

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

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master 2 en génie civil
Option : Matériaux et structure(M.S)

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+1'entre sol) à usage d'habitation contreventé
par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Réalisé par :

OURTILANE Amirouche
CHEBAH Loucif

Encadreur :

M^{me}.ATTIL

Jury :

M^{me}. AREZKI
M^{me}. HAMOUCHE

Promotion 2015-2016

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice M^{me} ATTIL pour son encadrement sans oublier le bureau d'étude bart qui nous ont vraiment aider

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents pour toute l'aide qu'ils
n'ont cessé de me donnée.*

*A mes très chers frères Mohand Amezian et
Fateh.*

A mes très chères oncles, tantes et cousines.

*A ma promotrice : M^{me} « ATTIL », Qui a fait tout
son possible pour nous aider et nous orienté dans
l'élaboration de notre mémoire.*

A mon binôme Loucif et sa famille.

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

Amirouche.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mon très cher père pour tout Le soutien et l'aide
qui m'as donnée. A ma très chère mère*

A mes très chers frères et sœurs.

A ma très chère belle mère.

A mes très chères grandes mères.

A mon très cher grand père.

A mes très chers oncles, tantes, cousins et cousines.

*A ma promotrice : M^{me} « ATTIL », Qui a fait tout
son possible pour nous aider et nous orienté dans
l'élaboration de notre mémoire.*

A mon binôme Amirouche et sa famille.

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

Loucif.

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_G: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d': Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

e: Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.

g: Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

s_t: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

W: poids propre de la structure.

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

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

LISTES DES FIGURES

Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} En fonction de celle à la compression f_{cj}	11
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	12
Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	15
Figure II.1. Plancher à corps creux.....	18
Figure. II.2. Schéma d'une poutrelle.....	19
Figure II.3. Disposition des poutrelles.....	20
Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible... ..	20
Figure II.5. Plancher étage courant.....	21
Figure. II.6. Dalle sur 4 appuis.....	22
Figure. II.7. Dalle sur 3 appuis.....	23
Figure. II.8. Dalle sur 2 appuis.....	23
Figure II.9. Murs extérieurs.....	24
Figure II.10. Schéma de l'escalier.....	25
Figure II.11. vue en plan de l'escalier.....	25
Figure II.12. Coupe de l'acrotère.....	29
Figure II.13. Hauteur libre d'étage.....	32
Figure II.14. Vue en plan d'un voile.....	33
Figure II.15. Schéma statique de la décente de charge.....	33
Figure II.16. Schéma de repérage des poteaux.....	34
Figure II.17. Surface revenant au poteau D-3.....	35
Figure II.18. Surface revenant au poteau de la cage d'escalier.....	37
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle.....	46
Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	46
Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	47
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.....	47

Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 2	50
Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle type 1	56
Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle type 4	62
Figure III.8. Schéma statique de la poutrelle type 3	64
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	79
Figure III.10. Schéma d'une dalle sur 4 appuis	81
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	87
Fig.III. 12. Dalles sur trois appuis	87
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	92
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	99
Figure III. 15. Schéma statique de l'escalier	100
Figure III.16. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	101
Figure III. 17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	104
Figure III.18. Schéma de Ferrailage de l'escalier du RDC et les etages courant	107
Figure III.19. Schéma de Ferrailage de l'escalier de l'entre-sol(volée 1 et 3)	108
Figure III.20. Schéma de Ferrailage de l'escalier de l'entre-sol(volée 2)	108
Figure III.21. Schéma statique du la poutre palière	108
Figure III.22. Section creuse équivalente	111
Figure III.23. Ferrailage de la Poutre palière	113
Figure III.24. Ferrailage de la Poutre de chainage	116
Figure. III.25. Acrotère	117
Figure .III. 26. Les Sollicitations sur l'acrotère	118
Figure.III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère	121
Figure.III.28. Dalle de la cage d'ascenseur	122
Figure III.29. La surface d'impact	126
Figure III.30. Vue en coupe du ferrailage de la dalle	131
Figure IV.1. Spectre de réponse	138
Figure IV. 2. Disposition des voiles	139
Figure IV.3. 1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x)	140
Figure IV.4. 2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant y-y)	140
Figure IV.5. 3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z)	141
Figure V. 1. Zone nodale	151
Figure V.2. Section d'un poteau	162

Figure V. 3. <i>Disposition des armatures des poteaux</i>	165
Figure V.4. <i>Schéma de ferrailage des poteaux type (1)</i>	167
Figure V.5. <i>Schéma de ferrailage des poteaux type (2)</i>	168
Figure V.6. <i>2U superposés (avec alternance dans l'orientation)</i>	170
Figure. V.7. <i>Dispositions constructives des portiques</i>	171
Figure V. 8. <i>Les moments sur la zone nodale</i>	180
Figure V.9. <i>Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×55) de RDC et les étages courants</i>	185
Figure .V.10. <i>Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×40) de RDC et les étages courants</i>	185
Figure .V.11. <i>Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×40) de RDC et les étages courants</i>	186
Figure .V.12. <i>Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×30) de RDC et les étages courants</i>	186
Figure. V.13. <i>Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×55) de la terrasse</i>	187
Figure. V.14. <i>Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×40) de la terrasse</i>	187
Figure. V.15. <i>Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×40) de la terrasse</i>	188
Figure. V.16. <i>Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×30) de la terrasse</i>	188
Figure .V.17. <i>Disposition des armatures dans les voiles</i>	190
Figure .V.18. <i>Schéma de répartitions les voiles</i>	191
Figure. V.19. <i>Schéma d'un voile plein</i>	192
Figure V.20. <i>Schéma de ferrailage d'un voile</i>	198
Figure VI.1. <i>Schéma d'une semelle isolée</i>	200
Figure VI.2. <i>Semelle filante</i>	200
Figure. VI.3: <i>Dimension du radier</i>	201
Figure VI.4. <i>Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée</i>	203
Figure VI.5. <i>Schéma statique du débord</i>	205
Figure VI.6. <i>Détail de ferrailage du débord</i>	206
Figure VI.7. <i>Dalle sur quatre appuis</i>	207
Figure VI.8. <i>Schéma de ferrailage du radier (panneau 1)</i>	210
Figure. VI.9. <i>Dalle sur quatre appuis</i>	210
Figure. VI.10. <i>Schéma de ferrailage du bord (panneau 2)</i>	213
Figure.VI.11. <i>La subdivision des charges suivant les lignes de rupture</i>	214
Figure.VI.12. <i>Sollicitations sur les nervures transversales</i>	215

