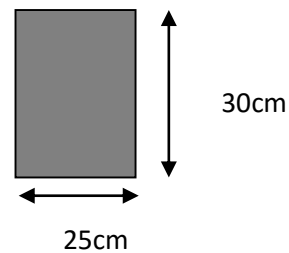
Fig. III.21. Schéma de ferrailage de la volée 1 et 2 de l'escalier.

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 18.67cm < h < 28cm$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\}$$



⇒ On adopte une section de (25x30) cm²

b) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$

➤ Réactions:

À L'ELU: $R_A = 32.11 \text{ KN/m.j}$

À L'ELS: $R_A = 23.13 \text{ KN/m.}$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$q_u \text{ (ELU)} = 32.11 + 1.35 \times 1.875 = 34.64 \text{ KN/ml}$

$q_s \text{ (ELS)} = 23.13 + 1.875 = 25.01 \text{ KN/ml}$

➤ Moments isostatiques:

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34.64 \times 2.8^2}{8} = 33.95 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25.01 \times 2.8^2}{8} = 24.51 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations :

En travée : $M_{tu} = 0.85 M_u = 28.86 \text{ KN.m}$

$$M_{ts} = 0.85 M_s = 20.83 \text{ KN.m}$$

En appuis : $M_{au} = -0.5 M_u = -16.98 \text{ KN.m}$

$$M_{as} = -0.5 M_s = -12.26 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{34.64 \times 2.80}{2} = 48.5 \text{ KN.}$$

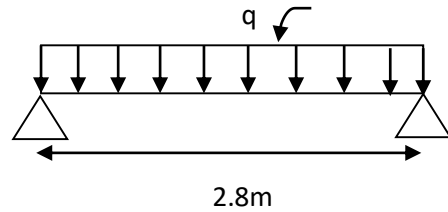


Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palier

Ferraillage à la flexion simple :

Tableau III.26 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	28.86	0.104	0.137	0.265	3.14	0.85
Appui	16.98	0.061	0.079	0.271	1.80	0.85

Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_U = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.17 MPa$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{48.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28} = 0.173 MPa$$

$$\tau_U = 0.173 MPa < \overline{\tau}_U$$

-Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Donc } M_{tor} = M_{atu} \cdot 20.26 \cdot 2.8 / 2 = 28.36 \text{ KN.m}$$

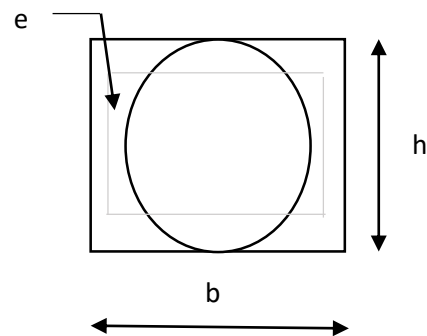
Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = D/6 = 4.17 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.054 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 0.72 \text{ m}$$



Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{28.36 \times 10^{-3} \times 0.72 \times 1.15}{2 \times 0.054 \times 400} \Rightarrow A_{tor} = 5.44 \text{ cm}^2$$

- En travée : Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.14 + 2.72 = 5.86 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.8 + 2.72 = 4.52 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.36 \times 10^{-3}}{2 \times 0.054 \times 0.0417} = 6.3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{C28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 6.3 \geq \bar{\tau}_u = 3.33$$

⇒ On doit augmenter la section de poutre palière.

2. Redimensionnement de la poutre palière (b=35cm, h=35cm) :

-Calcul des sollicitations :

$$Gp = 0.35 \times 0.35 \times 25 = 3.06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À L'ELU: } R_A = 32.11 \text{ KN/m.}$$

$$\text{À L'ELS: } R_A = 23.13 \text{ KN/m.}$$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$q_u \text{ (ELU)} = 32.11 + 1.35 \times 3.06 = 36.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ (ELS)} = 23.13 + 3.06 = 26.19 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36.24 \times 2.8^2}{8} = 35.52 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{26.19 \times 2.8^2}{8} = 25.67 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations :

$$\text{En travée : } M_{tu} = 0.85 M_u = 30.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.85 M_s = 21.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{au} = -0.5 M_u = -17.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0.5 M_s = -12.84 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{36.24 \times 2.8}{2} = 50.74 \text{ KN.}$$

Ferraillage à la flexion simple :

Tableau III.27 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	30.19	0.056	0.072	0.321	2.71	1.39
Appui	17.76	0.033	0.042	0.324	1.57	1.39

Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_U = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{50.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.33} = 0.154 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.154 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U$$

-Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Calcul de la poutre palière à la torsion :

Tableau III.28 : Ferraillage de la poutre palière à la torsion

M_{tor} (KN.m)	e(cm)	Ω (m ²)	U (m ²)	A_t (cm ²)
28.36	5.8	0.09	0.6	2.72

Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{28.36 \times 10^{-3} \times 0.6 \times 1.15}{2 \times 0.09 \times 400} \Rightarrow A_{tor} = 2.72 \text{ cm}^2$$

- En travée : Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.71 + 1.36 = 4.07 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.8 + 1.36 = 3.16 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 3HA12=3.93 \text{ cm}^2$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.36 \times 10^{-3}}{2 \times 0.09 \times 0.058} = 2.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.72 < \bar{\tau}_u = 3.33$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

f- Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{fs} + A_t^{tor}$$

- Flexion simple:

$S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{28.36 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.09 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.21 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier HA8: $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$.

Tableau III.29 : Vérification de compression dans la poutre palière.

	$M_{ser,max}$	A_s (cm^2)	Y (m)	I (cm^3)	σ_{bc}	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	21.82	4.52	10.7	59048	3.96	15	Vérifiée
En appui	12.84	3.93	9.1	43064	2.70	15	Vérifiée

Évaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{280} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.125 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{21.82}{10 \times 25.67} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{35 \times 33} = 0.0039 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

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

h- Schéma de ferrailage :

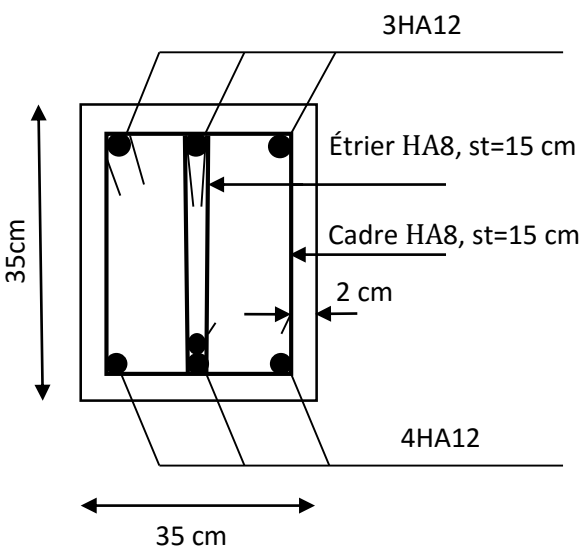


Figure III.23 : Schéma de ferrailage en travée de la poutre palière.

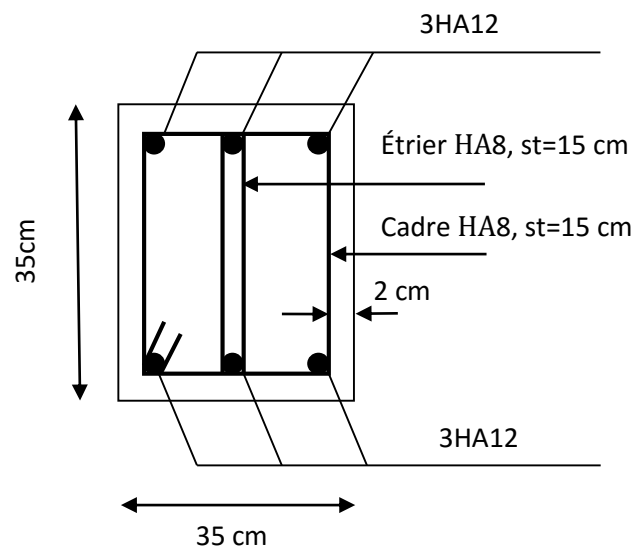


Figure III.24 : Schéma de ferrailage en appui de la poutre palière.

III.5. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

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

III.5.1. Hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2. Évaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

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

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

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées :

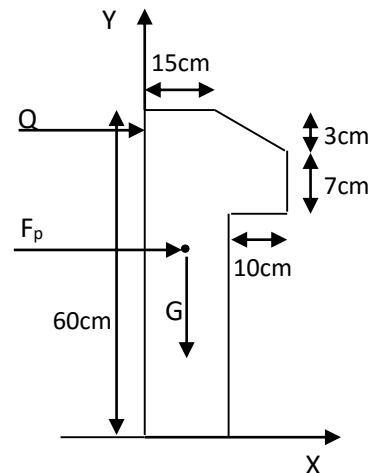


Figure. III.25 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.5.2.1. Charge verticale :

Tableau III.30 : Charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0,0985	2,4625	0,16	2,6225	1,00

III.5.2.2. Charge horizontale (Charge sismique) :

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

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

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le groupe d'usage 2 et zone IIa (Bouira).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588KN$$

III.5.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575KN.m \end{cases}$$

Tableau III.31 : Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de

compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

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

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

Nu = 3.54 KN.

Mu = Nu \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 KN.m

III.5.4. Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

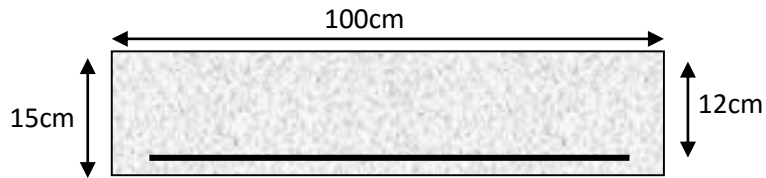


Fig. III.26. Section à ferrailer.

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

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

• La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

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

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{3} \Rightarrow A_r = 0.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification de l'adhérence :**

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

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

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

Vérification à l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HA

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e ; 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

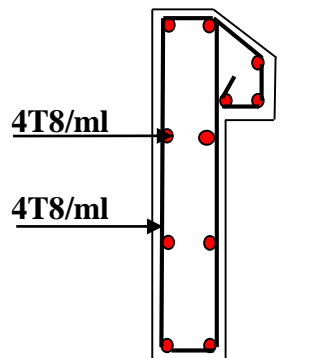


Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. L'ascenseur :

III.6.1. Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : la longueur de l'ascenseur = 1,72 m.
- l : la largeur de l'ascenseur = 1.45 m.
- H : la hauteur de l'ascenseur = 2,20 m.
- P_M : la charge due à l'ascenseur = 15 KN.

- D_M : la charge due à la salle des machines = 51 KN.
- F_c : la charge due la cuvette = 145 KN.
- La charge nominale est de 630Kg.
- La vitesse $V=1.6$ m/s.

Donc $P=15+51+6.3=72,3\text{KN}$.

III.6.2. Etude de la dalle pleine du l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 190\text{cm}$, $L_y = 210\text{cm} \Rightarrow$

$$S = 1.90 * 2.10 = 3.99 \text{ m}^2.$$

Soit alors son épaisseur est $e=20\text{cm}$.

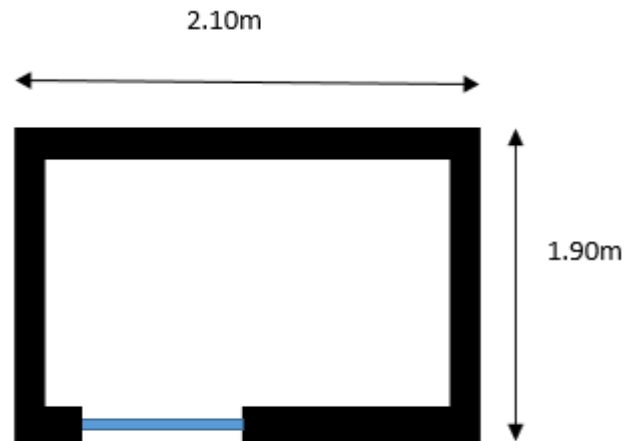


Fig.III.28.Cage de l'ascenseur

III.6.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 20 * 0.03 = 0.6 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de mortier de pose.}$$

$$G_3 = 0.1 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de l'isolant thermique.}$$

$$G_4 = 22 * 0.03 = 0.66 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de la forme de pente.}$$

$$G_5 = 22 * 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de revêtement.}$$

$$G' = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 6.8 \text{ KN}$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.99} = 36.34 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G + G' = 6.8 + 36.34 = 43.14 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.6.4.Cas de charge repartie :

- A l'ELU :

✓ Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 36.34 + 1.5 * 1 = 59.74 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0456 * 59.74 * 1.9^2 = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.7834 * 9.83 = 7.7 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul des moments réelles :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 9.83 = 8.35 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 7.7 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 * M_x^0 = -0.4 * 9.83 = -3.93 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	8.35	0.018	0.023	17.8	1.34	3T10=2.36	St ≤ min (3e,33cm) St=33
Travée y-y	6.54	0.014	0.018	17.4	1.05	4T8=2.01	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Appuis	3.93	0.0085	0.0107	17.9	0.63	3T8=1.51	33 cm

▪ **Vérification a l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAFcE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0.90$

$$\begin{cases} \rho = 0,90 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * e = 0.0008 * \left(\frac{3 - 0.90}{2} \right) * 100 * 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 4T10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = \frac{4T8}{\text{ml}} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **En appuis :** $A_a = 3T8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_a^{min} = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho = 0.84 > 0.4$ flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 37.83 \text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{e}{2}} = 39.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{39.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.22 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ Mpa.}$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 43.14 + 1 = 44.14 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,90 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0528 * 44.14 * 1.9^2 = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.8502 * 8.41 = 7.15 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réels :
- ✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 7.15 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 6.08 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -3.36 \text{ KN.m}$

❖ Vérification de la contrainte:

Tableau III.33 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)


Calculs	Vérifications
$y = 0.0323 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 8.8459 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.61 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 171.08 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 179.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$

Tableau III.34 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)


Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 07.6837 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.38 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 177.96 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 177.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$

Tableau III.35 : Vérification des contraintes en appuis

Calculs	Vérifications
$y = 0.0264 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 5.9571 * 10^{-5} \text{ m}^4$	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 5px; background-color: #fff9c4;">Vérifiée</div> <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 5px; background-color: #fff9c4;">Vérifiée</div> </div>
$\sigma_b = 1.49 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 130.18 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 130.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$

❖ Schémas de ferrailage :

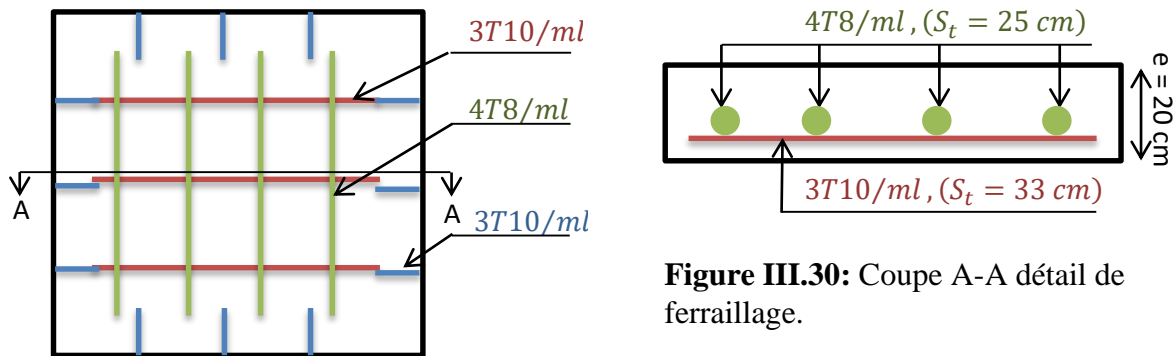


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

Figure III.30: Coupe A-A détail de ferrailage.

III.6.5.Cas d'une charge concentrée :

La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

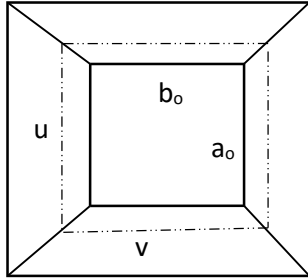


Figure III.31 : Schémas représentant la surface d'impact.