Figure.VI.13. <i>Sollicitations sur les nervures longitudinales</i>	216
Figure.VI.14. <i>Section à ferrailer</i>	218
Figure VI. 15. <i>Schéma de ferrailage de la nervure sens X-X</i>	221
Figure VI. 16. <i>Schéma de ferrailage de la nervure sens Y-Y</i>	221
Figure VI.17. <i>Dimension du voile adossé</i>	222
Figure VI.18. <i>Diagramme des contraintes</i>	223
Figure VI.19. <i>Dalle sur quatre appuis</i>	224
Figure.VI.20. <i>Schéma de ferrailage du voile adossé</i>	227

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. <i>Caractéristiques mécaniques des aciers</i>	14
Tableau I.2. <i>L'enrobage des armatures</i>	16
Tableau II.1. <i>Evaluation des charges et surcharges sur le plancher terrasse</i>	21
Tableau II.2. <i>Evaluation des charges et surcharges sur le plancher étage courant</i>	21
Tableau II.3. <i>Evaluation des charges et surcharge des planchers à dalle pleine</i>	23
Tableau II.4. <i>Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs</i>	24
Tableau II.5. <i>Evaluation des charges et surcharge des paliers</i>	28
Tableau II.6. <i>Evaluation des charges et surcharge des volées</i>	28
Tableau II.7. <i>Evaluation des charges de l'acrotère</i>	29
Tableau II.8. <i>Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau D-3)</i> ...	36
Tableau II.9. <i>Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau G-3)</i>	39
Tableau II.10. <i>Résultat de vérification a la compression simple</i>	41
Tableau II.11. <i>Résultat de vérification au flambement</i>	42
Tableau .III.1. <i>Les différents types de poutrelles</i>	48
Tableau III.2. <i>Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles</i>	49
Tableau III.3. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type2)</i>	54
Tableau III.4. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)</i>	55
Tableau III.5. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 2)</i>	55
Tableau III.6. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 2)</i>	55
Tableau III.7. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)</i>	55
Tableau III.8. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)</i>	56
Tableau III.9. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)</i>	60
Tableau III.10. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)</i>	61
Tableau III.11. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type1)</i>	61
Tableau III.12. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage terrasse inaccessible (type 1)</i>	61

Tableau III.13. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 1)</i>	62
Tableau III.14. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type1)</i>	62
Tableau III.15. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type4)</i>	63
Tableau III.16. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)</i>	63
Tableau III.17. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 4)</i>	63
Tableau III.18. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 4)</i>	63
Tableau III.19. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher entre sol (type4)</i>	63
Tableau III.20. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher entre sol (type 4)</i>	64
Tableau III.21. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible (type3)</i>	64
Tableau III.22. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible (type3)</i>	64
Tableau III.23. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 3)</i>	65
Tableau III.24. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3)</i>	65
Tableau III.25. <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher entre sol (type 3)</i>	65
Tableau III.26. <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher entre sol (type3)</i>	65
Tableau III.27. <i>Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles poutrelles de chaque niveau</i>	66
Tableau III.28. <i>Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux</i>	66
Tableau III.29. <i>Calcul des armatures principales</i>	70
Tableau III.30. <i>Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U.</i>	72
Tableau III.31. <i>Vérification des contraintes à l'E.L.S.</i>	74
Tableau III.32. <i>Vérification des états limites de déformation</i>	77
Tableau III.33. <i>Schéma de ferrailage des poutrelles</i>	80
Tableau III.34. <i>Calcul des armatures principales</i>	83
Tableau III.35. <i>vérification des contraintes à l'ELS</i>	84
Tableau III.36. <i>Vérification de la flèche à l'E.L.S.</i>	85
Tableau.III.37. <i>Calcul des sollicitations</i>	89
Tableau III.38. <i>Calcul des armatures principales</i>	89
Tableau III.39. <i>vérification des contraintes à l'ELS</i>	90
Tableau III.40. <i>Vérification de la flèche à l'E.L.S.</i>	91
Tableau III.41. <i>Calcul des armatures principales</i>	95
Tableau III.42. <i>Vérification des contraintes à l'E.L.S.</i>	96
Tableau III.43. <i>Vérification de la flèche à l'E.L.S.</i>	97

Tableau III.44. <i>Calcul des armatures principales</i>	102
Tableau III.45. <i>Vérification des contraintes à l'E.L.S</i>	105
Tableau III.46. <i>Vérification de la flèche à l'E.L.S</i>	106
Tableau III.47. <i>Les sollicitations de la poutre palière</i>	109
Tableau III.48. <i>Calcul des armatures principales</i>	109
Tableau.III.49. <i>Vérification des contrainte a l'ELS</i>	112
Tableau III.50. <i>Calcul des armatures principales</i>	115
Tableau III.51. <i>Combinaison d'action de l'acrotère</i>	118
Tableau III.52. <i>Section de ferrailage de la dalle d'ascenseur</i>	124
Tableau III.53. <i>Vérification des contraintes</i>	126
Tableau III.54. <i>Ferrailage de la dalle de salle des machines</i>	128
Tableau III.55. <i>Vérification des contraintes</i>	130
Tableau IV.1. <i>Valeurs des pénalités Pq</i>	134
Tableau IV.2. <i>Les poids des différents niveaux</i>	136
Tableau IV.3. <i>Période de vibration et taux de participation massique</i>	142
Tableau IV.4. <i>Vérification de l'interaction sous charges verticale</i>	143
Tableau IV.5. <i>Vérification de l'interaction sous charges horizontales</i>	144
Tableau IV.6. <i>Vérification de l'effort tranchant à la base</i>	145
Tableau IV.7. <i>Vérification des déplacements de la structure</i>	145
Tableau IV.8. <i>Vérification a L'effet $P-\Delta$</i>	147
Tableau IV.9. <i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	148
Tableau V.1. <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (type1) exigées par le RPA</i>	151
Tableau V.2. <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (type2) exigées parle RPA</i>	152
Tableau V.3. <i>Sollicitations dans les poteaux (type 1)</i>	153
Tableau V.4. <i>Sollicitations dans les poteaux (type 2)</i>	154
Tableau V.5. <i>Armatures longitudinales des poteaux (type1)</i>	156
Tableau V.6. <i>Armatures longitudinales des poteaux (type2)</i>	157
Tableau V. 7. <i>Armatures transversales des poteaux (type1)</i>	158
Tableau V. 8. <i>Armatures transversales des poteaux (type2)</i>	159
Tableau V.9. <i>Vérification du flambement des poteaux (type1)</i>	161
Tableau V.10. <i>Vérification du flambement des poteaux (type2)</i>	162

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton poteau (type1).....	163
Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton poteau (type2).....	163
Tableau V.13. Vérification des contraintes tangentielles (poteau type 1).....	164
Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles (poteaux type 2).....	164
Tableau V.15. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.....	171
Tableau V.16. Les sollicitations dans les poutres principales.....	172
Tableau V.17. Les sollicitations dans les poutres secondaires.....	172
Tableau V.18. : Le ferrailage des poutres principales et secondaires.....	172
Tableau V.19. Vérification de l'effort tranchant.....	176
Tableau V.20. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	177
Tableau V.21. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	177
Tableau V.22. Moment résistant dans les poteaux (type1).....	180
Tableau V.23. Moment résistant dans les poteaux(type2).....	181
Tableau V.24. Moment résistant dans les poutres.....	181
Tableau V.25. Vérification de la zone nodale (poteaux type1).....	182
Tableau V.26. Vérification de la zone nodale (poteaux type2).....	183
Tableau V.27. Ferrailage de voile V_2	194
Tableau V.28. Ferrailage des voiles V_1	195
Tableau V.29. Ferrailage des voiles V_3	196
Tableau V.30. Ferrailage des voiles V_4	197
Tableau VI.1. Résumé des résultats.....	205
Tableau VI.2. Résumé des résultats de ferrillages.....	208
Tableau VI.3. vérification des contraintes à l'ELS.....	209
Tableau VI.4. Les nouvelles sections d'armature.....	210
Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrillages.....	212
Tableau VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	213
Tableau V.I.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU).....	216
Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS).....	216
Tableau VI.9. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU).....	216
Tableau VI.10. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS).....	217
Tableau VI.11. Résumé des résultats de ferrillage des nervures de radier.....	219
Tableau VI.12. vérification des contraintes à l'ELS.....	220

Tableau VI.13. <i>Les nouvelles sections d'armatures</i>	220
Tableau VI. 14. <i>Section des armatures du voile adosse</i>	225
Tableau VI.15. <i>Vérification des contraintes dans le mur à l'ELS</i>	226
Tableau VI.16. <i>Les nouvelles sections d'armatures</i>	226

SOMMAIRES

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Implantation	2
I.4. Caractéristique géométrique	2
I.5. Système de contreventement.....	2
I.6. Les éléments structuraux.....	3
I.7. Caractéristique du sol.....	3
I.8. Régularité de la structure	4
I.9. Réglementations et normes utilisées.....	4
I.10. Les états limites.....	5
I.11. Hypothèses de calcul.....	5
I.12. Les actions	7
I.13. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	9

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	18
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	18
II.2.1. Les plancher.....	18
II.2.2. Les murs extérieurs	24
II.2.3. Les escaliers.....	25

II.2.4. L'acrotère.....	29
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	30
II.3.1. Les poutres principales	30
II.3.2. Les poutres secondaires	31
II.3.3. Les poteaux	32
II.3.4. Les voiles	32
II.4.Descente de charges	33
II.5.1. Vérification a la compression simple des poteaux.....	40
II .5.2. Vérification au flambement	40
II.6. Conclusion	43

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1.Introduction	44
III.2.Etude des planchers	44
III.2.1. Etude des planchers à corp creux	44
III.2.2. Etude des planchers à Dalles pleines.....	80
III.3.Etude des escaliers	99
III.4. Calcul des chinages	113
III.5.Etude de l'acrotère.....	117
III.6.Etude de l'ascenseur	122

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	132
IV.2.Méthode de calcul	132

IV.3. Analyse sismique de la structure	132
--	-----

IV.4. Conclusion.....	149
-----------------------	-----

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

V.1. Introduction	150
-------------------------	-----

V.2. Etude des poteaux.....	150
-----------------------------	-----

V.3. Etude des poutres.....	168
-----------------------------	-----

V.4. Etude des voiles.....	189
----------------------------	-----

V.5.Conclusion.....	198
---------------------	-----

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction	199
-------------------------	-----

VI.2.Choix du type des fondations.....	199
--	-----

VI.3. Etude du voile adossé.....	222
----------------------------------	-----

VI.4.Conclusion.....	228
----------------------	-----

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto-stable. Les autres systèmes tels que ceux en voiles ou mixtes (voiles portiques), ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment R+8+Entre sol, contreventé par un système mixte (voiles portiques) avec interaction. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003 BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. B.2.33.2).

Le premier chapitre est consacré à la détermination des caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Le pré dimensionnement des éléments secondaires structuraux a ensuite fait l'objet du deuxième chapitre. Quant au troisième chapitre, il renferme tous les calculs et les ferraillements des éléments secondaires en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons mené une étude dynamique de la structure en question. Cette dernière a été modélisée par le logiciel Sap 2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée conformément au règlement parasismique algérien. Le calcul du ferraillement des éléments structuraux est exposé dans le cinquième chapitre. En chapitre dernier, nous nous sommes intéressés au choix des fondations qui conviennent aux caractéristiques du sol d'assise ainsi qu'au poids de la structure. Le travail est clôturé par une conclusion générale qui synthétise l'ensemble des résultats et remarques obtenus dans l'étude entreprise.

I.1. INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+8 étages + entre sol. Cet ouvrage est à usage multiple (parking au entre sol et habitation aux autres niveaux). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2A, ayant une importance moyenne.

I.3. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est situé a quelques centaines de mètres au sud du rivage et a un kilomètre environ, a l'Est du lit majeur de oued Aguerioune. il est situé sur la RN43 au niveau de la rentrée Ouest de la localité de melbou.