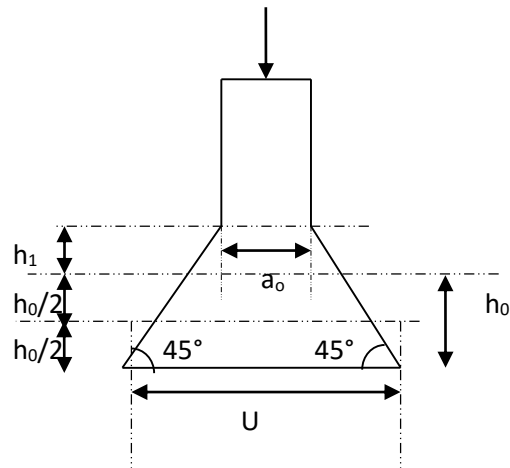


Figure III.32: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases}$

Avec $h_1 = 4cm$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20cm$: Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$u = 150 + 20 + 2 * 1 * 4 = 178cm$

$v = 160 + 20 + 2 * 1 * 4 = 188cm$

▪ Calcul des sollicitations :

$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$, Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

• M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{178}{190} = 0.94$ et $\rho = 0,90$

• M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{188}{210} = 0.89$ et $\rho = 0,90$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.04$ KN.m et $M_2=0.044$ KN.m

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a: $g = 15 + 51 + 6.3 = 72,3 \text{KN}$.

$$q_u = 1.35 g = 1.35 * 72.3 = 97.61 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 97.61 * 0.04 = 3.90 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 97.61 * 0.044 = 4.29 \text{KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 6.8 + 1.5 * 1 = 10.68 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0456 * 10.68 * 1.9^2 = 1.76 \text{KN.m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 0.7834 * 1.76 = 1.39 \text{KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.9 + 1.76 = 5.66 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.29 + 1.37 = 5.66 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 4.81 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 4.81 \text{KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -2.26 \text{KN.m}$

III.6.6. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A Calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	4.81	0.0105	0.013	17.9	0.772	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	4.81	0.0105	0.013	17.9	0.772	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Appuis	2.26	0.0049	0.0062	17.95	0.36	3T8=1.51	St=33 cm

❖ **Vérification a l'ELU :**

1) **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.68 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.59 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

En appuis : $A_a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 1.68 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml$$

2) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 * (u + v) = 732 \text{ cm}$$

$$Q_u = q_u = 97.61 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 7.32 * 0.24 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$$q_u = 97.61 \text{ KN} < 1317.6 \text{ KN} . \text{ Donc, pas de risque de poinçonnement}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

On à $u=178\text{cm}$ et $v=188 \text{ cm}$ au milieu de $u \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3*v} = \frac{97.61}{3*1.88} = 17.31 \text{ KN}.$

Au milieu de $v \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2*v+u} = \frac{97.61}{2*1.88+1.78} = 17.62 \text{ KN}.$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.098 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\{ M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + vM_2) = 72.3 * (0.04 + 0.2 * 0.044) = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + vM_1) = 72.3 * (0.044 + 0.2 * 0.04) = 3.76 \text{ KN.m}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{ser} = G + Q = 6.8 + 1 = 7.8 \text{ KN}$$

$$ELS: \rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0528 * 7.8 * 1.9^2 = 1.49 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.8502 * 1.49 = 1.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.53 + 1.49 = 5.02 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.76 + 1.27 = 5.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

En travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 5.02 = 4.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 5.03 = 4.28 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis: $M_a = -0.4 * M_x = -0.4 * 5.02 = -2.51 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau III.37 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)

Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; background-color: #f9c78d;">Vérifiée</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; background-color: #f9c78d;">Vérifiée</div> </div> $\sigma_s = 124.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 7.6837 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.67 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 124.89 \text{ MPa}$	

Tableau III.38 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; background-color: #f9c78d;">Vérifiée</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; background-color: #f9c78d;">Vérifiée</div> </div> $\sigma_s = 125.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 7.6837 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.67 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 125.14 \text{ MPa}$	

Tableau III.39 : Vérification des contraintes en appuis

Calculs	Vérifications
$y = 0.026 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 5.9571 * 10^{-5} \text{ m}^4$	Vérifiée
$\sigma_b = 1.11 \text{ MPa}$	Vérifiée
$\sigma_s = 97.09 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 97.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.24}{1.9} = 0.13 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.24}{2.1} = 0.11 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{array} \right. \text{ Vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.24}{1.9} = 0.13 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.043 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.24}{2.1} = 0.11 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.043 \end{array} \right. \text{ Vérifiée}$$

Dalle au dessus $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{2.01}{100 * 18} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{2.01}{100 * 17} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \text{ Vérifiée}$

Dalle au dessous $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{2.51}{100 * 18} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{2.51}{100 * 17} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \text{ Vérifiée}$

❖ **Schéma de ferrailage :**

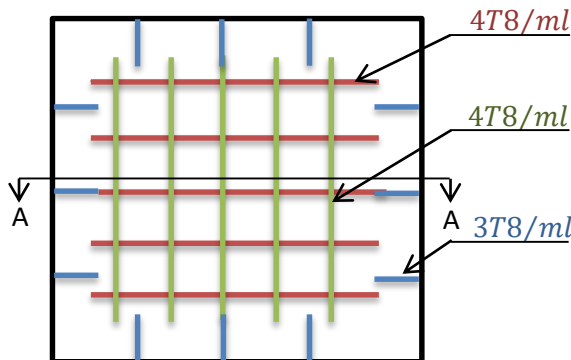


Figure III.33: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

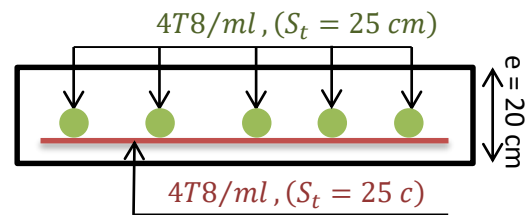


Figure III.34: Coupe A-A détail de ferrailage.

IV.1. Introduction :

Le séisme est l'épreuve de la vérité pour l'ensemble du bâti, La qualité d'un bâtiment est jugée par son comportement à l'action sismique. L'étude dynamique sous le chargement sismique, est complémentaire à l'étude statique, elle est nécessaire pour mieux savoir le comportement, afin d'aboutir à structure plus rigide et résistante, ceci nous conduise à limiter les dégâts (matériels et humains).

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze m (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles + portiques), par conséquent elle présente un aspect favorable du point de vue économique.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. 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.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale :**

RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau4.1)

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**
- Zone sismique : zone **IIa** ⇒ **A = 0.15**

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5**

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : RPA99 (Formule 4.4)

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{avec :}$$

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

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités *Pq* :

“ Critère q ”	Observé	P _q /xx	Observé	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x = 1.15. \quad Q_y = 1.20$$

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

$$W = \sum_n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation, $\beta = 0.6$ pour usage commerciale

$$\Rightarrow W = 42841.186 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

La structure a étudié est située dans un site ferme S_2

Caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 31.79m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.05 \times (31.79)^{3/4} = 0.67s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

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

$$L_x = 25m, \quad L_y = 18m$$

$$\begin{cases} T_x = 0.57s \\ T_y = 0.67s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.57s < 0.67s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.67s = 0.67s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times (0.4 / 0.57)^{2/3} = 1.61 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times (0.4 / 0.67)^{2/3} = 1.45 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.57 = 0.741s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.67 = 0.871s \end{cases}$$

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

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

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.15}{5} \times 42841.186 = 2379.61KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.2}{5} \times 42841.186 = 2236.31KN$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou

non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

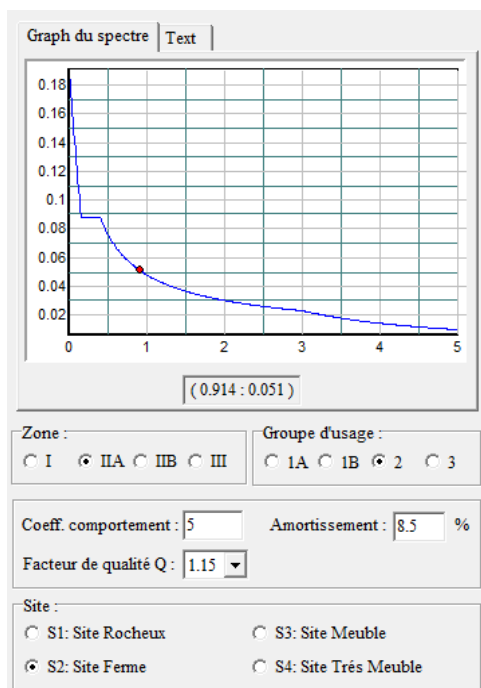
Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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

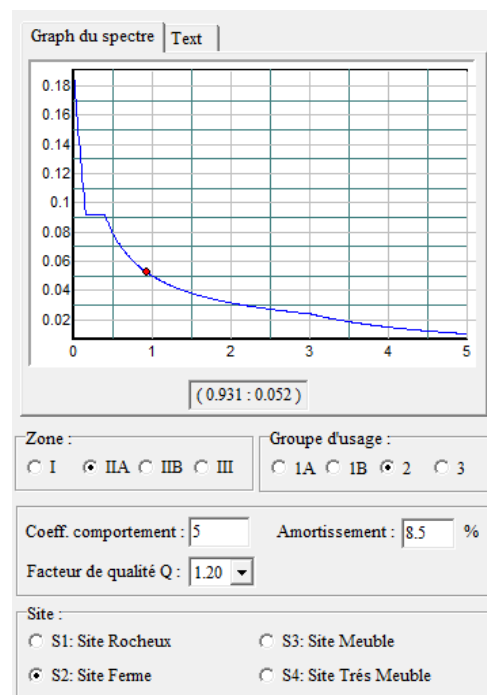
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.13)}$$

Pour notre étude le spectre de reponse est donné par le logiciel (spectre).

La figure suivante donne le spectre obtenu :



FigIV.1 : Spectre de calcul selon x-x



FigIV.2 : Spectre de calcul selon y-y

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le logiciel d'analyse SAP 2000.

IV.3. Modélisation et résultats :

IV.3.1. disposition des voiles de contreventement :

Après avoir effectué plusieurs dispositions, on a retenu celle qui est montrée sur la figure suivante:

Cette disposition nous donne deux translations pures suivant x et y et une rotation autour de l'axe z.

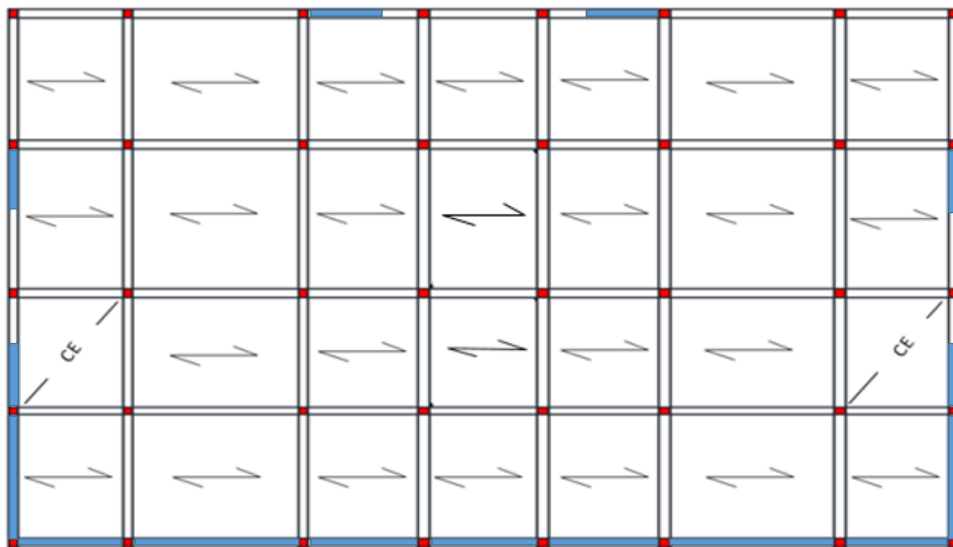


Fig.IV.3 : Disposition des voiles pour RDC, 1^{er} et 2eme étage

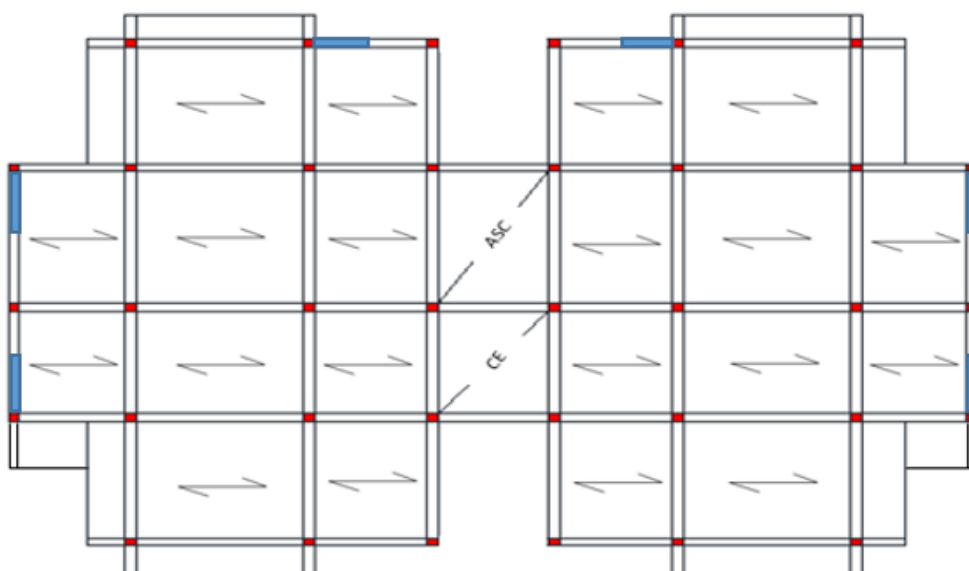


Fig.IV.4 : Disposition des voiles pour les étages courant

IV.3.2. Comportement de la structure :