L'assise est sur un terrain vierge de toute construction et couverte d'une intense végétation. Une partie assez marécageuse et humide est constatée a l'Ouest du terrain avec stagnations d'eaux même en période de chaleur.

I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Hauteur total de l'ouvrage : 29.28m.
- Hauteur de entre sol : 4,08m
- Hauteur de RDC : 2,80m
- Hauteur d'étage courant : 2,8m
- Largeur : 12.15m
- Longueur : 20.63 m

I.5. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

En se basant sur l'article (3-4-A-1.a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone II, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article, les voiles de contreventement doivent reprendre

au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.6. LES ELEMENTS STRUCTURAUX

▪ **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

▪ **Les poutres** : sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

▪ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

▪ **Les escaliers** : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

▪ **La maçonnerie** :

➤ les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

➤ Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

▪ **Balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.

▪ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastres à sa base au plancher terrasse, Coulé sur place.

▪ **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.

✓ Limiter les tassements.

✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

I.7. CARACTERISTIQUES DU SOL

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol de caractéristiques suivantes :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 1,23 \text{ bar}$

- Le terrain étudié est constitué du tuf sableux reposant sur une argile sableuse avec présence de cendres volcanique et une argile verdâtre.

I.8 REGULARITE DE LA STRUCTURE

Selon le **RPA99. Version 2003(article 3.5.1)**, un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants

I. 8. 1 Régularité en plan

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis à deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher est inférieur ou égale à 4.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés indéformables dans leur plan.

Dans notre projet, on remarque que : toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan.

I. 8. 2 Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminuent progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion : selon les deux critères le bâtiment est classé régulier en plan, et en élévation.

I.9. REGLEMENTATION ET NORMES UTILISEES

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.10. LES ETATS LIMITES

I.10.1. Définition

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

I.10.2. Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

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

I.10.3. Etat limite de service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

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

I.11. HYPOTHESES DE CALCUL

(CBA93 article A.4.3.2)

I.11.1. Hypothèses de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique, à savoir :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.

- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ → En flexion.
 - $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ → En compression simple.
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

➤ Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2593 \times d$
- Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

Le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section dans l'état limite ultime sollicitation aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple)
- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction)
- Flexion simple
- Flexion composée
- Compression pure (compression simple)

Quelque soit le type des sollicitations, le diagramme des déformations passe par l'un des points A, B ou C appelé pivot.

On distingue trois domaines :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.

Pivot B : flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime.

Pivot C : compression simple ou composée.

I.11.2 Hypothèses de calcul à l'ELS (BAEL91 article A.4.5)

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.12. LES ACTIONS

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.12.1. Les différents types d'actions

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

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

➤ Les actions variables (Q)

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

- Les charges d'exploitations.
- Les charges appliquées aux cours d'exécutions
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

I.12.2. 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 du chargement le plus défavorable.

I.12.3. Combinaison d'actions à l'ELU**(CBA93 article A.3.3.2)**

➤ **Situation durable ou transitoire** : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est : $1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum 1.3\psi_{0i} Q_i$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles**

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

FA : 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.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.12.4. Combinaison d'action à l'E L S**(CBA93 article A.3.3.3)**

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

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.12.5. Combinaisons de calcul

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

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles } \begin{cases} G+Q+E. \\ G+Q+1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \quad \text{pour les structures auto-stable RPA2003 (article 5.2)}$$

Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme

I.13. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISEES

I.13.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le 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.

Ces principaux constituants sont :

▪ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 425 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg. (BAEL91 : article B.1.1).

▪ Les granulats

Ces sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.13.2 : Dosage du béton

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³ de ciment, sa composition courante est comme suite :

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.13.3. Caractéristiques du béton

➤ Résistance mécanique à la compression (f_{cj})

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

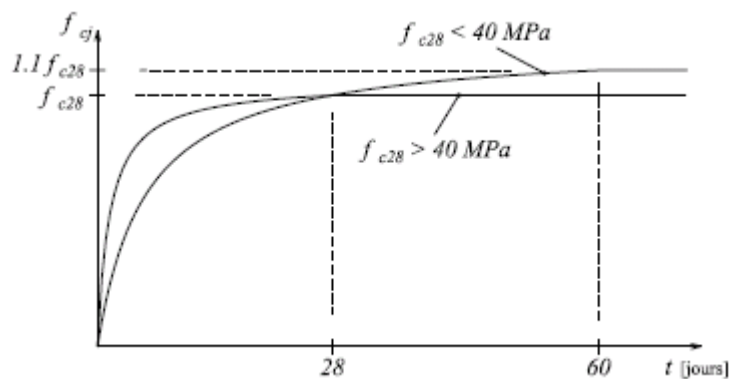


Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ Résistance à la traction (f_{tj})

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$

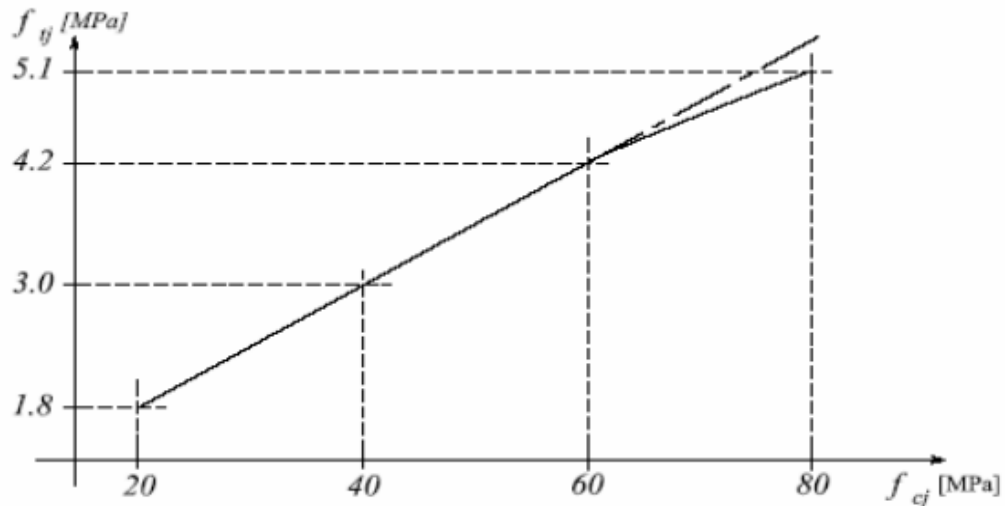


Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{t_j}
En fonction de celle à la compression f_{c_j}