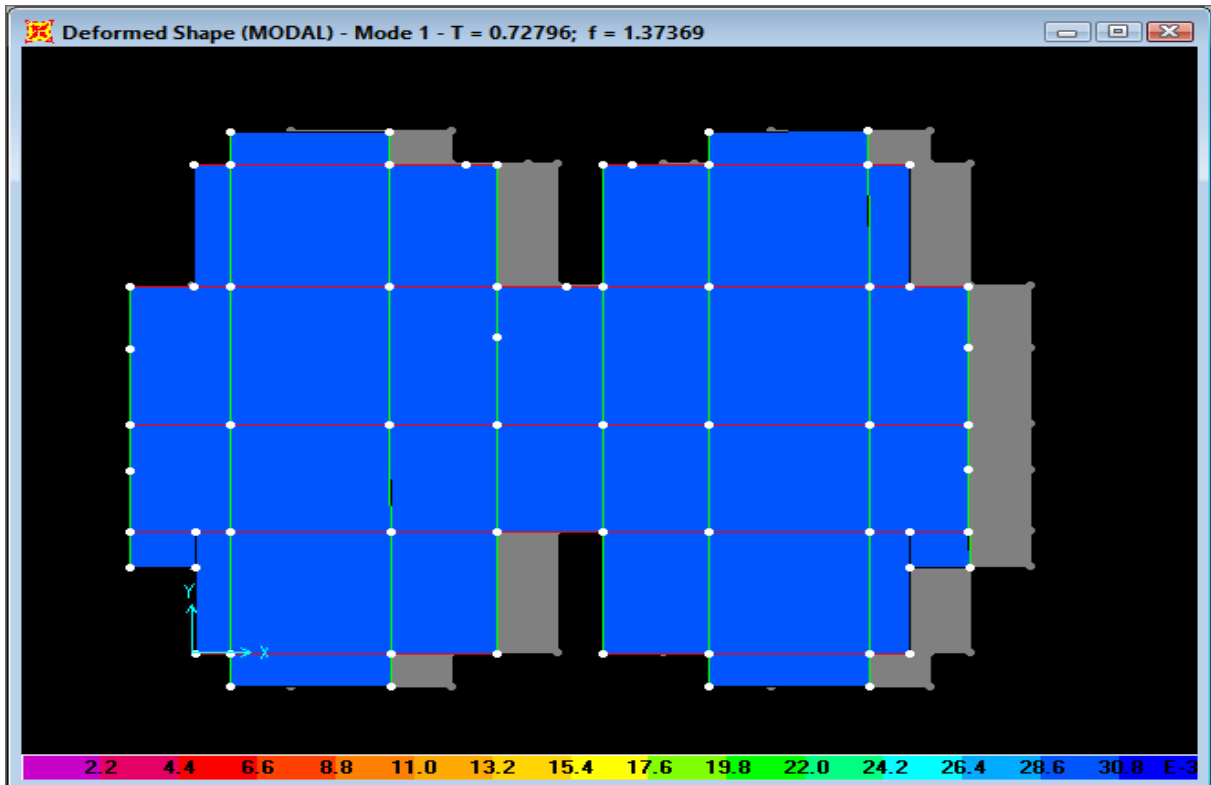


Fig.IV.5 : Mode 1, translation suivant l'axe X-X

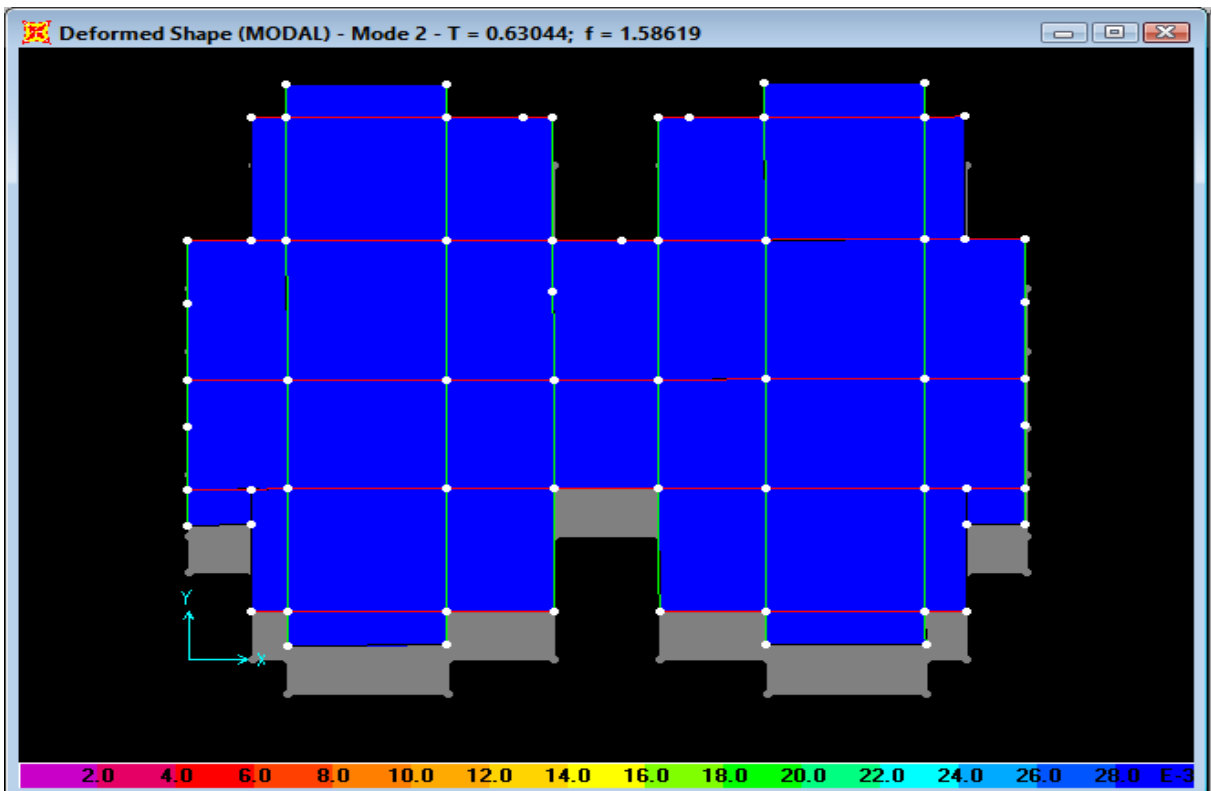


Fig.IV.6: Mode 2, translation suivant l'axe Y-Y

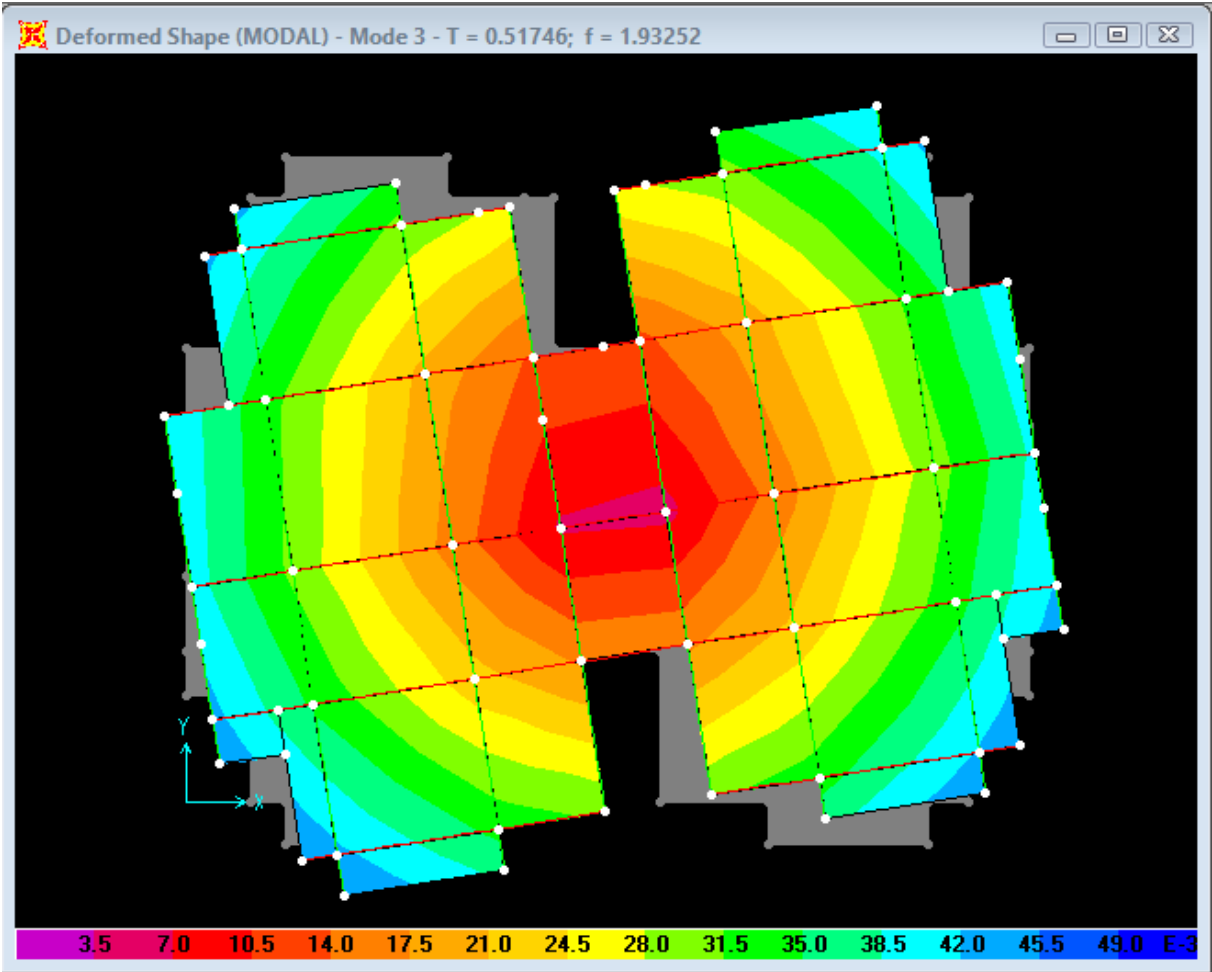


Fig.IV.7: Mode 3, rotation autour de l'axe Z-Z

IV.3.3 : Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Mode de vibration et taux de participation massique

Vérification de la période et la participation de la masse modale							
Mode	Période Sec	Mode individuel(%)			Somme cumulée(%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.727977	0.54041	0.00031	3.691E-08	0.54041	0.00031	3.69E-08
2	0.630298	0.0003	0.58351	0.00001368	0.54071	0.58383	1.37E-05
3	0.517237	0.00156	6.14E-05	1.232E-08	0.54227	0.58389	1.37E-05
4	0.22735	0.15332	0.00018	0.000000212	0.69559	0.58407	1.39E-05
5	0.213082	0.00018	0.20145	0.00007682	0.69577	0.78552	9.08E-05
6	0.167576	0.01882	1.66E-05	3.241E-09	0.71459	0.78553	9.08E-05
7	0.116222	2.41E-05	0.11724	0.00026	0.71461	0.90277	0.00035
8	0.112893	0.07764	5.4E-05	1.205E-10	0.79225	0.90282	0.00035
9	0.098622	1.72E-06	0.00018	0.00026	0.79225	0.903	0.00061
10	0.091605	0.03726	5.66E-06	0.000001619	0.82952	0.90301	0.00061
11	0.08761	6.25E-10	1.57E-05	0.40814	0.82952	0.90302	0.40875
12	0.085004	0.0001	3.28E-07	0.00031	0.82962	0.90302	0.40906
13	0.081064	1.23E-08	7.67E-06	0.00404	0.82962	0.90303	0.41311
14	0.079655	0.00022	5.24E-07	4.865E-08	0.82984	0.90303	0.41311
15	0.077837	1.13E-07	0.0008	0.05913	0.82984	0.90382	0.47224
16	0.076729	0.00115	5.45E-09	0.00006927	0.83099	0.90382	0.47231
17	0.073978	7.83E-05	0.00393	0.02022	0.83107	0.90775	0.49253
18	0.073258	0.00041	0.00167	0.00166	0.83148	0.90943	0.49418
19	0.072636	1.55E-05	0.03343	0.01096	0.83149	0.94285	0.50514
20	0.070669	2.63E-05	0.00079	0.03505	0.83152	0.94364	0.5402
21	0.070536	0.00032	8.55E-05	0.00317	0.83184	0.94373	0.54336
22	0.069806	2.44E-05	1.59E-07	0.00157	0.83187	0.94373	0.54493
23	0.068454	0.01815	1.53E-05	0.00127	0.85002	0.94374	0.5462
24	0.068209	0.01147	0.00011	0.00661	0.86149	0.94385	0.55281
25	0.067829	0.01491	3.87E-07	0.00126	0.8764	0.94385	0.55407
26	0.064756	0.00029	7.05E-06	0.02011	0.87669	0.94386	0.57418
27	0.064484	0.00033	2.04E-05	0.01779	0.87702	0.94388	0.59198
28	0.062117	1.07E-06	0.00037	0.00824	0.87702	0.94424	0.60022
29	0.061788	2.81E-05	7.94E-09	0.00049	0.87705	0.94424	0.60071
30	0.06125	2.23E-05	1.49E-05	0.00524	0.87707	0.94426	0.60595
31	0.059156	0.05569	5E-06	0.00004553	0.93276	0.94426	0.60599

On remarque que la participation massique est atteinte au 31 mode dans le sens X-X de vibration sont suffisent pour avoir un pourcentage de participation supérieur a 90% et au 7 mode dans le sens Y-Y.

IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

IV.4.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidités relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction a tous les niveaux.

Selon le RPA (ART 3, 4, 4,a) , l'interaction est vérifier si les deux condition sont satisfaites :

- ✓ Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 25% de l'effort vertical.

a) Sous charges vertical :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales :

Niveaux	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	39098.24	7701.54	83.54	16.45
1 ^{er} étage	32957.96	7798.30	80.86	19.13
2 ^{ème} étage	27789.14	6865.37	80.18	19.81
3 ^{ème} étage	26474.93	3960.04	86.98	13.01
4 ^{ème} étage	22328.06	3605.63	86.09	13.90
5 ^{ème} étage	18380.85	3077.71	85.65	14.34
6 ^{ème} étage	14231.91	2747.54	83.81	16.18
7 ^{ème} étage	10644.38	2109.56	83.45	16.54
8 ^{ème} étage	7043.65	1480.90	82.62	17.37
9 ^{ème} étage	3692.61	728.47	83.52	16.47

On constate que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

b) Sous charges horizontal :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4 : Vérification de l’interaction sous charges horizontal :

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris(%)		Charge reprise(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	1168.62	599.4	66.09	33.90	1217.30	577.17	67.84	32.16
1 ^{er} étage	1106.64	499.1	68.91	31.08	1106.85	441.25	71.46	28.53
2 ^{ème} étage	1002.25	460.3	68.52	31.47	1065.35	328.06	76.46	23.54
3 ^{ème} étage	943.85	471.93	66.67	33.33	989.07	301.5	76.64	23.36
4 ^{ème} étage	823.59	511.4	61.69	38.30	744.6	380.3	66.19	33.8
5 ^{ème} étage	938.44	268.1	77.77	22.22	625.12	473.43	56.9	43.09
6 ^{ème} étage	630.31	410.84	60.54	39.45	446.92	625.68	41.66	58.33
7 ^{ème} étage	666.27	216.95	75.43	24.56	496.94	399.26	55.44	44.55
8 ^{ème} étage	431.09	254.83	62.87	37.15	301.86	398.49	43.10	56.89
9 ^{ème} étage	439.70	160.97	73.20	26.791	327.49	205.10	61.48	38.51

On constate que l’interaction sous charges horizontales est vérifiée.

IV.4.2.verification de la résultante des forces sismiques :

Selon l’article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.5 : Vérification de l’effort tranchant à la base:

Force sismique	V statique	0.8V statique	V dynamique	Observation
	KN	KN	KN	
Sens x-x	2379.61	1903.69	1934.13	Vérifie
Sens y-y	2236.31	1789.05	1970.57	Vérifie

Remarque :

Dans notre cas l’effort tranchant à la base n’est pas vérifié, donc toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale sont majorées de (0,8V_{st}/V_{dyn}).

D’où on voit que V dynamique > 0.8*Statique

IV.4.3. Calcul des déplacements :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements de la structure

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
RDC	0.04	0.2	0	0.2	408	0.049	0.03	0.15	0	0.15	0.087
1 ^{er} étage	0.08	0.4	0.2	0.2	306	0.065	0.07	0.35	0.15	0.2	0.065
2 ^{ème} étage	0.14	0.7	0.4	0.3	306	0.098	0.12	0.6	0.35	0.25	0.082
3 ^{ème} étage	0.28	1.4	0.7	0.7	323	0.217	0.22	1.1	0.6	0.5	0.155
4 ^{ème} étage	0.44	2.2	1.4	0.8	306	0.261	0.34	1.7	1.1	0.6	0.196
5 ^{ème} étage	0.61	3.05	2.2	0.85	306	0.278	0.48	2.4	1.7	0.7	0.229
6 ^{ème} étage	0.79	3.95	3.05	0.9	306	0.294	0.62	3.1	2.4	0.7	0.229
7 ^{ème} étage	0.97	4.85	3.95	0.9	306	0.294	0.75	3.75	3.1	0.65	0.212
8 ^{ème} étage	1.14	5.7	4.85	0.85	306	0.278	0.87	4.35	3.75	0.6	0.196
9 ^{ème} étage	1.29	6.45	5.7	0.75	306	0.245	0.98	4.9	4.35	0.55	0.180

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{Kmax} = 0.90\text{cm} < 1\% \cdot h.$$

IV.4.4 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \Theta_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.7. Vérification de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
RDC	408	42840.1142	0.2	1932.406	0.011	0.15	1969.906	0.008
1 ^{er} étage	306	36756.9527	0.2	1797.839	0.013	0.2	1874.937	0.013
2 ^{ème} étage	306	31556.1482	0.3	1655.855	0.019	0.25	1749.485	0.015
3 ^{ème} étage	323	26645.058	0.7	1565.196	0.037	0.5	1683.240	0.025
4 ^{ème} étage	306	22674.482	0.8	1453.618	0.041	0.6	1519.1295	0.029
5 ^{ème} étage	306	18761.848	0.85	1315.495	0.040	0.7	1379.474	0.031
6 ^{ème} étage	306	14845.965	0.9	1157.64	0.038	0.7	1198.675	0.028
7 ^{ème} étage	306	11182.617	0.9	973.709	0.034	0.65	998.317	0.024
8 ^{ème} étage	306	7516.146	0.85	754.003	0.028	0.6	769.817	0.019
9 ^{ème} étage	306	3971.905	0.75	477.350	0.020	0.55	485.611	0.015

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.4.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	N_d (MN)	Type de poteau	B (m ²)	ν	Observation
Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage	2338.335×10^{-3}	60*60	3600×10^{-4}	0.26	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1741.284×10^{-3}	55*55	3025×10^{-4}	0.23	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1266.665×10^{-3}	50*50	2500×10^{-4}	0.20	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	836.999×10^{-3}	40*40	1600×10^{-4}	0.21	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	425.596×10^{-3}	35*35	1225×10^{-4}	0.14	Vérifiée

On remarque que le rapport ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.5. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

Donc Les dimensions définitives des éléments structuraux sont :

- Poutres principales : $45 \times 30\text{cm}^2$.**
- Poutres secondaires : $40 \times 30\text{cm}^2$.**
- Poteaux du RDC, étage1, sous-sol : $60 \times 60\text{cm}^2$.**
- Poteaux des étages 2 et 3 : $55 \times 55\text{cm}^2$.**
- Poteaux des étages 4 et 5 : $50 \times 50\text{cm}^2$.**
- Poteaux des étages 6 et 7 : $40 \times 40\text{cm}^2$.**
- Poteaux des étages 8 et 9 : $35 \times 35\text{cm}^2$.**
- Les voiles : 20cm^2 .**

V.1. Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailles) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

$$\left. \begin{array}{l} 1) 1.35 G + 1.5 Q \\ 2) G + Q \\ 3) G + Q \pm E \\ 4) 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/2003(Art 5.2)}$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) 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 constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1.

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \quad \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.1)}$$

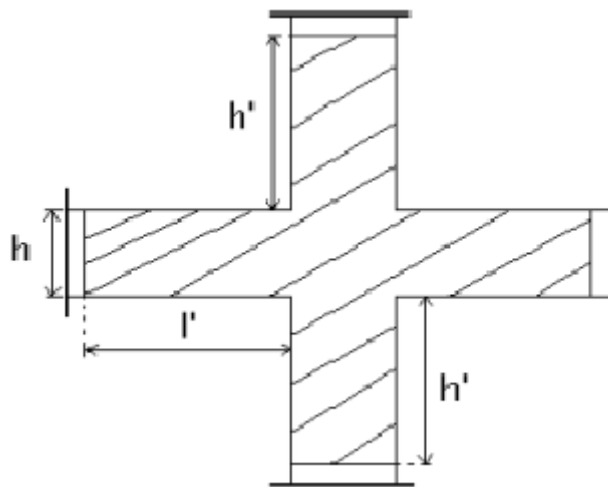


Figure V.1 : Zone nodale poteau-poutre.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{ème} étage	60x60	28.8	144	216
2 et 3 ^{ème} étage	55x55	24.2	121	181.5
4 et 5 ^{ème} étage	50x50	20	100	150
6 et 7 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96
8 et 9 ^{ème} étage	35x35	9.8	49	73.5

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- **Dans la zone courante** $t \leq 15\phi_l$ **RPA99/2003(Art 7.4.2.2)**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$ **RPA99/2003(Art 7.4.2.2)**
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et étage 1	-2338.34	-4.07	38.77	-1956.25	-71	19.95
Étage 2 et 3	-1741.28	-7.46	-45.05	691.93	-12.34	15.97
Étage 4 et 5	-1266.67	-10.83	-90.23	-632.23	-5.21	-5.87
Étage 6 et 7	-837	-7.81	-64.02	-361.2	-0.142	-7.74
Étage 8 et 9	-425.6	-6.86	-48.38	-132.84	-1.75	28.12

V.2.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{max} = 2338.34 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 4.07 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$d = 57\text{cm}; d' = 0.03\text{m.}$$

$$e_G = M/N = 0.0017\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 4.07 + 2338.34 \times (0.57 - 0.60/2) = 635.42 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.909$$

$$(2338.34 \times (0.57 - 0.03) - 635.42) \times 10^{-3} = 0.627$$

⇒ (a) > (b) donc la condition n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{635.42 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.23$$

$$\mu_{bu} < \mu_i \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.23}) = 0.331$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.494 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{635.42 \times 10^{-3}}{0.494 \times 348} = 36.96 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - (N_u / f_{st})$$

$$A_s = -30.23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3 : armatures longitudinales.

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcul} (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	0	28.8	12T16+4T14 = 30.29
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	55x55	0	24.2	12T14+4T16 = 26.51
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	50x50	0	20	8T14+8T12 = 21.36
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	40x40	0	12.8	10T14 = 15.39
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	35x35	0	9.8	8T14 = 12.32

V.2.5. Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (60×60) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$\lambda g = L_f/b = 2.856/0.6 = 4.76 \Rightarrow A_t \text{ min} = 0.28\% t b_1 = 0.0028 \times 15 \times 60 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : armature transversales.