Pour notre cas $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

➤ Valeurs de calcul à la compression

• Contrainte limite à l'ELU

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 : article :A.4.3.4.1})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

• Diagramme des contraintes- déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

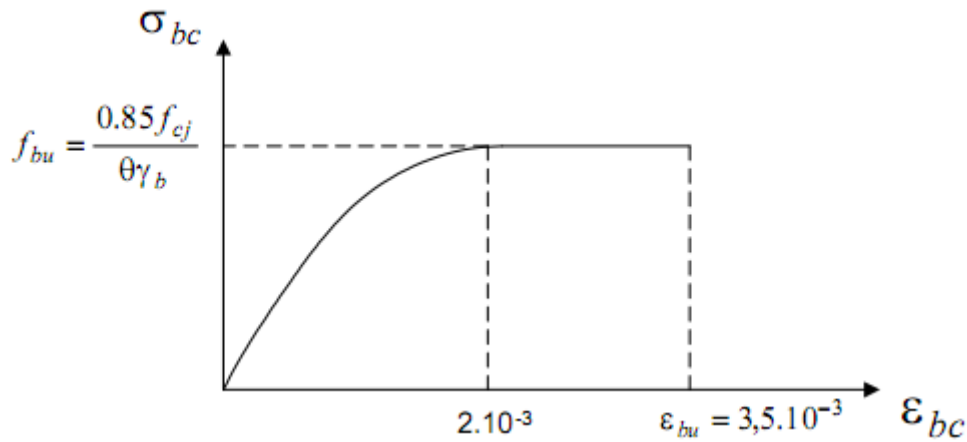


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

▪ Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

➤ Module de déformation longitudinale du béton

• A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.1)

• À long terme :(module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.2)

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20\text{MPa} \\ E_{v28} = 10818.86\text{MPa} \end{cases}$$

➤ **Coefficient de Poisson** (CBA93 article A.2.1.3)

Lorsqu'on soumit une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)** (BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) & \text{Pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) & \text{pour fissuration nuisible} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\tau} = 3.33\text{Mpa} & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau} = 2.50\text{Mpa} & \text{fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

I.13.4. Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

- **Caractéristiques mécaniques des aciers**

Tableau I.1. *Caractéristiques mécaniques des aciers*

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

- **Nuances d'aciers utilisés**

- **Longitudinalement** : On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPa.
- **Transversalement** : On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPa.
- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.
 - TL 50 ($\Phi > 6 \text{ mm}$) ; $f_e = 500 \text{ MPa}$.
 - TL 52 ($\Phi [6 \text{ mm}$) ; $f_e = 520 \text{ MPa}$

- **Contraintes de calcul aux états limites**

- **Etat Limite Ultime**

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \frac{E_s}{\varepsilon_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\text{pour notre cas : } \sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{pour une situation courant} \\ 400 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

• **Diagramme des contraintes – déformations (acier)** (CBA93 article A.2.2.2)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

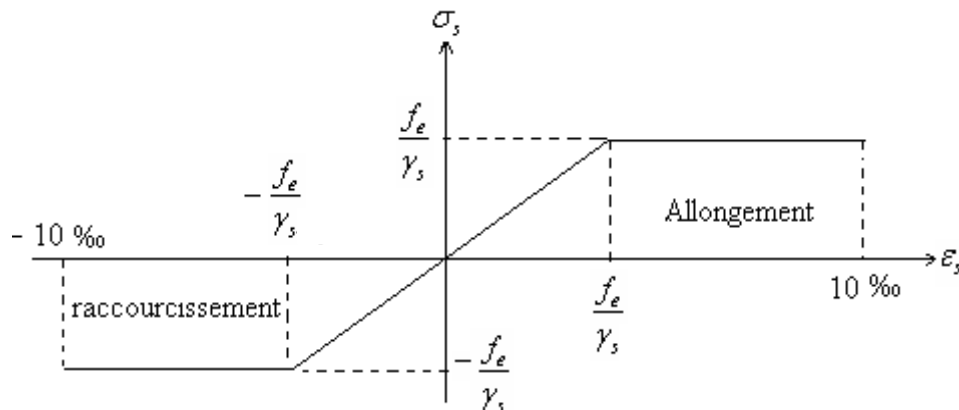


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

▪ **Etat Limite de Service**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

1) **Fissuration peu nuisible**

Pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

2) Fissuration préjudiciable

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

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} \times f_e \quad , \quad 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$$

η : coefficient de fissuration tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 \quad \text{pour l'acier HA} \end{array} \right\}$

3) Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{1}{2} \times f_e \quad , \quad 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$$

➤ Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Tableau I.2. L'enrobage des armatures.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de e
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Avec :

e : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1): enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) : La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

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.
- ✓ $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 3216.20$ Mpa.
- ✓ $f_c = 400$ MPa.

II.1. INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Les planchers à corps creux

a. Définition

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : **B-6-8-4, 2-4**):

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

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

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.44\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+5) = 21\text{cm}$.

Avec :

- ✓ **h = 16 cm** : hauteur du corps creux.
- ✓ **h₀ = 5 cm** : hauteur de la dalle de compression.