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	60x60	60x60	55X5	55X5	50x50	40x40	35x35
ϕ_l^{max} (cm)	2	2	2	2	2	1.6	1.4
ϕ_l^{min} (cm)	2	2	2	2	2	1.6	1.4
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	226.1	214,2	214,2	214,2
λg	4.76	3.57	3.89	4.11	4.28	5.35	6.12
Vu (KN)	41.12	36.106	39.72	144.9	86.81	58.3	36.47
l_r (cm)	80	80	80	80	80	64	56.
S_i zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S_i zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	0.96	0.85	1.02	3.71	2.44	1.37	0.98
A_t^{min} zone courante (cm ²)	3.24	5.92	4.76	4.31	3.6	1.8	1.575
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
A_t adopté (cm ²)	8T10 =6.28		6T10+2T8 =5.72		4T10+2T8 =4.15	4T8 =2.01	4T8 =2.01

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\text{max}}$).

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

V.2.3. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de $l_0 = 3.06\text{m}$ et un effort normal de 7007.45KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul :

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.173} \Rightarrow \lambda = 16.51 \Rightarrow \alpha = 0.814$$

$$B_r = 0.384m^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.814 \times \left(\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6138.32KN$$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

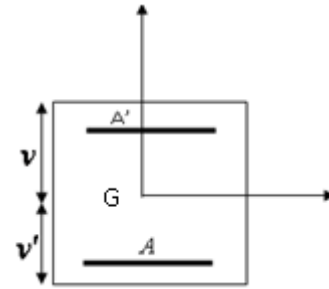
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)	Obs.
RDC	60×60	408	285.6	16.50	0.814	30.29	0.3364	6138.32	2338.34	vérifiée
1 ^{er} étage	60×60	306	214.2	12.38	0.829	30.29	0.3364	6475.67	1999.85	vérifiée
2 ^{ème} étage	55×55	306	214.2	12.38	0.829	26.51	0.2809	5218.32	1741.28	vérifiée
3 ^{ème} étage	55×55	323	226.1	14.22	0.823	26.51	0.2809	5180.56	1490.72	vérifiée
4 et 5 ^{ème} étage	50×50	306	214.2	14.88	0.820	21.36	0.2304	4215.42	1266.67	vérifiée
6 et 7 ^{ème} étage	40×40	306	214.2	18.63	0.804	15.39	0.1444	2599.64	837	vérifiée
8 et 9 ^{ème} étage	35×35	306	214.2	21.21	0.792	12.32	0.1089	1936.59	425.6	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes

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 :



$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

Figure V.2: Section du poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×60	55×55	55×55	50×50	40×40	35×35
d (cm)	57	52	52	47	37	32
A (cm ²)	30.29	26.51	26.51	21.36	15.39	12.32
V (cm)	35.44	32.6	32.6	29.489	23.81	20.86
V' (cm)	24.56	22.4	22.4	20.51	16.19	14.14
I _{yy} (m ⁴)	0.0161	0.0114	0.0114	0.0077	0.0032	0.0018
N ^{ser} (MN)	1.6945	1.2667	1.2667	0.9226	0.6098	0.3106
M ^{ser} (MN.m)	0.002777	0.005309	0.005309	0.007845	0.005657	0.004962
M _G ^{ser} (MN.m)	0.095	0.0699	0.0699	0.0493	0.0289	0.0154
σ _{bc1} (MPa)	4.92	4.39	4.39	3.88	4.03	2.71
σ _{bc2} (MPa)	6.16	5.56	5.56	5	5.27	3.75
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	60×60	285.6	4.76	0.04	57	41.119	0.120	1	vérifiée
1 ^{er} étage	60×60	214.2	3.57	0.04	57	36.106	0.106	1	vérifiée
2 ^{ème} étage	55×55	214.2	3.89	0.04	52	39.723	0.139	1	vérifiée
3 ^{ème} étage	55×55	226.1	4.11	0.04	52	144.93	0.506	1	vérifiée
4 et 5 ^{ème} étage	50×50	214.2	4.28	0.04	47	86.813	0.369	1	vérifiée
6 et 7 ^{ème} étage	40×40	214.2	5.35	0.075	37	58.301	0.393	1.875	vérifiée
8 et 9 ^{ème} étage	35×35	214.2	6.12	0.075	32	36.471	0.327	1.875	vérifiée

d) Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×60	60×60	55×55	55×55	50×50	40×40	35×35
L' (cm)	P.P	90	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80	80
h' (cm)	68	60	60	60	60	60	60

e) Disposition constructive des poteaux

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : L = 10xØl = 10 × 1.2 = 12cm.

- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm}$

→ $l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

⇒ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm}$

→ $l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

⇒ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm}$

→ $l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

⇒ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

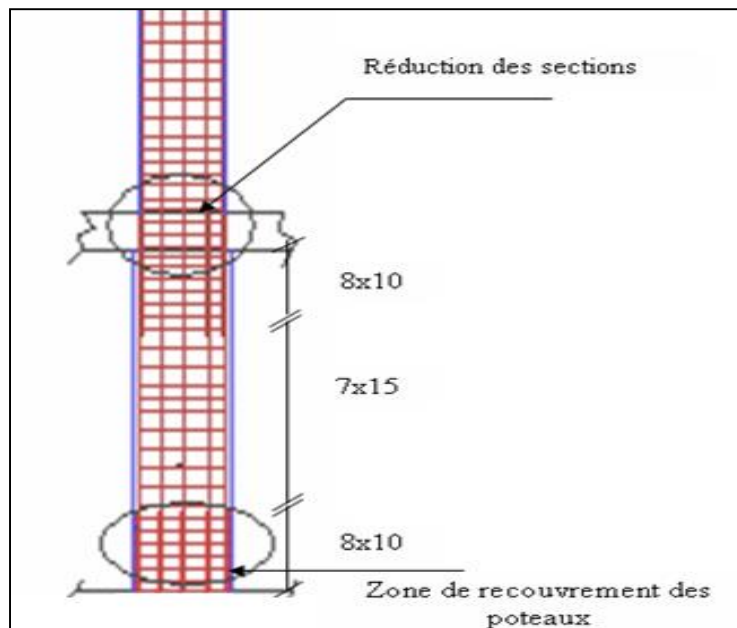
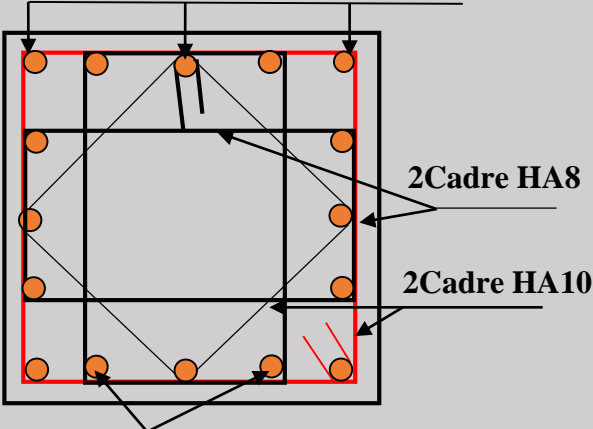
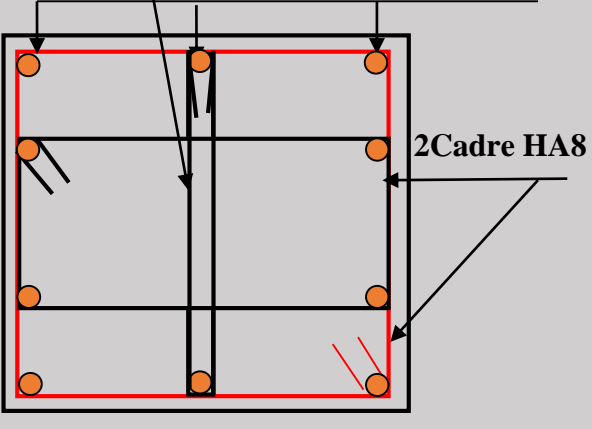
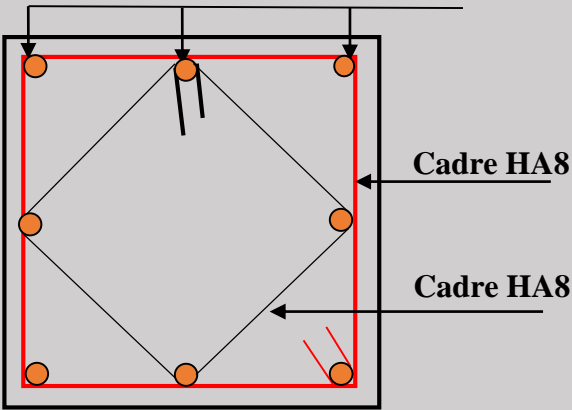


Figure V.3 : Zone de recouvrement

f) Schémas de ferrailage :

Tableau V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.

RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage
4HA16/face	4HA14/face
2HA14/face	2HA16/face
Poteau (60×60)	Poteau (55×55)

4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
<p style="text-align: center;">3HA14/face</p>  <p style="text-align: right;">2Cadre HA8 2Cadre HA10</p> <p>2HA12/face</p>	<p style="text-align: center;">Etertie T8 4HA14/face</p>  <p style="text-align: right;">2Cadre HA8</p>
<p>Poteau (50×50)</p>	<p>Poteau (40×40)</p>
8 et 9 ^{ème} étage	
 <p style="text-align: center;">3HA14/face</p> <p style="text-align: right;">Cadre HA8 Cadre HA8</p>	
<p>Poteau (35×35)</p>	

V.3. Étude des poutres :

V.3.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage et participent au contreventement.

Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, obtenues à partir des combinaisons les plus défavorables:

- | | |
|-------------------|------------------|
| 1) $1.35G + 1.5Q$ | 3) $G + Q \pm E$ |
| 2) $G + Q$ | 4) $0.8 G \pm E$ |

V.3.1.Recommandation du RPA 99

V.3.1.1. Ferrailage :

a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de L'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V.3.2. Dispositions constructives des portiques : (RPA 99)

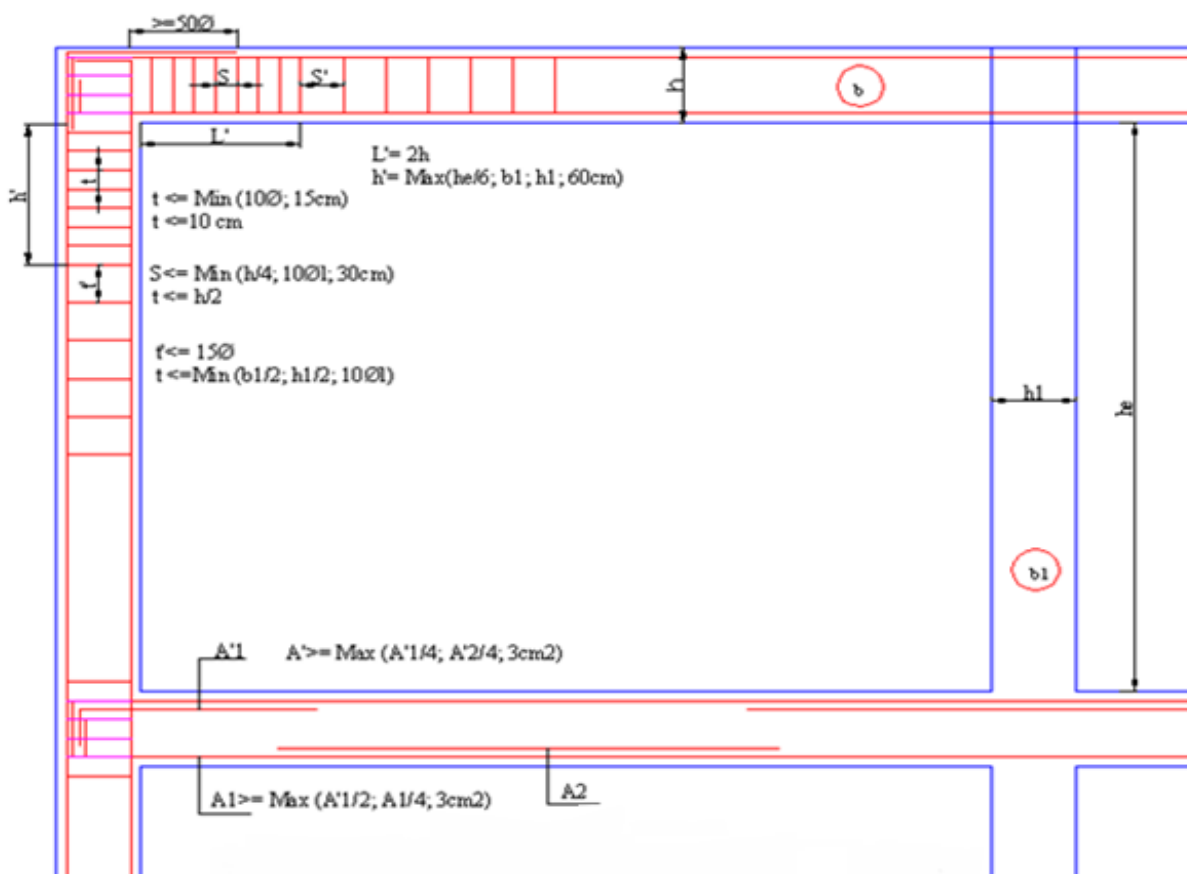


Figure V.4 : Dispositions constructives des portiques.

V.3.3. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.3.4. Calcul du ferrailage longitudinales :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30x45) la plus sollicitée du plancher RDC avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 65.67 \text{ KN.m} \dots(\text{ELU}) \\ M_a = 130.4 \text{ KN.m} \dots(\text{ELU}) \end{cases}$$

Armatures en appui:

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{130.4 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.174$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.24$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.3796 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{130.4 \times 10^{-3}}{0.3796 \times 348} = 9.87 \text{ cm}^2$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.67 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) = 0.114$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.404 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{65.67 \times 10^{-3}}{0.404 \times 348} = 4.72 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localisation	M	A calcul	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Poutre principale	30×45	Appuis	130.4	9.87	6.75	10.65	3T16+3T14
			Travée	65.67	4.72		5.75	3T14+1T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	23.93	1.67	6	3.8	2T12+ 1T14
			Travée	19.47	1.35		3.8	2T12+ 1T14
1 ^{er} étage	Poutre principale	40×45	Appuis	101.37	7.5	6.75	8.01	3T14+ 3T12
			Travée	49.91	3.54		3.8	2T12+ 1T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	35.18	2.47	6	3.8	2T12+ 1T14
			Travée	29.94	2.09		3.8	2T12+ 1T14
2 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	100.98	7.47	6.75	8.01	3T14+ 3T12
			Travée	50.34	3.57		3.8	2T12+ 1T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	50.36	3.58	6	3.8	2T12+ 1T14
			Travée	45.59	3.22		3.8	2T12+ 1T14
3 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	96.22	7.09	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	44.30	3.13		3.8	2T12+ 1T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	62.54	4.48	6	4.62	3T14
			Travée	56.66	4.04		4.62	3T14
4 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	102.95	7.63	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	44.60	3.15		3.8	2T12+ 1T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	72.54	5.24	6	5.75	3T14+1T12
			Travée	66.32	4.77		5.75	3T14+1T12
5 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	102.75	7.61	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	45.25	3.2		3.8	2T12+ 1T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	62.52	4.48	6	4.62	3T14
			Travée	56.04	4		4.62	3T14
6 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	99.10	7.32	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	46.37	3.28		3.8	3T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	69.84	5.03	6	5.75	3T14+1T12
			Travée	61.98	4.44		4.62	3T14
7 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	97.59	7.2	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	46.99	3.33		3.8	2T12+ 1T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	67	4.82	6	5.75	3T14+1T12
			Travée	59.02	4.22		4.62	3T14
8 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	99.46	7.35	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	47.67	3.38		3.8	2T12+ 1T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	54.37	3.87	6	4.62	3T14
			Travée	41.57	2.93		3.39	3T12
9 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	92.49	6.79	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	53.94	3.84		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	45.44	3.21	6	3.8	2T12+ 1T14
			Travée	37.14	2.61		3.8	2T12+ 1T14

a) Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- ❖ **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- ❖ **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

Zone II $\rightarrow L_r > 40\phi_L$

- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 70 \text{ cm}$.

- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$.

V.3.5. Les armatures transversales :**a).Calcul de Φ_t :**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- ❖ **Poutres principales**

$\phi_t < \min(12.8 ; 30; 12) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 12\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 10$ d'où $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$.

- ❖ **Poutres secondaires**

$\phi_t < \min(11.43 ; 30 ; 12) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 12\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

b).Espacement S_t d'armatures transversales

Selon RPA99

- ❖ **Poutres principales**

Zone nodale : $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 11.25\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t < h/2 = 22.5\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

- ❖ **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 10\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t < h/2 = 20\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

-Vérification des sections d'armatures transversales

❖ **Poutres principales**

$A_t > 0,003 \times S_t \times b$.

$A_t (=3.14\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

❖ **Poutres secondaires**

$A_t > 0,003 \times S_t \times b$.

$A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

V.3.4. Vérifications [BAEL91]

a) Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

❖ **poutres principales**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \leq A_{cal} \rightarrow A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ **Poutres secondaires**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \leq A_{cal} \rightarrow A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

2-Contrainte tangentielle maximale

2.1) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots$ **BAEL91 (Article H.III.1)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$.