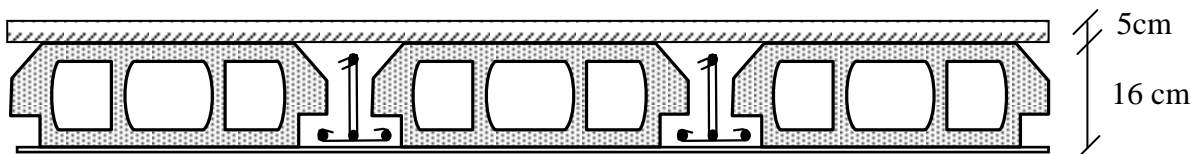


Figure II.1 : plancher à corps creux.

b. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

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

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles principales.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

Donc on prend : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$$

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

$$L_y = 240 - 30 = 210\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 210/10)$$

$$b_1 = 21\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 21 + 10 = 52 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b = 55\text{cm}$

CBA93 (article A.4.1.3)

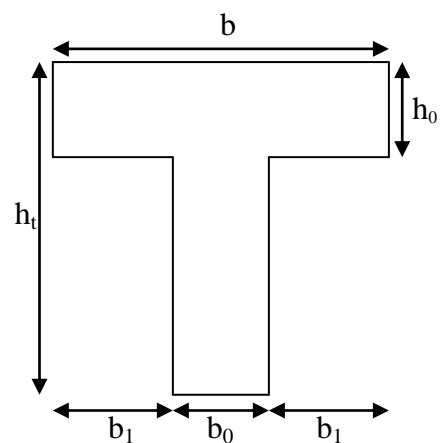


Figure. II.2 : Schéma d'une poutrelle

c. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

➤ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

➤ **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 les deux critères comme indique la figure ci-dessous (figure II.3) :

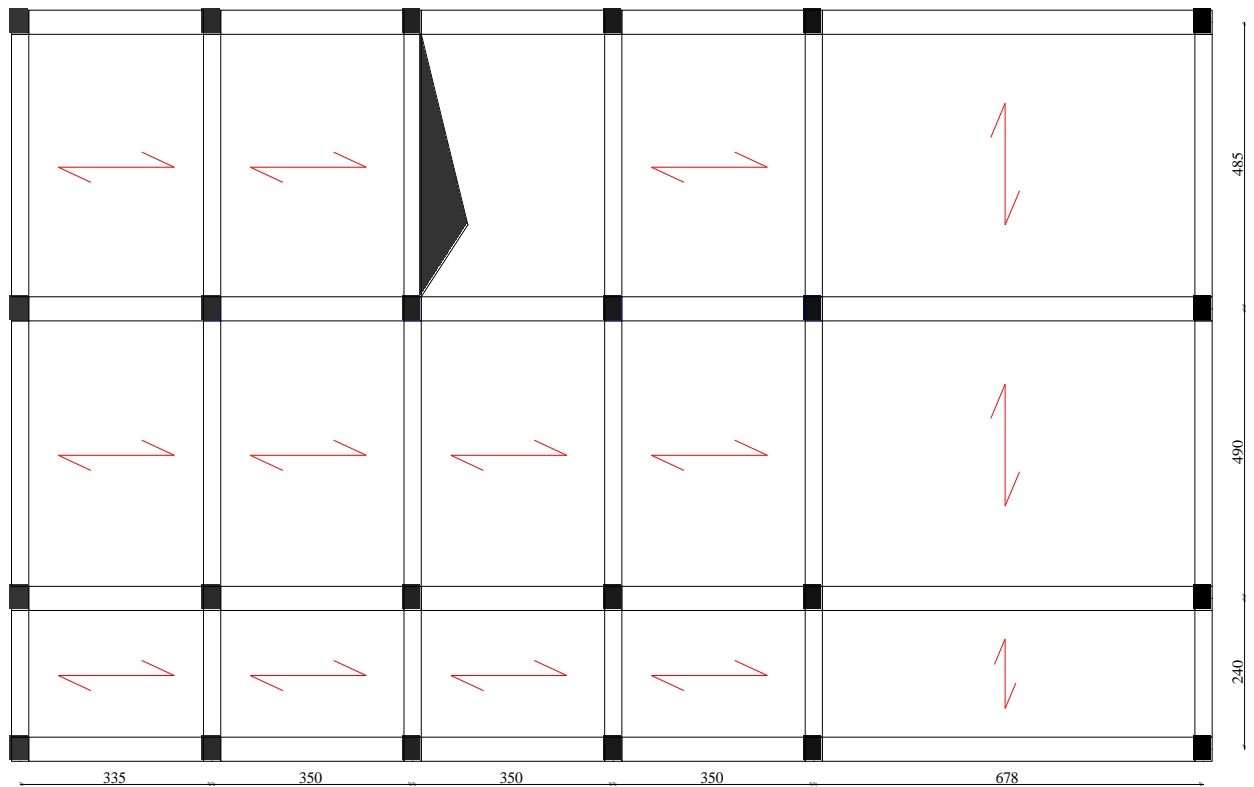


Figure II.3. Disposition des poutrelles

d. Evaluation des charges et surcharges

➤ Plancher terrasse inaccessible

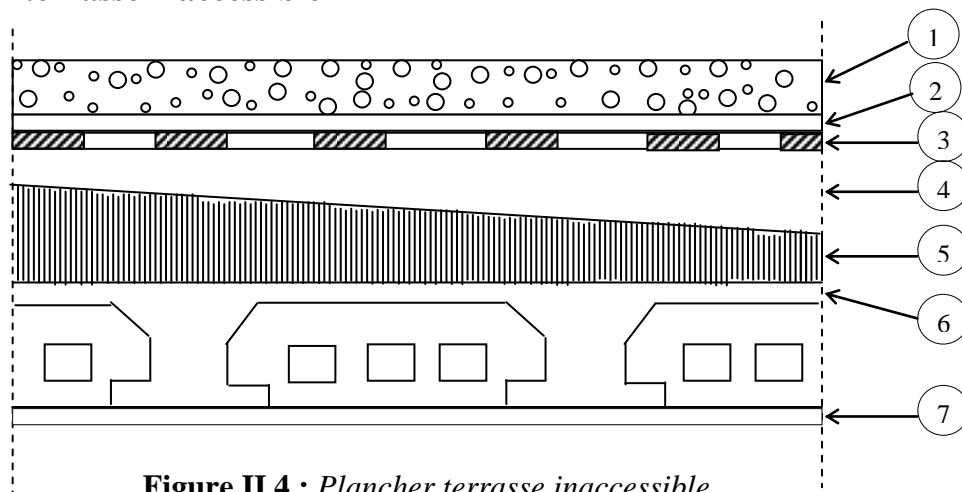
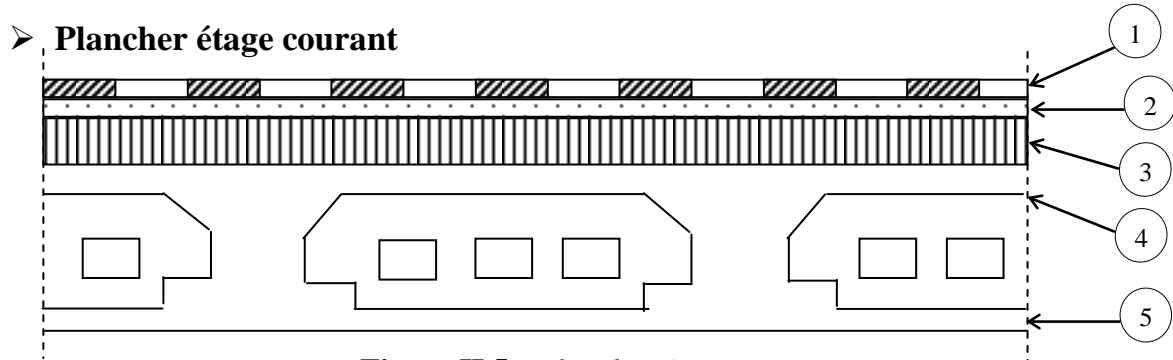


Figure II.4 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges sur le plancher terrasse

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	/	0,03
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
6	Plancher à corps creux (16+5)	0,21	/	3,05
7	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
				Σ= 6.65

- La charge permanente totale estimée est : **G = 6.65 KN/m²**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : **Q = 1.0 KN/m²**.

**Figure II.5 :** Plancher étage courant**Tableau II.2.** Evaluation des charges et surcharges sur le plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+5)	0.21	/	3.05

5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				$\Sigma = 5.45$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.45 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans les étage courant est estimée à : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- D'après le **DTR BC 2.2** La surcharge d'exploitation à prendre dans le rez de chaussée est :
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.2.1.2. Les dalles pleines

a. Définition

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y).

On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

• Résistance au feu (CBA 93)

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

• Isolation phonique : $e \geq 13\text{cm}$

• Critère de résistance à la flexion

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis (X)
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

➤ Dalle sur 4 appuis

$L_x=1.37\text{m}$; $L_y=1.90\text{m}$.

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{137}{45} \leq e \leq \frac{137}{40}$$

$$\Rightarrow 3.04\text{cm} \leq e \leq 3.42\text{cm}.$$

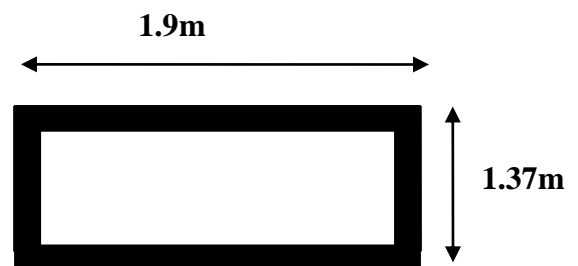


Figure. II.6 : Dalle sur 4 appuis

➤ **Dalle sur 3 appuis**

$$L_x=1.5\text{m} ; \quad L_y=3.2\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33\text{cm} \leq e \leq 3.75\text{cm}.$$

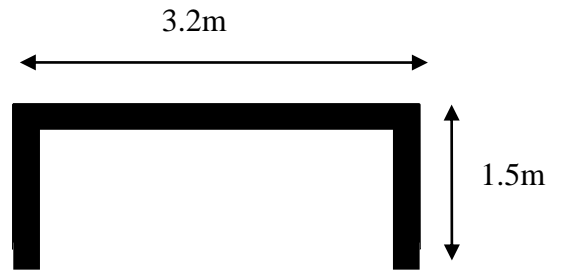


Figure. II.7 : Dalle sur 3 appuis

➤ **Dalle sur 2 appuis**

$$L_x=1.5\text{m} ; \quad L_y=3.12\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33\text{cm} \leq e \leq 3.75\text{cm}.$$

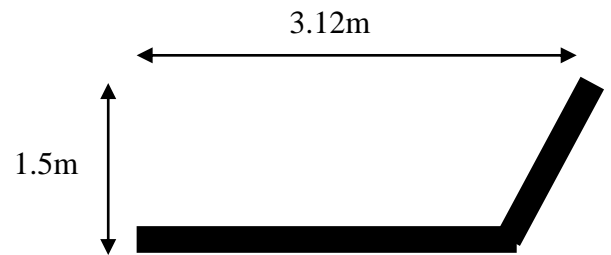


Figure. II.8 : Dalle sur 2 appuis

Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est **e=14 cm** (pour 4 heures de résistance au feu)

b. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharge des planchers à dalle pleine.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" "(K/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				Σ = 5.9

• La charge permanente totale estimée est : **G = 5.9 KN/m²**.

- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleine est estimée à : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.2. Murs extérieur

a. Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

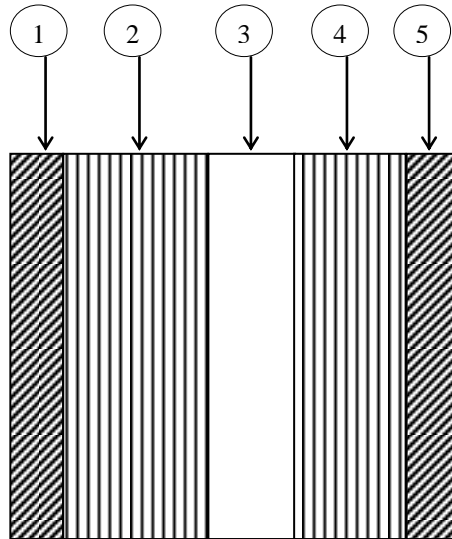


Figure II.9 : Murs extérieurs

b. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.4. Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 2.85$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$.

II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers

a. Définition

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

b. Terminologie

e : Epaisseur d'escalier

L_0 : Longueur projeté de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

α : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement.

L' : longueur réel de l'escalier.

H : hauteur d'une volée.

L : longueur réel de la volée.