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	155.75	1.24	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	51.5	0.46	3.25	Vérifiée

2.2) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1).$

-Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots(2).$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	10.65	155.75	130.4	4.48	-5.44	Vérifiée
Secondaires	5.75	51.5	72.54	1.48	-4.78	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS

1) Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Tableau V.13. Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	92.05	148798.5	16.48	10.2	vérifier
	Travées	46.33	94504	12.93	6.34	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	38.62	71186	11.99	6.51	vérifier
	Travées	34.12	71186	11.99	5.75	vérifier

2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} .. \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	h cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	500	10.65	0.09	0.075	0.008	0.011	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	40	30	470	5.75	0.09	0.075	0.005	0.011	Vérifier	Vérifier	Vérifier

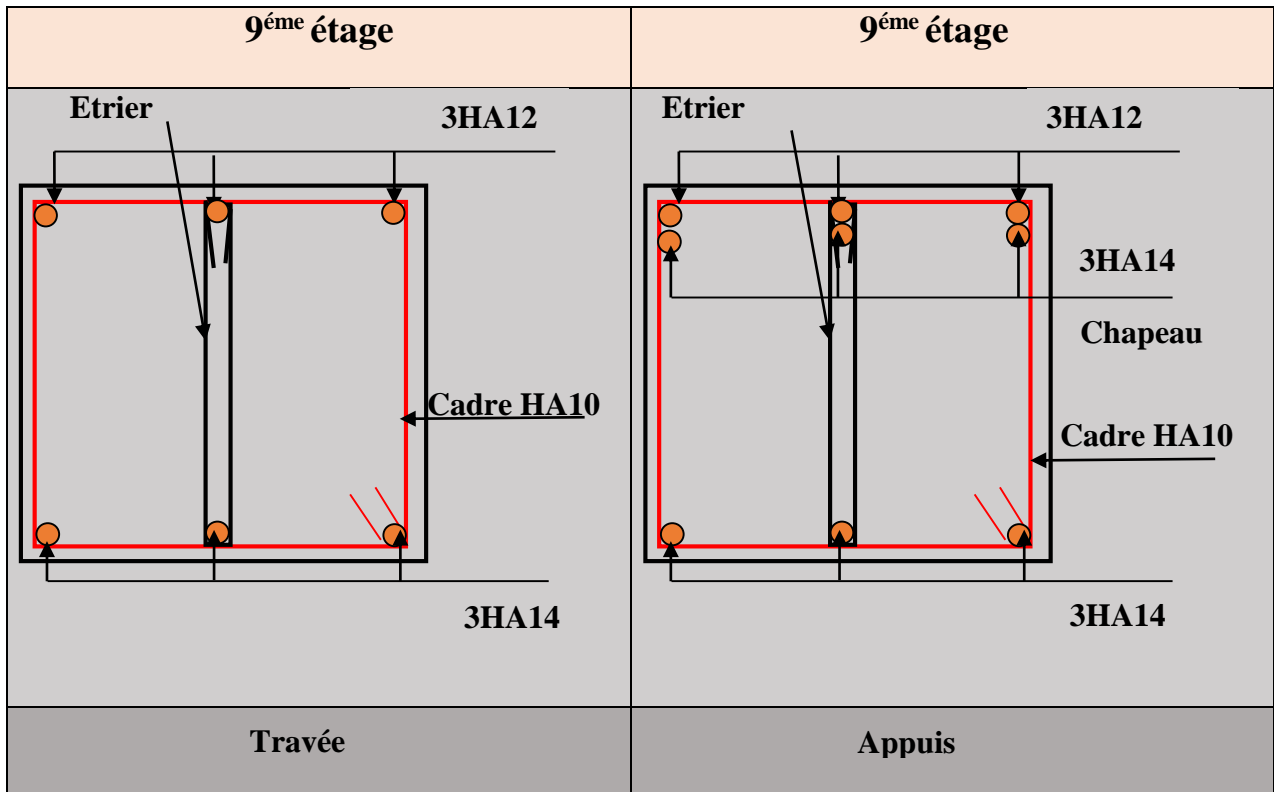
Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.3.5. Schémas de ferrailage

❖ Poutres principales :

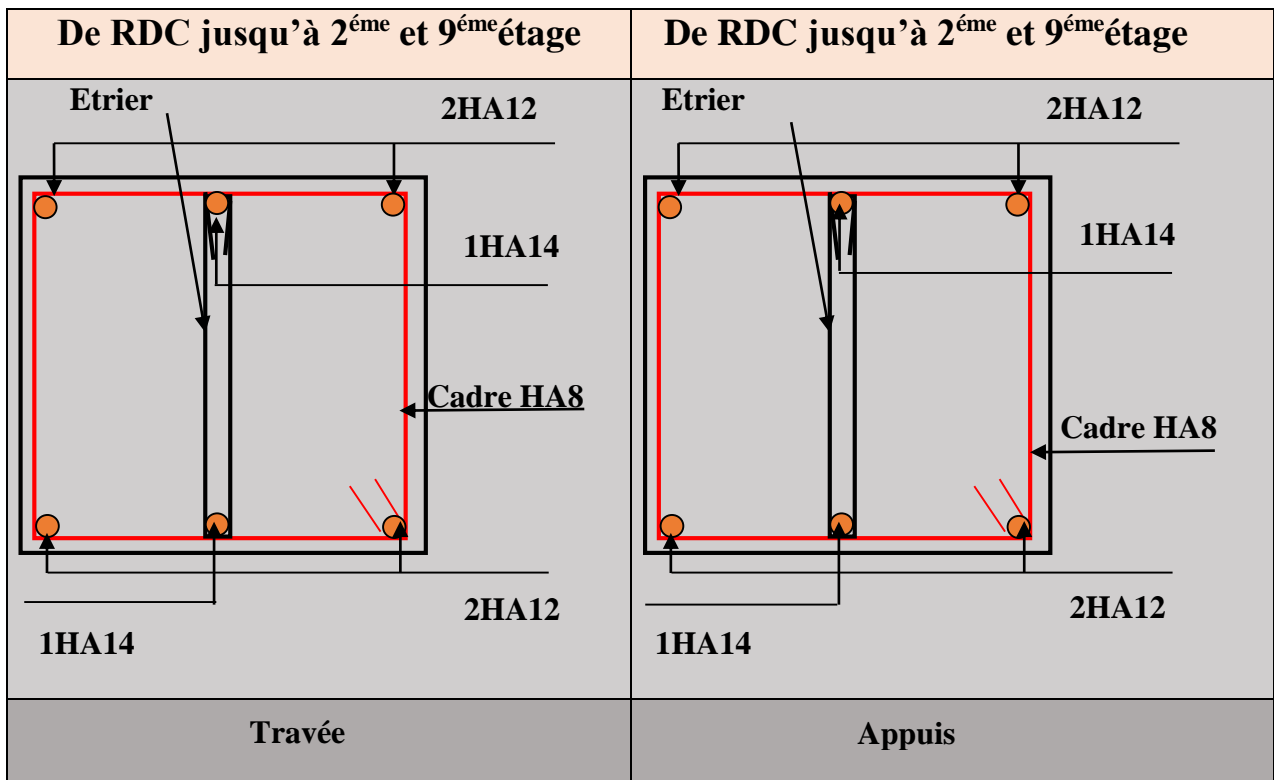
Tableau V.15. Schémas de ferrailage pour les poutres principales.

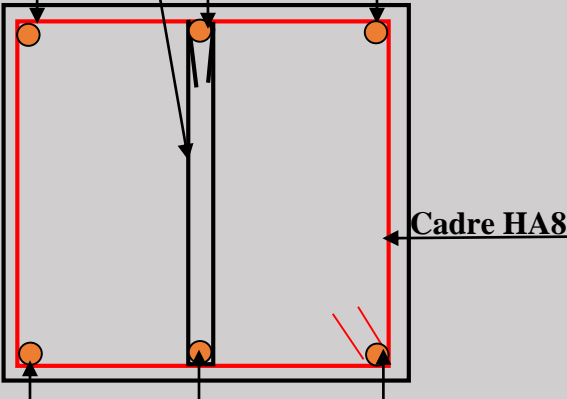
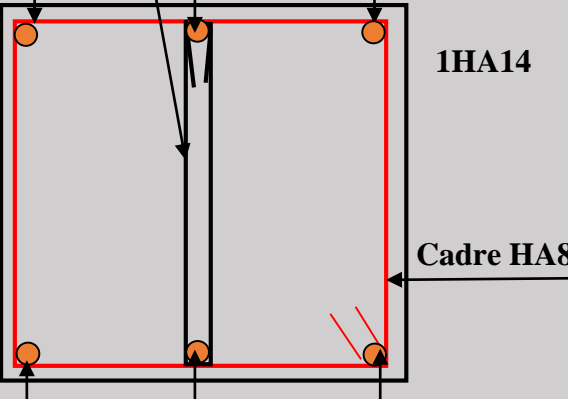
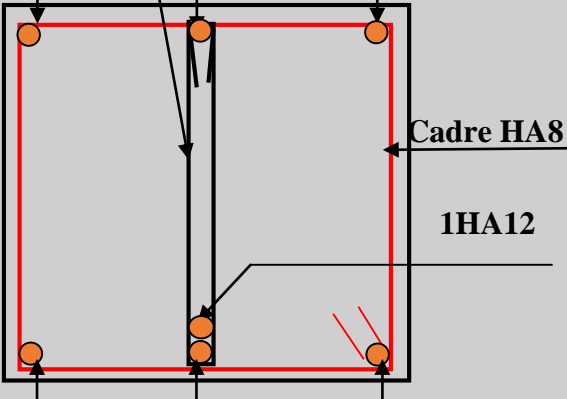
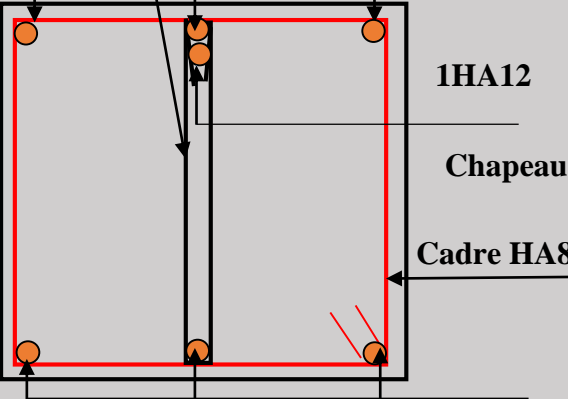
RDC	RDC
<p style="text-align: right;">3HA14</p> <p style="text-align: right;">Cadre HA10</p> <p style="text-align: right;">1HA12</p> <p style="text-align: right;">3HA14</p>	<p style="text-align: right;">3HA14</p> <p style="text-align: right;">3HA16</p> <p style="text-align: right;">Cadre HA10</p> <p style="text-align: right;">3HA14</p>
Travée	Appuis
De 1^{er} jusqu'à 8^{ème} étage	De 1^{er} jusqu'à 8^{ème} étage
<p style="text-align: right;">3HA12</p> <p style="text-align: right;">Etrier</p> <p style="text-align: right;">Cadre HA10</p> <p style="text-align: right;">1HA14</p> <p style="text-align: right;">2HA12</p>	<p style="text-align: right;">3HA12</p> <p style="text-align: right;">Etrier</p> <p style="text-align: right;">3HA14</p> <p style="text-align: right;">Chapeau</p> <p style="text-align: right;">Cadre HA10</p> <p style="text-align: right;">1HA14</p> <p style="text-align: right;">2HA12</p>
Travée	Appuis

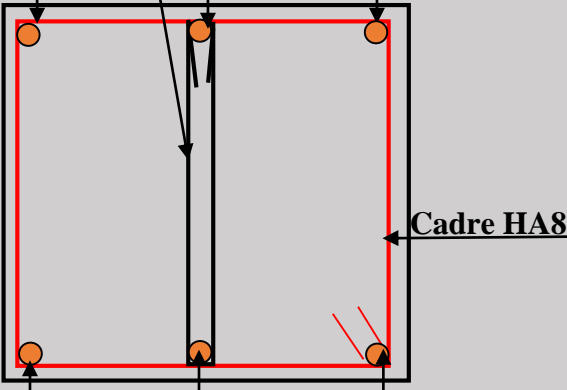
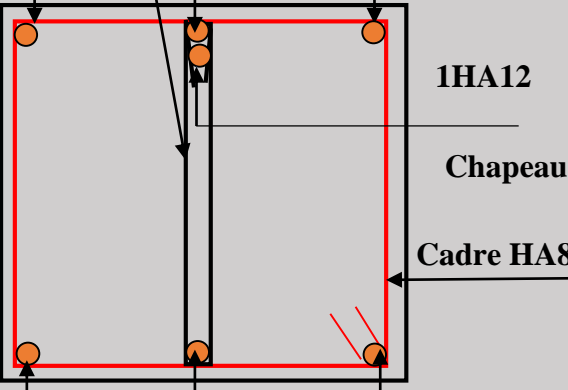
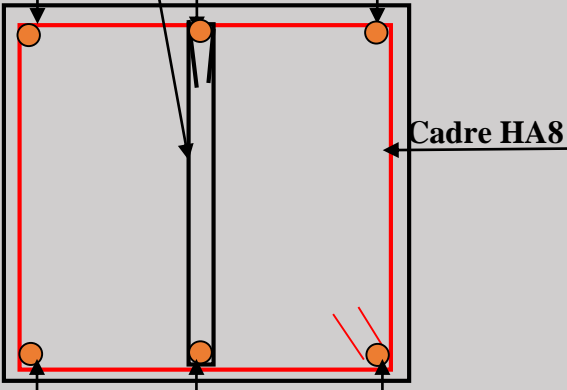
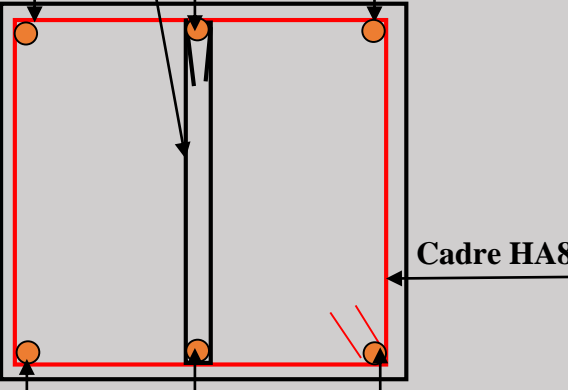


❖ Poutres secondaires :

Tableau V.16. Schémas de ferrailage pour les poutres secondaires.



3 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
<p>Etrier ϕ 3HA14</p>  <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14</p>	<p>Etrier 3HA14</p>  <p>1HA14</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14</p>
<p>Travée</p>	<p>Appuis</p>
4 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
<p>Etrier 3HA14</p>  <p>Cadre HA8</p> <p>1HA12</p> <p>3HA14</p>	<p>Etrier 3HA14</p>  <p>1HA12</p> <p>Chapeau</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14</p>
<p>Travée</p>	<p>Appuis</p>

6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
<p>Etrier ϕ 3HA14</p>  <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14</p>	<p>Etrier 3HA14</p>  <p>1HA12</p> <p>Chapeau</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14</p>
<p>Travée</p>	<p>Appuis</p>
8 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
<p>Etrier 3HA14</p>  <p>Cadre HA8</p> <p>3HA12</p>	<p>Etrier 3HA14</p>  <p>Cadre HA8</p> <p>3HA12</p>
<p>Travée</p>	<p>Appuis</p>

V.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

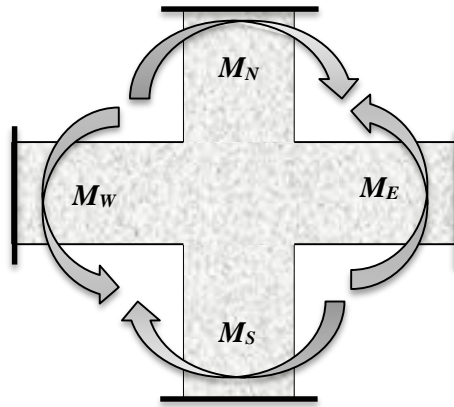


Figure V.5. Répartition des moments dans les zones nodales

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	H(m)	Z(m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr(KN.m)
R.D.C	0.6	0.54	30.29	348	569.21
Etage1	0.6	0.54	30.29	348	569.21
Etage2	0.55	0.495	26.51	348	456.661
Etage3	0.55	0.495	26.51	348	456.661
Etage4	0.5	0.45	21.36	348	334.498
Etage5	0.5	0.45	21.36	348	334.498
Etage6	0.4	0.36	15.39	348	192.806
Etage7	0.4	0.36	15.39	348	192.806
Etage8	0.35	0.315	12.32	348	135.052
Etage9	0.35	0.315	12.32	348	135.052

b) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau V.18. Les moments résistants dans les poutres principales :

Niveau	H (m)	Z (m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage1	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage2	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage3	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage4	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage5	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage6	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage7	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage8	0.45	0.405	8.01	348	112.893
Etage9	0.45	0.405	7.57	348	106.692

Tableau V.19. Les moments résistants dans les poutres secondaires :

Niveau	H (m)	Z (m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0.4	0.36	3.8	348	47.606
Etage1	0.4	0.36	3.8	348	47.606
Etage2	0.4	0.36	3.8	348	47.606
Etage3	0.4	0.36	4.62	348	57.879
Etage4	0.4	0.36	5.75	348	72.036
Etage5	0.4	0.36	4.62	348	57.879
Etage6	0.4	0.36	5.75	348	72.036
Etage7	0.4	0.36	5.75	348	72.036
Etage8	0.4	0.36	4.62	348	57.879
Etage9	0.4	0.36	3.8	348	47.606

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.20. Vérification des zones nodales selon le sens principale :

M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
569.21	569.21	1138.42	112.89	112.89	282.225	vérifiée
569.21	569.21	1138.42	112.89	112.89	282.225	vérifiée
456.66	456.66	913.32	112.89	112.89	282.225	vérifiée
456.66	456.66	913.32	112.89	112.89	282.225	vérifiée
334.5	334.5	669	112.89	112.89	282.225	vérifiée
334.5	334.5	669	112.89	112.89	282.225	vérifiée
192.81	192.81	385.62	112.89	112.89	282.225	vérifiée
192.81	192.81	385.62	112.89	112.89	282.225	vérifiée
135.05	135.05	270.1	112.89	112.89	282.225	N.vérifier
135.05	135.05	270.1	106.69	106.69	266.725	vérifiée

Tableau V.21. Vérification des zones nodales selon le sens principale :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC	569.21	569.21	1138.42	47.61	47.61	119.025	vérifiée
Etage1	569.21	569.21	1138.42	47.61	47.61	119.025	vérifiée
Etage2	456.66	456.66	913.32	47.61	47.61	119.025	vérifiée
Etage3	456.66	456.66	913.32	57.88	57.88	144.7	vérifiée
Etage4	334.5	334.5	669	72.04	72.04	180.1	vérifiée
Etage5	334.5	334.5	669	57.88	57.88	144.7	vérifiée
Etage6	192.81	192.81	385.62	72.04	72.04	180.1	vérifiée
Etage7	192.81	192.81	385.62	72.04	72.04	180.1	vérifiée
Etage8	135.05	135.05	270.1	57.88	57.88	144.7	vérifiée
Etage9	135.05	135.05	270.1	47.61	47.61	119.025	vérifiée

V.5. Étude des voiles :

V5.1.Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35 G + 1.5 Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0.8 G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N_{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N_{min} \rightarrow M_{corresp} \end{array} \right.$$

5.1. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

– 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

– 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.2.Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V15, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à Y-Y'

Etage	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	4516.61	3422.95	3422.95	4516.61	1001.47	2679.05

4.4. Ferrailages

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{max} et N_{cor})**

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.

$$N_{\max} = 4516.61 \text{ KN (traction)} \rightarrow M_{\text{cor}} = -3422.95 \text{ KN.m (G+Q+Ey)}$$

$$L = 1.95 \text{ m}, d = 1.90 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m.}$$

$$e_G = M/N = 0.76\text{m}$$

$e_G < h/2 = 1.95/2 = 0.975\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = -3422.95 + 4516.61 \times (1.9 - 1.95/2) = 754.914 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 1.95 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.95 \times 18.48 = 4.44$$

$$(4516.61 \times (1.9 - 0.05) - 754.914) \times 10^{-3} = 7.60$$

⇒ (a) < (b) donc la condition est vérifiée.

Donc la section est entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion composée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{e \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{754.914 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9^2 \times 18.48} = 0.056$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.845 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{754.914 \times 10^{-3}}{1.845 \times 400} = 10.23 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - (N_u / f_{st})$$

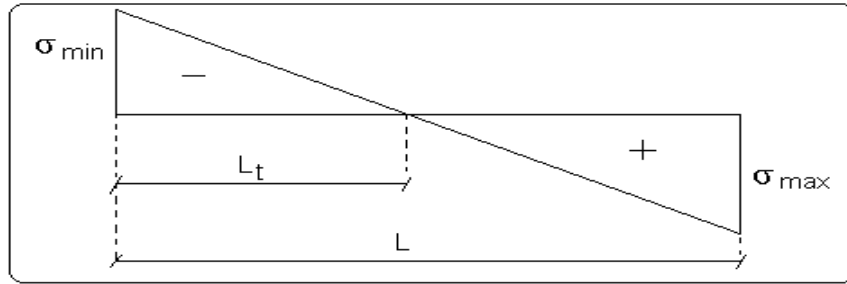
$$A_s = -102.68 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 1.95 = 5.85 \text{ cm}^2$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% \times b \times l_t$$



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{4516.61 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} + \frac{3422.95 \times 10^{-3}}{0.12358} \times 0.975 = 38.59 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{4516.61 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} - \frac{3422.95 \times 10^{-3}}{0.12358} \times 0.975 = -15.42 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{15.42 \times 1.95}{15.42 + 38.59} = 0.56 \text{ m.}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.56 = 2.24 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% \times e \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t \Rightarrow l_c = 1.95 - 2 \times 0.56$$

$$l_c = 0.83 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 1.66 \text{ cm}^2$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 626.58 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 626.58 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9} = 2.31 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.89 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N_{\min} = 1001.47 \text{ KN (traction)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 2679.05 \text{ KN. m. (Combinaison } 0.8G + E_y).$$

a). Armatures verticales :

$$L = 1.95 \text{ m}, d = 1.90 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$e_G = M/N = 2.67 \text{ m}$$

$e_G > h/2 = 1.95/2 = 0.975 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 2679.05 + 1001.47 \times (1.9 - 1.95/2) = 3605.41 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{e \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{3605.41 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9^2 \times 18.48} = 0.27$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.270}) = 0.4$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.59 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{3605.41 \times 10^{-3}}{1.59 \times 400} = 56.68 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - (N_u / f_{st})$$

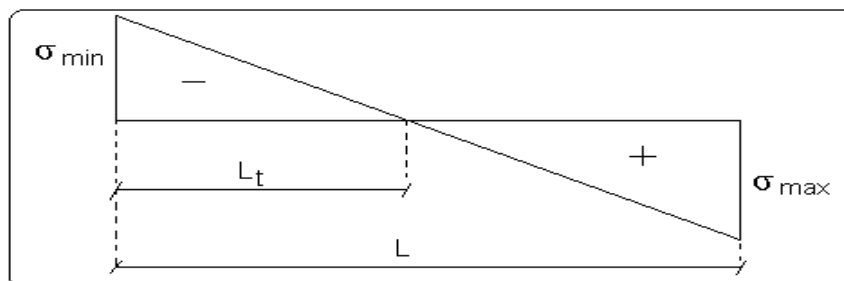
$$A_s = 31.64 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 1.95 = 5.85 \text{ cm}^2$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% \times b \times l_t$$



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1001.47 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} + \frac{2679.05 \times 10^{-3}}{0.12358} \times 0.975 = 23.7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1001.47 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} - \frac{2679.05 \times 10^{-3}}{0.12358} \times 0.975 = -18.57 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{18.57 \times 1.95}{18.15 + 23.7} = 0.86 \text{ m.}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.86 = 3.44 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% \times e \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t \Rightarrow l_c = 1.95 - 2 \times 0.86$$

$$l_c = 0.23 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.46 \text{ cm}^2$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 626.58 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 626.58 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9} = 2.31 \text{ MPa.}$$

Soit $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.89 \text{ cm}^2$.

❖ **Choix des barres**

Armatures verticales

En zone tendu $AZT = 16HA16 = 32,17 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $AZc = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$Ah = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	195×20	195×20	195×20	195×20	195×20
M(KN.m)	2679.05	2395.5	3264.55	3045	1792.4
N(KN)	1001.5	3627.16	2098.92	1124.16	627.74
V(KN)	626.5	510.98	759.93	632	409
τ (MPa)	2.5	2.04	3.03	2.52	1.63
$\bar{\varepsilon}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{face} (cm ²)	31.51	19.66	40.81	38.14	18.95
A_v^{min} (cm ²)	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
L_t (m)	0.86	0.5	0.77	0.86	0.86
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3.43	1.98	3.09	3.43	3.46
$A_{v.adop}$ (cm ²)	32.17	19.91	41.41	41.41	19.91
N^{bre} /par face	16HA16	10HA14 +4HA12	16HA16 +6HA14	16HA16 +6HA14	10HA14 +4HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
L_c (m)	0.24	0.96	0.41	0.23	0.22
A_{min}^{comp}	0.47	1.92	0.81	0.47	0.44
$A_{z.comp}$	1.51	2.26	1.51	1.51	1.51
A_h^{cal} (cm ²)	3.12	-1.82	-2.71	-2.25	-1.46
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	3.39	1.51	1.51	1.51	1.51
N^{bre} /par Plan	3HA12	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{X1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	195×20	195×20	195×20	195×20	195×20
M(KN.m)	1128	293.0905	1311.63	945.38	1311.6
N(KN)	1256.74	1066.25	865.74	669.19	865.74
V(KN)	325.8	422.5	497.3	387.36	232.7
τ (MPa)	1.3	1.69	1.98	1.55	0.93
$\bar{\varepsilon}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{face} (cm ²)	1.88	-8.93	8.79	5.23	8.79
A_v^{min} (cm ²)	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
L_t (m)	0.62	0.15	0.77	0.75	0.77
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.49	0.6	3.06	3	3.06
$A_{v,adop}$ (cm ²)	9.23	9.23	9.23	9.23	9.23
N^{bre} /par face	4HA14 +6HA10	4HA14 +6HA10	4HA14 +6HA10	4HA14 +6HA10	4HA14 +6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
L_c (m)	0.71	1.65	0.42	0.45	0.42
A_{min}^{comp}	1.41	3.3	0.84	0.9	0.84
$A_{z,comp}$	1.51	3.39	1.51	1.51	1.51
A_h^{cal} (cm ²)	-1.16	2.11	-1.77	-1.38	-0.84
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adap} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.5.3. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vy1 au niveau de RDC ($L \times e = 195 \times 20 \text{ cm}^2$):

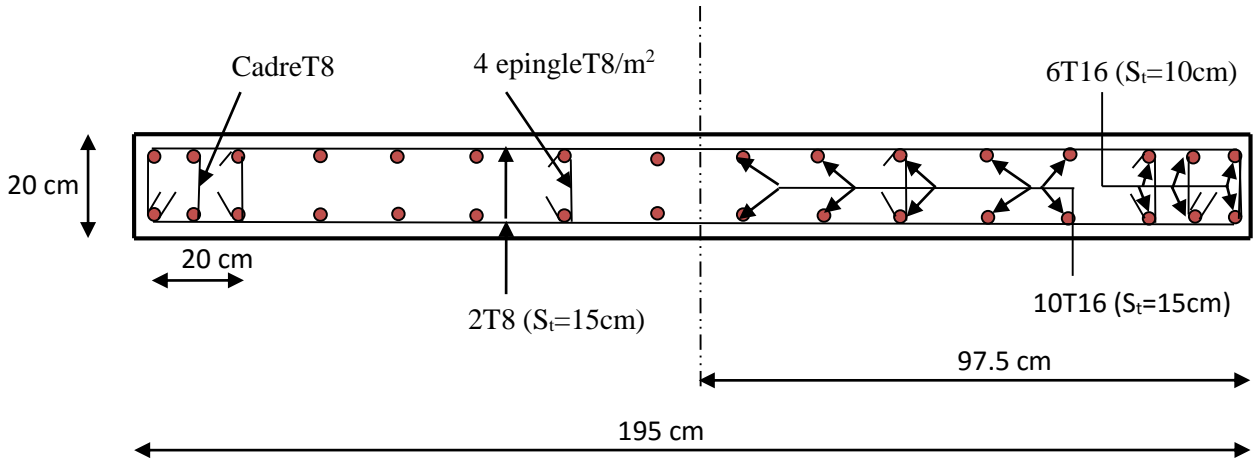


Fig. V.6 : Schéma de ferrailage du voile RDC

VI.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2.Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise
- ✓ La portance de l'ouvrage
- ✓ La distance entre axes des poteaux
- ✓ La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.6 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2 bars.

Il existe plusieurs types de fondations :

- ✓ Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- ✓ Les fondations semi-profondes
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après *RPA 99* (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

VI .4. Étude des fondations :

VI.4.1.Choix du type de fondation

A).Vérification des semelles isolées :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons

procéder à une première vérification telle que : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000V14*. $N = 1907.59 \text{ KN}$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

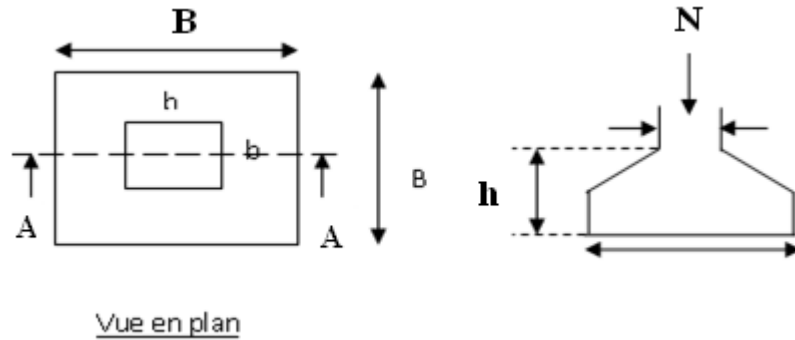


Figure VI .1.Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times b$), donc $S = B^2$.

$$N = 3500.34 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{1907.59}{200}} \quad \text{AN : } B = 3.09 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux est 2.95m. On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

B).Vérification de la semelle filante.

Soit la surface de l'ensemble des semelles filantes :

$$S \geq \frac{N_d}{\sigma_{sol}} = \frac{56110.64}{200} = 280.55 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 450 \text{ m}^2$.

On voit bien que $S_{cat} = 62.34 \% S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général.

C) Étude du radier :

La surface de l'ensemble des fondations nécessaire.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{57554.942}{200} = 287.774 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 450 \text{ m}^2$.

On voit bien que $S_{cat} = 63.95 \% S_{bat}$, d'où Le choix du radier général sans débord est plus adéquat.

Le radier travaille comme un plancher renversé.

C.1) Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Condition de coffrage :****Dalle**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}.$$

Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}.$$

Avec :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle du radier.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 5 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{500}{20} \Rightarrow h_r \geq 25\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{500}{10} \Rightarrow h_t \geq 50\text{cm}$$

✓ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol. En considérant le sol moyen : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la semelle

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\Rightarrow \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t = 0.726m$$

Donc

On prendre $h_t = 75$ cm (dalle = 50cm + nervure = 25cm).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.75^3 \times 3.216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} \Rightarrow L_e = 3.26m$$

$$L_{\max} = 5m \leq \frac{\pi}{2} \times 3.26 = 5.12m \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

✓ **Condition de cisaillement :**

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle du radier, il faut vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{57554.942 \times 5}{2 \times 450} \times 1 = 319.75KN$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow \frac{319.75 \times 1.5}{0.07 \times 1 \times 25000} = 0.27m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 75$ cm pour les nervures du radier.

– $h_r = 30$ cm pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 450m^2$.

C.2) Les vérifications :

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

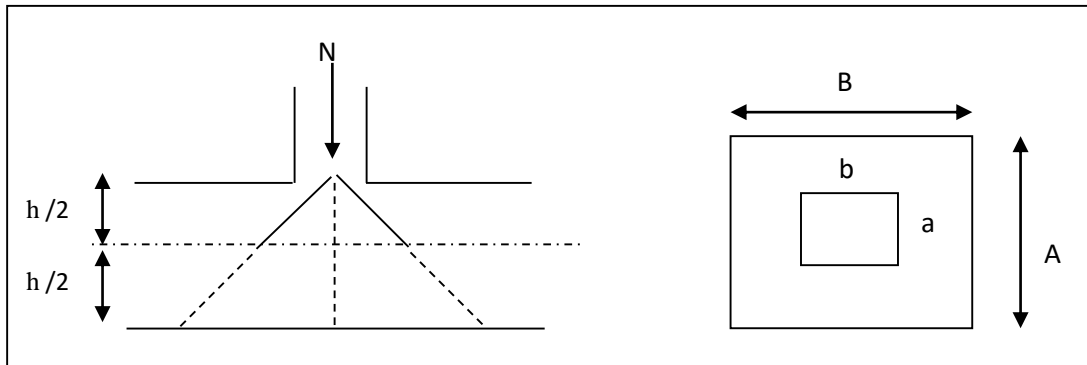


Figure VI.2 : Zone de contact poteau radier type 1

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul ramené par le point d'appui le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A+B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.60 + 0.75 = 1.35 \\ B = b + h = 0.60 + 0.75 = 1.35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.4m.$$

$$\Rightarrow N_d = 2.63830MN \leq 0.045 \times 0.75 \times 5.4 \times \frac{25}{1.5} = 3.04MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N et M sont obtenus avec les combinaisons les plus défavorables.

$I_x = 12150 \text{ m}^4$ et $X_G = 12.5 \text{ m}$, $I_y = 23437.5 \text{ m}^4$ et $Y_G = 9 \text{ m}$

$M_x = 18567.406 \text{ KN.m}$, $M_y = 7996.4571 \text{ KN.m}$, $N = 29314.31 \text{ KN}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{57554.942}{450} + \frac{18567.406 \times 9}{12150} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{57554.942}{450} - \frac{18567.406 \times 9}{12150} = 0.114 \text{ MPa}$$

σ_{max} et σ_{min} sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.142 + 0.114}{4} = 0.135 MPa < \bar{\sigma}_s = 0.2 MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée$$

- **Sens Y-Y** : $N = 78382.495 KN$; $M_y = 60938.03 KN.m$.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{max} \frac{57554.942}{450} + \frac{7996.4571}{23437.5} \times 12.5 = 0.132 MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{min} \frac{57554.942}{450} - \frac{7996.4571}{23437.5} \times 12.5 = 0.124 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} \frac{3 \times 0.132 + 0.124}{4} = 0.13 MPa < \bar{\sigma}_s = 0.2 MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée$$

✓ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens X-X** : $e = \frac{18567.406}{57554.942} \Rightarrow e = 0.32m < \frac{25}{4} = 6.25m \dots \dots \dots$ Vérifier

✓ **Dans le sens Y-Y** : $e = \frac{7996.4571}{57554.942} \Rightarrow e = 0.14m < \frac{18}{4} = 4.5m \dots \dots$ Vérifier

Donc il n'y a pas risque de renversement.

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : poids volumique de l'eau (= 10KN/m³).

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 1.6m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 450m^2$).

$N = 57554.942 KN \geq 1.5 \times 1.6 \times 450 \times 10 = 108000 KN \dots \dots \dots$ C'est vérifié.

D) Ferrailage du radier général

D.1. La dalle du radier

La dalle sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 4.7m; L_y = 5m.0$$

B.1.1. Calcul des sollicitations

✓ Calcul a l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

$$\Rightarrow q_u = \frac{79372.142}{450} + 1.35 \times 25 \times 0.3$$

$$\Rightarrow q_u = 186.51KN$$

$$N_u = 79372.142KN$$

N_u : Effort normal ultime donné par la structure.

$$L_x = 4.7 - 0,6 = 4.1 m ; L_y = 5 - 0,6 = 4.4 m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho \frac{4.1}{4.4} = 0.93 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 134.19KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 113.39KNm$$

• En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 100.64KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 85.04KNm$$

• En appui

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -67.095KNm$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -42.52KNm$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3)m^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

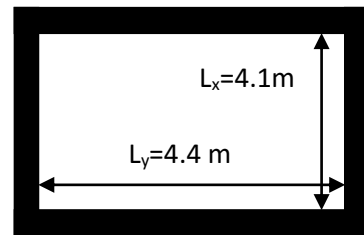


Figure VI.3: Schéma de la dalle la plus défavorable du radier.

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
travée	X-X	100.64	12.31	2,48	12.32	8HA14	13
	Y-Y	85.04	10.30	2,40	10.78	7HA14	14
Appui		- 67.095	8.03	2,48	9.24	6HA14	18

• Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA f_eE400 ⇒ ρ₀ = 0.0008; h_r = 30cm ; b=100cm ; ρ = 0.93

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 2.48cm^2 \\ A_{min}^y = 2.4cm^2 \end{cases}$$

✓ Vérification à l'ELU :

✓ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = \frac{186.51 \times 4.4}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0.93}{2})} = 280KN \Rightarrow V_{max} = 280KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = \frac{186.51 \times 4.1}{3} = 254.5KN$$

$$\tau_u = \frac{280 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 1.037MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifiée$$

✓ Vérification à l'ELS :

N_s : L'effort normal de service donné par la structure.

$$\mu_x = 0.0500$$

$$\mu_y = 0.8939$$

$$N = 21373.051KN$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} + P_s = \frac{57554.942}{450} + 25 \times 0.3 = 135.4KN / m^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.05 \times 135.4 \times (4.1)^2 = 113.8KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 101.7 KN.m$$

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 85.35 KN.m.$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = 76.28 KN.m.$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax}=M_{ay}=-0.5M_x= -42.68\text{KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	85.35	7.94	70470	9.61 < 15	Vérifiée	309.9 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	76.28	7.51	63583	9.02 < 15	Vérifiée	314.65 > 201,63	N. Vérifiée
appui		-42.68	7.05	56337	7.12 < 15	Vérifiée	271.9 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	85.35	6.77	0.38	19.39	20.11	10HA16	10
	y-y	76.28	6.05	0.363	17.21	18.10	9HA16	11
appui		-42.68	3.38	0.284	9.35	10.05	5HA16	20

❖ Vérification des espacements

$$\text{Selon x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/10 = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y: } S_t = 11 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

✓ Schéma de ferrailage.

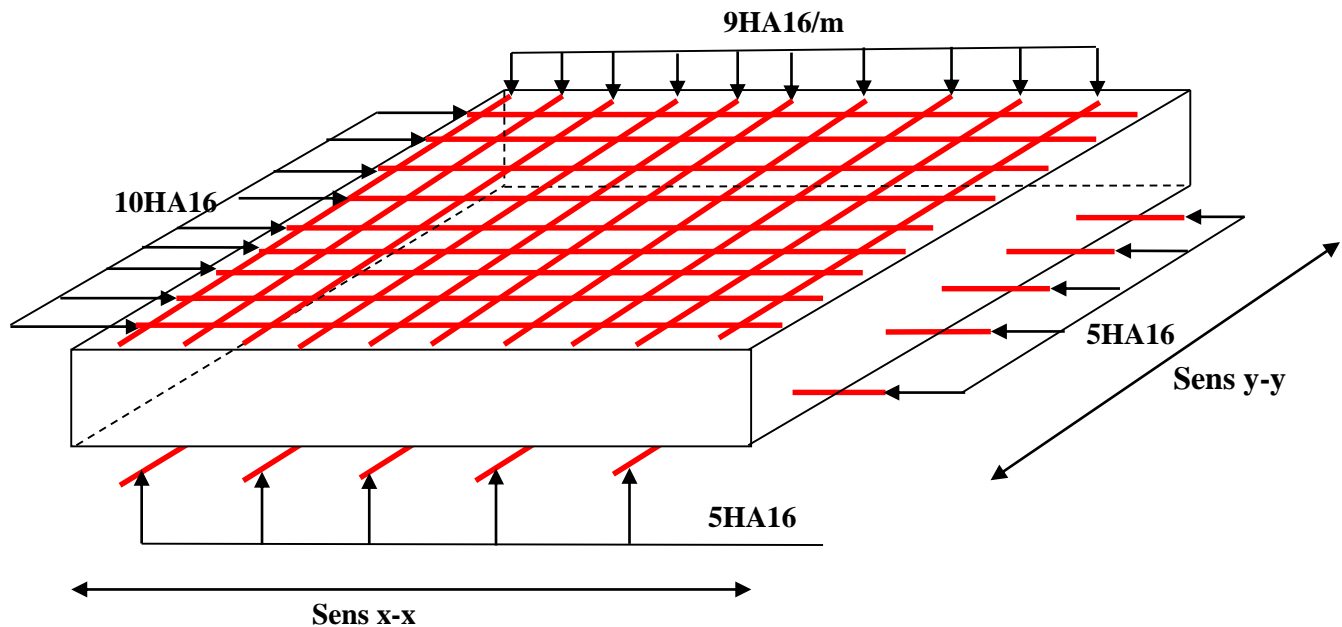


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier

E) Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

✓ Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à $\rho = 0.93 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

❖ Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

$Q_u = 186.51 \text{ KN/m}^2$, $Q_s = 135.4 \text{ KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

- **Sens (x-x)**

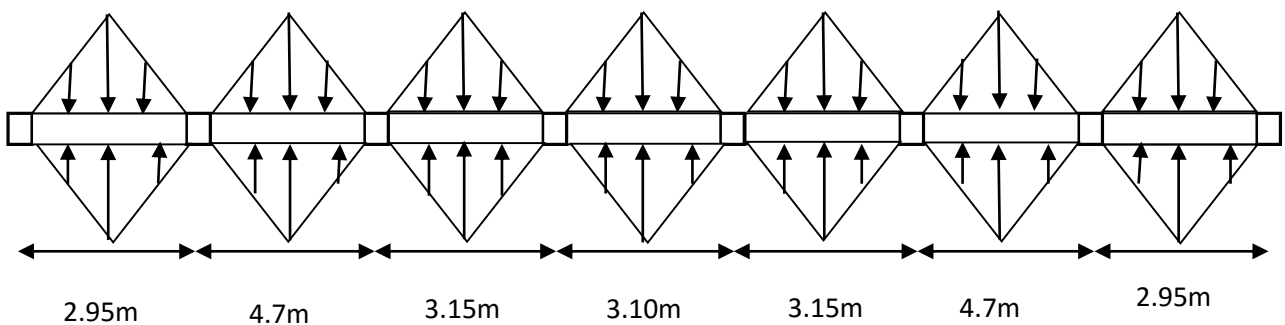


Figure.VI.5.Charges transmises aux nervures de radier selon X-X.

✓ Schéma statique équivalent :

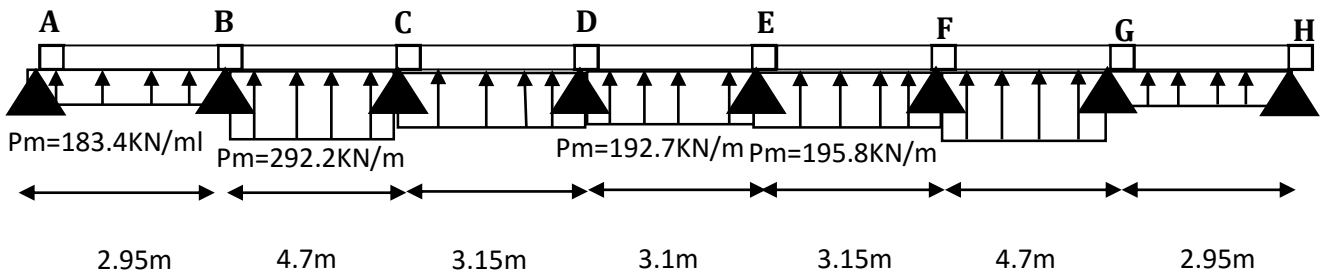


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X

Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon X-X.

sens	Travée	L (m)	L' (m)	P_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	2.95	2.95	183.4	-30.43	-257.78	1.062	74.703	198.04	441.73
	BC	4.7	3.76	292.2	-257.78	-241.64	2.368	265.318	441.73	-434.87
	CD	3.15	2.52	192.7	-241.64	-137.17	1.75	44.873	-434.87	289.09
	DE	3.1	2.48	195.8	-137.17	-137.17	1.55	86.879	289.09	-289.09
	EF	3.15	2.52	192.7	-137.17	-241.64	1.397	44.873	-289.09	434.87
	FG	4.7	3.76	292.2	-241.64	-257.78	2.33	265.318	434.87	-441.73
	GH	2.95	2.95	183.4	-257.78	-30.43	1.888	74.703	-441.73	-198.04

• Sens (y-y)

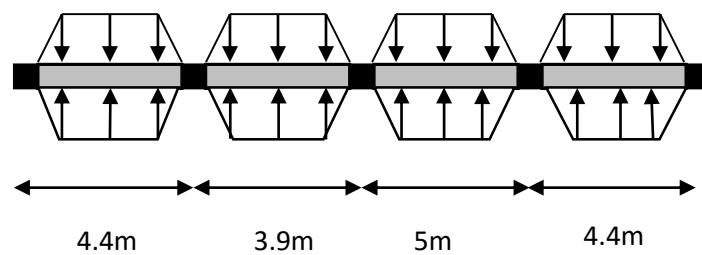


Figure VI.7. Charges transmises aux nervures de radier selon Y-Y.

✓ Schéma statique équivalent :

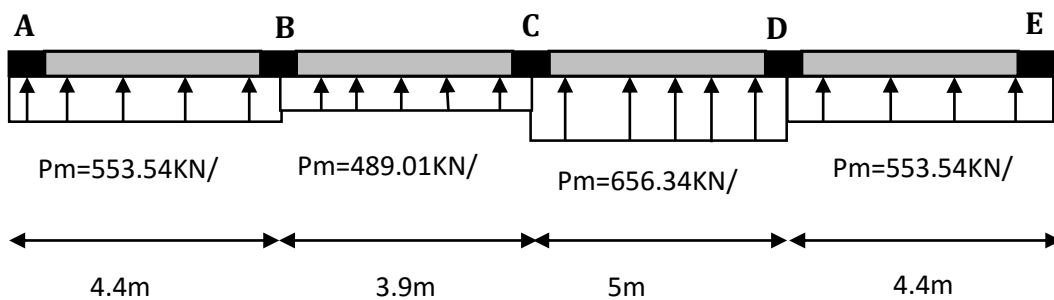


Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon Y-Y.

sens	Travée	L (m)	L' (m)	P _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Y-Y	AB	4.4	4.4	553.54	-67.70	-337.17	1.872	258.97	349.07	-471.57
	BC	3.9	3.12	489.01	-337.17	-290.83	2.014	40.97	-471.57	446.05
	CD	5	4	656.34	-290.83	-389.7	2.394	243.63	446.05	-486.05
	DE	4.4	4.4	553.54	-389.7	-67.70	2.592	237.01	-486.05	-337.14

Tableaux VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	L' (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	2.95	2.95	133.14	-22.09	-187.14	1.06	54.23
	BC	4.7	3.76	212.13	-187.14	-175.42	2.36	192.61
	CD	3.15	2.52	142.17	-175.42	-99.58	1.75	32.57
	DE	3.1	2.48	139.91	-99.58	-99.58	1.55	63.07
	EF	3.15	2.52	142.17	-99.58	-175.42	1.39	32.57
	FG	4.7	3.76	212.13	-175.42	-187.14	2.33	192.61
	GH	2.95	2.95	133.14	-187.14	-22.09	1.88	54.23
Y-Y	AB	4.4	4.4	401.85	-49.15	-244.77	1.87	188
	BC	3.9	3.12	355.01	-244.77	-211.14	2.01	29.74
	CD	5	4	476.48	-211.14	-282.91	2.39	176.86
	DE	4.4	4.4	401.85	-282.91	-49.15	2.59	172.06

Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.75m$

$h_0=30cm$

$b_0=60cm$

$d=70cm.$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{500}{10}; \frac{470}{2})$

$b_1 \leq \min(50; 235)$

Soit : $b_1 = 50cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160cm$

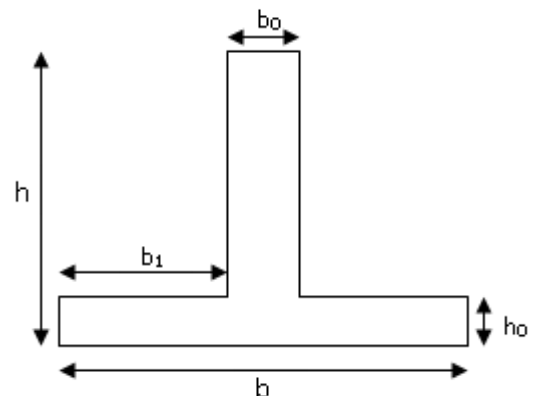


Figure.VI.9 : Section à ferrailer

Tableau VI.7 : Résultats de ferrailage des nervures de radier.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	265.318	11.03	13.524	14.2	4HA16+4HA14
	Appui	-257.78	10.71		14.2	4HA16+4HA14
Y-Y	Travée	258.97	10.76	13.524	15.71	4HA20+4HA10
	Appui	-389.7	16.3		16.84	5HA20+1HA12

➤ Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 21,43 ; 60) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

✓ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{441.731 \times 10^{-3}}{1,60 \times 0,70} = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{486.048 \times 10^{-3}}{1,60 \times 0,70} = 0,434 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ Vérification des contraintes

Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	192.613	12.6	831696	2.91<15	Vérifiée	199.51<201,63	Vérifiée
	Appui	-187.14	12.6	831696	2.83<15	Vérifiée	193.84<201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	188	12.96	882797	2.76<15	Vérifiée	182.2<201,63	Vérifiée
	Appui	-282.91	13.37	937543	4.03<15	Vérifiée	256.32>201,63	N.Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.9. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation	M_s KN.m	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	Nbre de barres	S_t (cm)
appui	-282.91	2.86	0.264	21.9	21.93	6HA20+2HA14	20

Remarque

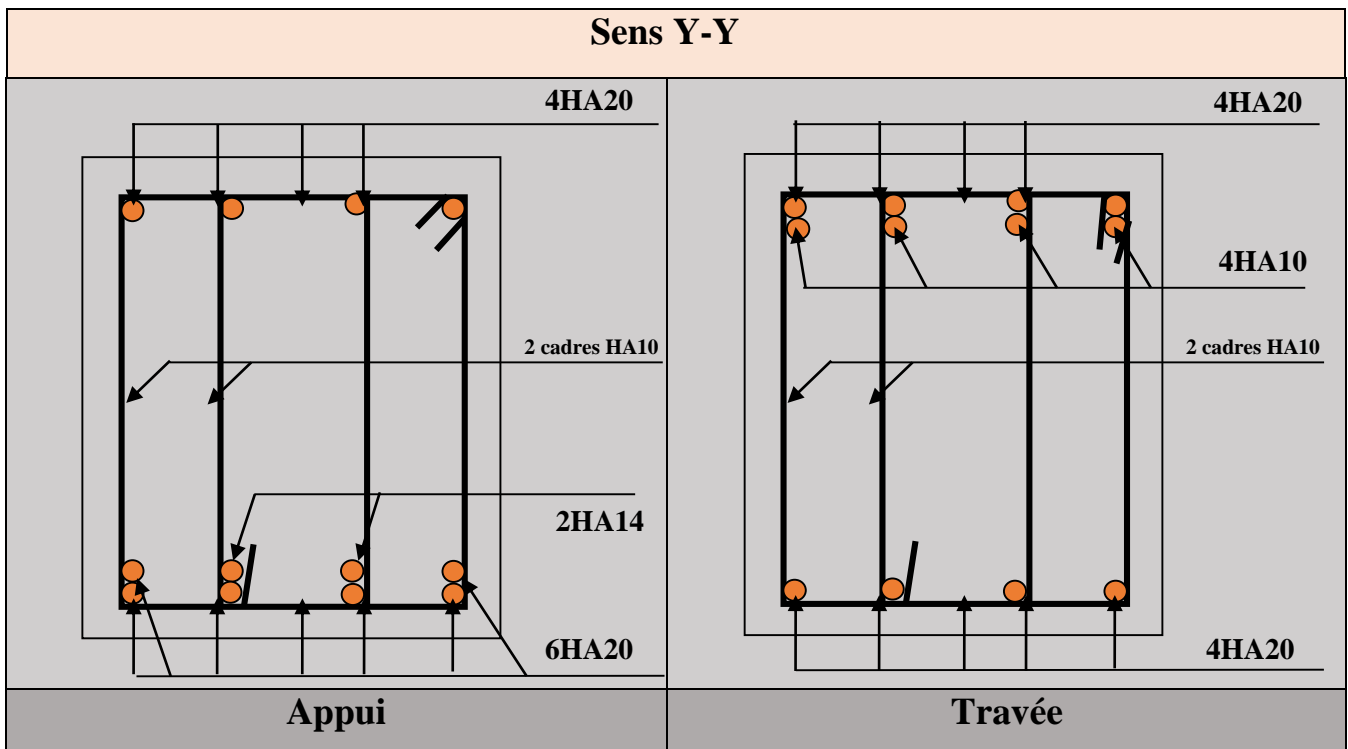
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de lo

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

Tableau VI.10. Schéma de ferrailage des nervures.



VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.61 \times (19 \times tg^2(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}) - 2 \times 30 \times tg(\frac{180}{4} - \frac{20}{2})) = -17.7 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow G = -17.7 \text{ KN / ml}$$

Remarque : dans notre cas la cohésion de sol est favorable implique que les voile périphériques ne sont pas nécessaire. Donc on recalcule avec le cas le plus défavorable C=0 KN/m²

$$G = 2.61 \times (19 \times tg^2(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}) - 2 \times 0 \times tg(\frac{180}{4} - \frac{20}{2})) = 24.31 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow G = 24.31 \text{ KN / ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 10 \times tg^2(\frac{180}{4} - \frac{20}{2})$$

$$Q = 4.90 \text{ KN/ml}$$

VI.5.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

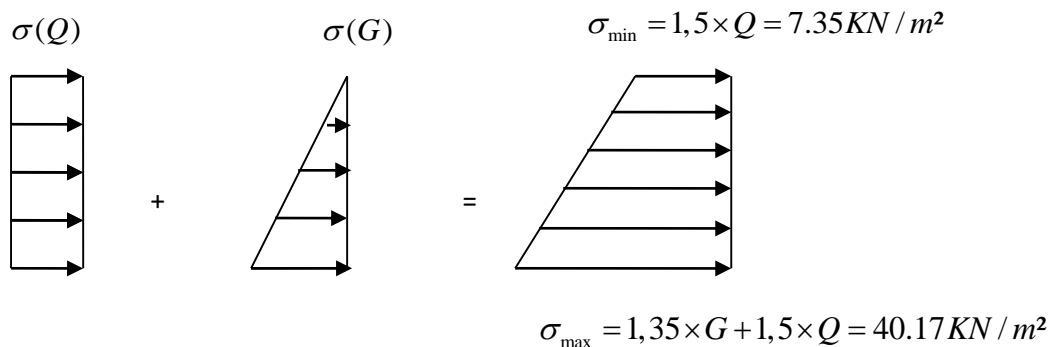


Fig. VI.11.Répartition des contraintes sur le voile.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 40.17 + 7.35}{4} = 31.96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 31.96 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2.61 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.4 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$\rho = 2.61/4.4 = 0,59 > 0,4 \Rightarrow$ Le voile porte dans les deux sens

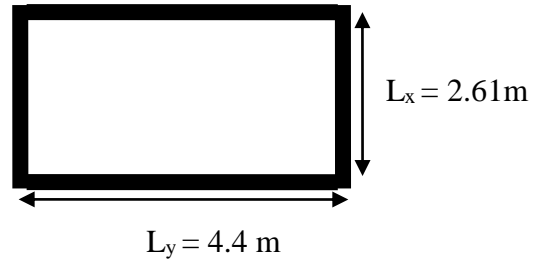


Figure VI.12 : Le panneau le plus sollicité

$$\rho = 0.59 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \rightarrow M_{0x} = 0.0836 \times 2.61^2 \times 31.96$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \rightarrow M_{0y} = 18.2 \times 0.2822$$

$$M_{0x} = 18.2 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 5.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 4.37 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 15.47 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = -0.5 \times M_{0x} = -9.1 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \ b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Ferrailage des voiles périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	15.47	0.037	0.048	16.7	2.67	1.93	4HA10 = 3.14
	y-y	4.37	0.011	0.013	16.9	0.74	1.6	4HA8 = 2.01
Appui		-9.1	0.022	0.028	16.8	1.56	1.93	4HA8 = 2.01

• **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

VI.5.6. Vérifications :

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.59 > 0.4, e \geq 12cm.$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour } FeE400$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.59) \times 100 \times 20 = 1,93cm^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 1.17MPa$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{31.96 \times 2.61}{2} \times \frac{4.4^4}{4.4^4 + 2.61^4} = 37.11KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_{uy} = \frac{31.96 \times 4.4}{2} \times \frac{2.61^4}{4.4^4 + 2.61^4} = 7.75KN$$

$$\tau_u = \frac{37.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.22MPa$$

$$\tau_u = 0.22MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0884$$

$$\mu_y = 0.4565$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 24.31 + 1 \times 4.9 = 29.21 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 4.9 = 4.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 29.21 + 4.9}{4} = 23.13 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 23.13 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2$$

$$M_x = 0.0884 \times 23.13 \times (2.61)^2 = 13.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.4565 \times 13.93 = 6.36 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 11.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.41 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -6.97 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Tableau VI.12. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
Travée	x-x	11.84	3.57	10012	4.21 < 15	Vérifiée	238.43 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	5.41	2.9	6807	2.31 < 15	Vérifiée	167.76 < 201,63	Vérifiée
Appui	-6.97	2.9	6807	2.98 < 15	Vérifiée	216.17 > 201,63	N. Vérifiée	

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Redimensionner la section des aciers de la travée selon x-x et l'appui.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Tableau VI.13. Ferrailage du mur à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	11.84	0,203	0,226	3.74	4.52	4HA12
Appui		-6.97	0,12	0,178	2.16	3.14	4HA10

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

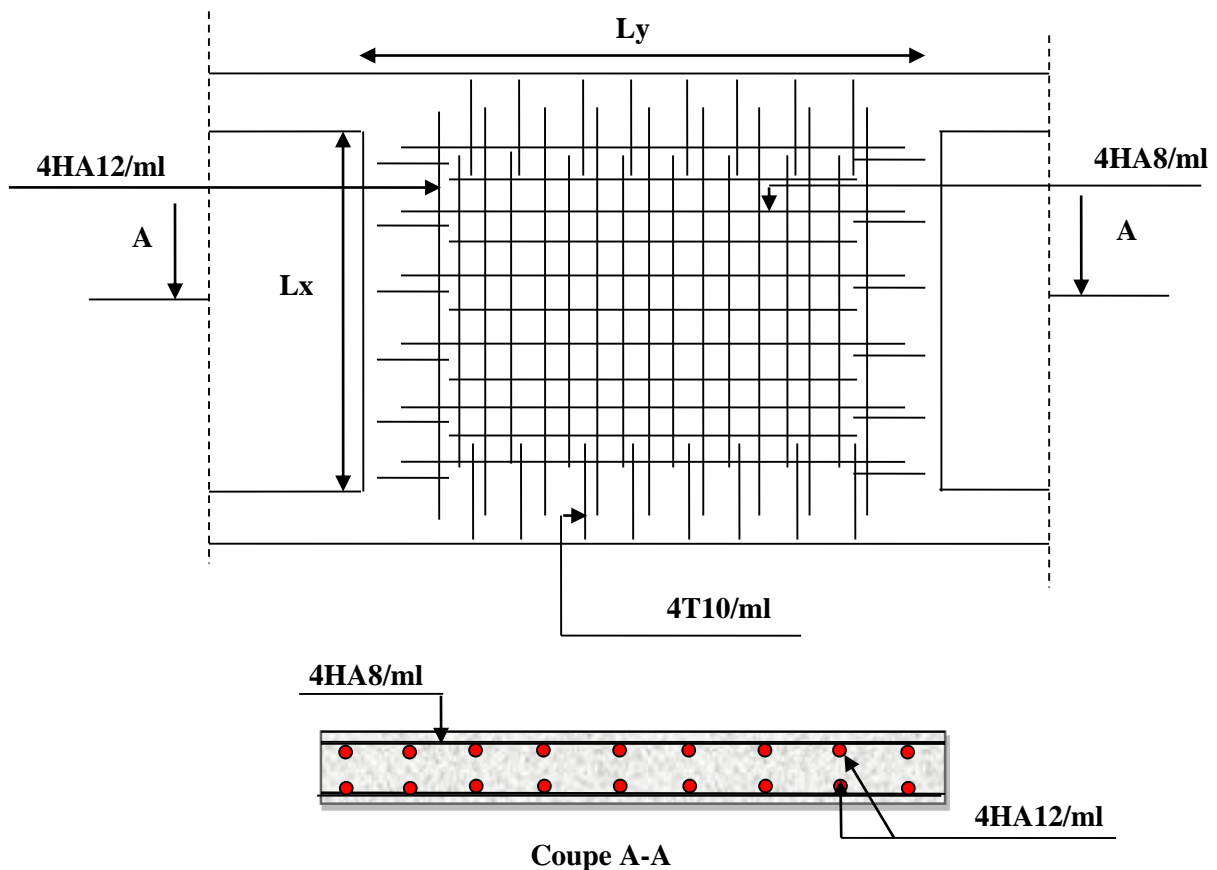


Fig. VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.6. Etude du mur de soutènement :

Un mur de soutènement de hauteur 8.85m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement de mur de soutènement :

Le panneau le plus défavorable :

- La hauteur $h=3.63m$
- La longueur $L=4.4m$
- L'épaisseur $e=20cm$

VI.5.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19KN / m^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 20^\circ$
- La cohésion $c=30 KN/m^2$

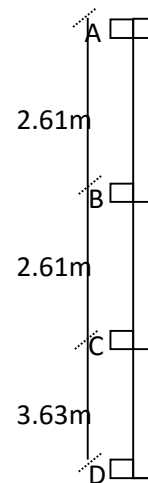


Figure VI.14 : Schéma du mur de soutènement

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.63 \times (19 \times tg^2(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}) - 2 \times 30 \times tg(\frac{180}{4} - \frac{20}{2})) = -8.2 KN / ml$$

$$\Rightarrow G = -8.2 KN / ml$$

Remarque : dans notre cas la cohésion de sol est favorable implique que les voiles périphériques ne sont pas nécessaires. Donc on recalcule avec le cas le plus défavorable $C=0$ KN/m^2

$$G = 2.61 \times (19 \times tg^2(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}) - 2 \times 0 \times tg(\frac{180}{4} - \frac{20}{2})) = 24.31 KN / ml$$

$$\Rightarrow G = 33.82 KN / ml$$

• **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$Q = 4.90 \text{ KN/ml}$$

VI.5.5. Ferrailage du mur :

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

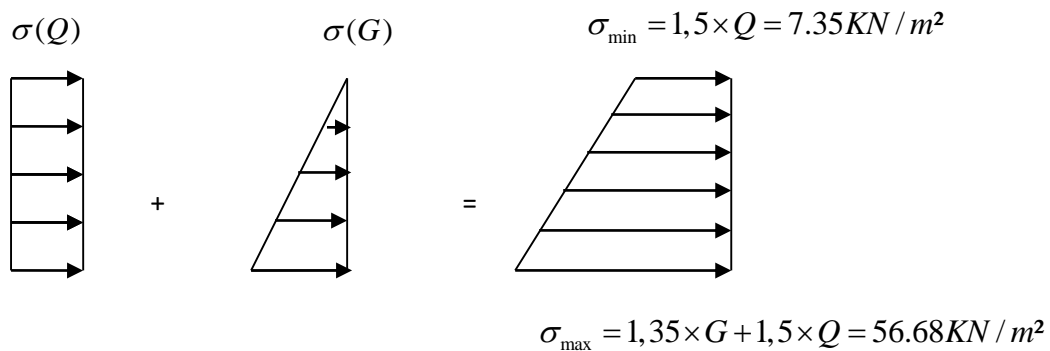


Fig. VI.15.Répartition des contraintes sur le mur.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 56.68 + 7.35}{4} = 44.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 44.35 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3.63 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.4 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$\rho = 3.63/4.4 = 0,83 > 0,4 \Rightarrow$ Le voile porte dans les deux sens

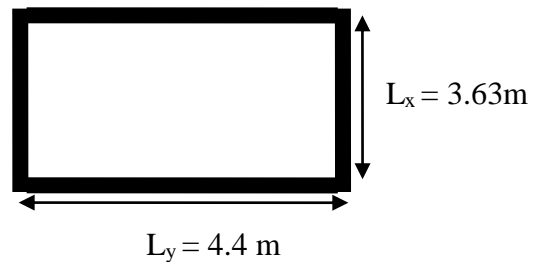


Figure VI.16 : Le panneau le plus sollicité

$$\rho = 0.83 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \rightarrow M_{0x} = 0.0528 \times 3.63^2 \times 44.35$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \rightarrow M_{0y} = 30.86 \times 0.6494$$

$$M_{0x} = 30.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 20.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 17.03 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 26.23 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = -0.5 \times M_{0x} = -15.43 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Ferrailage du mur de soutènement

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	26.23	0.064	0.083	16.44	4.59	1.74	5HA12 = 5.65
	y-y	17.03	0.042	0.053	16.64	2.97	1.6	5HA10 = 3.93
Appui		-15.43	0.038	0.048	16.67	2.66	1.74	5HA10 = 3.93

• **Espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sensxx} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sensyy} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

VI.5.6. Vérifications :

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.83 > 0.4, e \geq 12\text{cm.}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.83) \times 100 \times 20 = 1,74\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 1.17MPa$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{44.35 \times 3.63}{2} \times \frac{4.4^4}{4.4^4 + 3.63^4} = 55.01KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{44.35 \times 4.4}{2} \times \frac{3.63^4}{4.4^4 + 3.63^4} = 30.89KN$$

$$\tau_u = \frac{55.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.32MPa$$

$$\tau_u = 0.32MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0596 \quad \mu_y = 0.7518$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 33.81 + 1 \times 4.9 = 38.71KN / m^2.$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 1 \times 4.9 = 4.9KN / m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 38.71 + 4.9}{4} = 30.26KN / m^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1ml = 30.26KN / m.$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2$$

$$M_x = 0.0596 \times 30.26 \times (3.63)^2 = 23.76KN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.7518 \times 23.76 = 17.86KN.m$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 20.2KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 15.18KN.m$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -11.88KN.m$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63MPa.; \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Tableau VI.15. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	20.2	4.58	16276	5.69 < 15	Vérifiée	231.09 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	15.18	3.92	12093	4.93 < 15	Vérifiée	246.26 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-11.88	3.92	12093	3.85 < 15	Vérifiée	192.68 < 201,63	Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Redimensionner la section des aciers de la travée selon x-x et y-y.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1] \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Tableau VI.16. Ferrailage de mur à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	20.2	0,346	0,287	6.51	6.79	6HA12
	y-y	15.18	0,27	0,257	4,84	5,65	5HA12

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

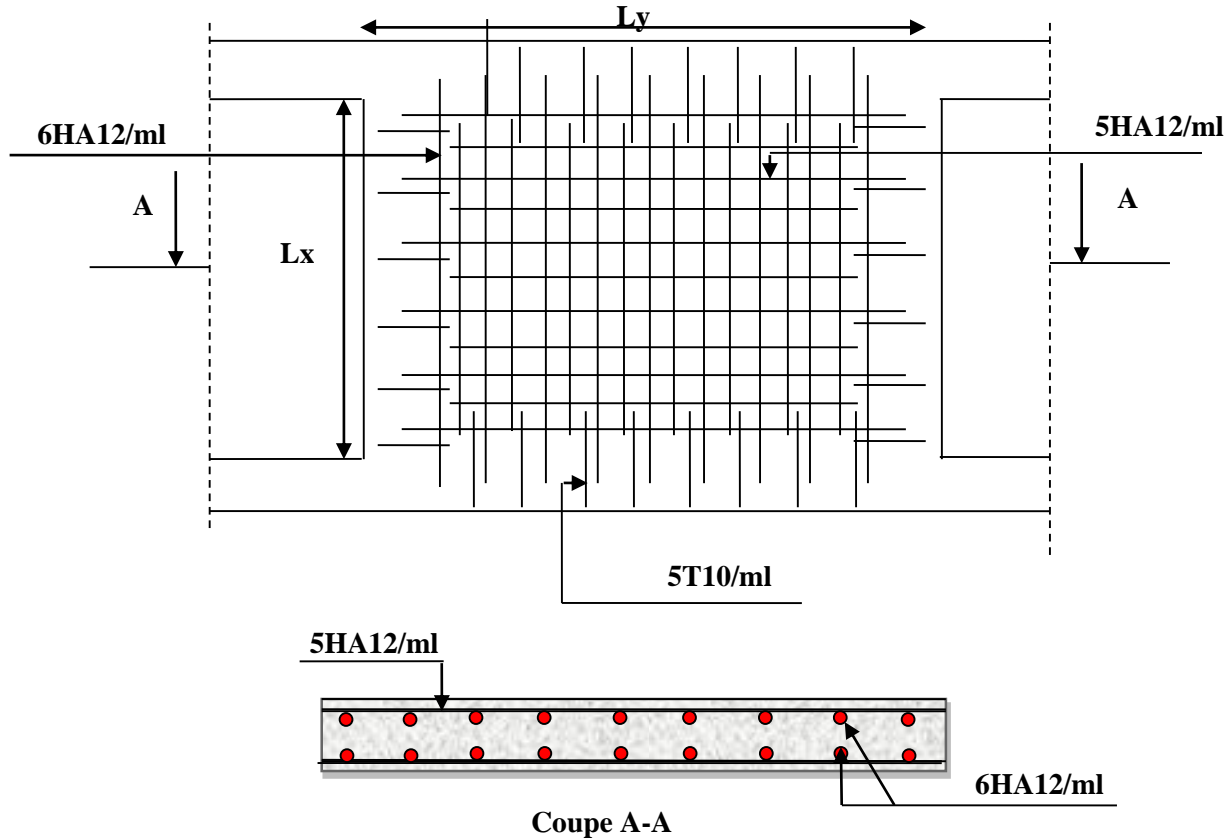


Fig. VI.17. Schéma de ferrailage de mur de soutènement.

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel SAP2000 version 14.2.2

Cette étude nous a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
 2. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques.
 3. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
 4. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
 5. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
 6. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
 7. La modélisation de l'escalier influe directement sur la nature des modes de vibration, car l'escalier a une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influe sur la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire d'en tenir compte dans la modélisation.
 8. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
-

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99**(Béton Armé aux États Limites) et **DTU** associés (deuxième édition 2000).
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).
- Les différents mémoires des années précédentes.
- Cahier de cours béton 3eme et 4eme année du cursus.

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE IV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33