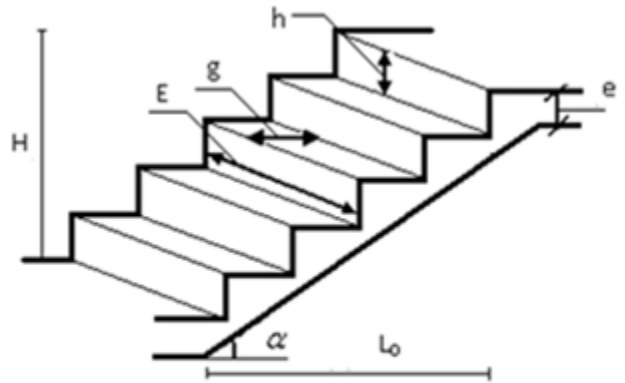


Figure II.10: Schema de l'escalier

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

Escaliers droits à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59m \leq g + 2h \leq 0.66m$$

On prend: $g + 2h = 65 \dots\dots\dots(1)$

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

n : Nombre de contre marche.

$n - 1$: Nombre de marches.

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

- Pour RDC et les étages courants on à :

$H = 1.4m$ et $L_0 = 2.10m$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.52m$$

$L' = 3.62m$

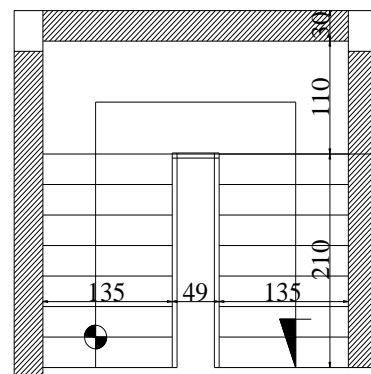


Figure II.11 : vue en plan de

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 65\text{cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 554n + 280 = 0$$

$$\Rightarrow n = 8$$

8 Nombre de contre marche.

7 Nombre de marches.

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{210}{7} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{140}{8} = 17.5\text{cm}$$

$$\frac{362}{30} \leq e \leq \frac{362}{20} \Rightarrow 12.06 \leq e \leq 18.1$$

Donc on prend $e = 15\text{ cm}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{140}{210} = 0.666$$

$$\alpha = 33.69^\circ$$

• Pour l'entre sol on à : Deux types de volée

- Type 1 : volée 1 et 3

$$H = 1.87\text{m} \quad \text{et} \quad L_0 = 3\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 3.53\text{m}$$

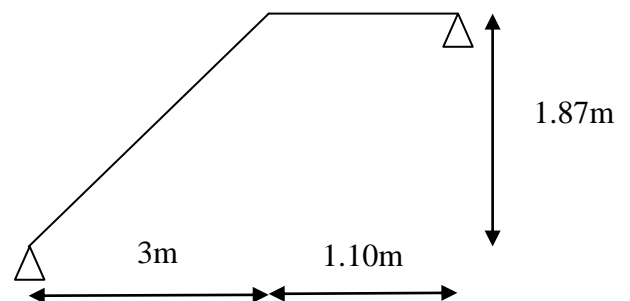
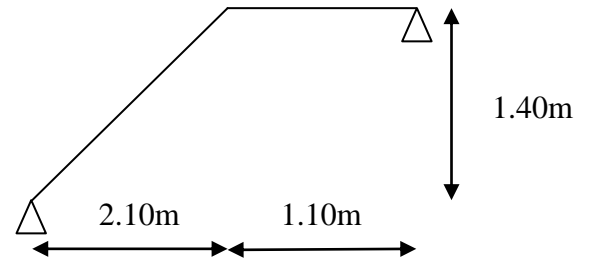
$$L' = 4.63\text{m}$$

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64\text{cm}$$

$$64n^2 - 738n + 374 = 0$$

$$\Rightarrow n = 11$$



Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{300}{10} = 30cm$$

$$h = \frac{187}{11} = 17cm$$

$$\frac{463}{30} \leq e \leq \frac{463}{20} \Rightarrow 15.43 \leq e \leq 23.15$$

Donc on prend $e = 16 cm$

$$tg\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{187}{300} = 0.623$$

$$\alpha = 31.93^\circ$$

- **Type 2** : volée 2

$$H = 0.34m \quad \text{et} \quad L_0 = 0.30m$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 0.45m$$

$$L' = 3.35m$$

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64cm$$

$$64n^2 - 162n + 68 = 0$$

$$\Rightarrow n = 2$$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{30}{1} = 30cm$$

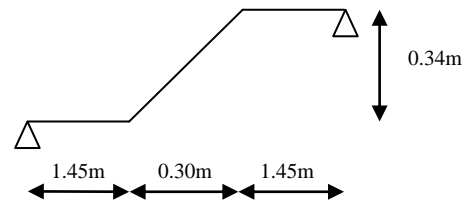
$$h = \frac{34}{2} = 17cm$$

$$\frac{335}{30} \leq e \leq \frac{335}{20} \Rightarrow 11.16 \leq e \leq 16.75$$

Donc on prend $e = 15cm$

$$tg\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{34}{30} = 1.13$$

$$\alpha = 48.57^\circ$$



c. Evaluation des charges et surcharges

➤ Palier

Tableau II.5. Evaluation des charges et surcharge des paliers.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique" γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.14	25	3.50
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 4.86$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 4.86 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation est: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ La volée

Tableau II.6. Evaluation des charges et surcharge des volées.

N°	Description	Epaisseur "e"(m)	Poid volumique" γ " (KN/m ³)	Poid "G"(KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26
3	Matière de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.175 (1/2)	22	1.925
6	Paillasse	0.14/cos α	25	4.06
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 7.605$

- La charge permanente totale pour le RDC est estimée à : $G = 7.605 \text{ KN/m}^2$.

- D'après le DTR BC 2.2 (Art 7-2-1) la surcharge d'exploitation pour un escalier a usage d'habitation est: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.2.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

a. Définition

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

b. Evaluation des charges

➤ Charge permanent

• Poids propre

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

S : Surface de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (60 \times 10) + (7 \times 5) + 0.5(7 \times 7)$$

$$S = 659.5 \text{ cm}^2 = 0.06595 \text{ m}^2$$

Donc: $G = 25 \times 0.06595 \times 1$

$$G = 1.648 \text{ KN/ml}$$

• Enduit de ciment

- Enduit extérieure : (e=1.5cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.015 \times 0.6 = 0.18 \text{ KN / ml}$$

- Enduit intérieure : (e=2cm)

$$G_2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.02 \times 0.6 = 0.24 \text{ KN / ml}$$

Donc : $G_T = G + G_1 + G_2 = 1.713 + 0.18 + 0.24 = 2.133 \text{ KN / ml}$

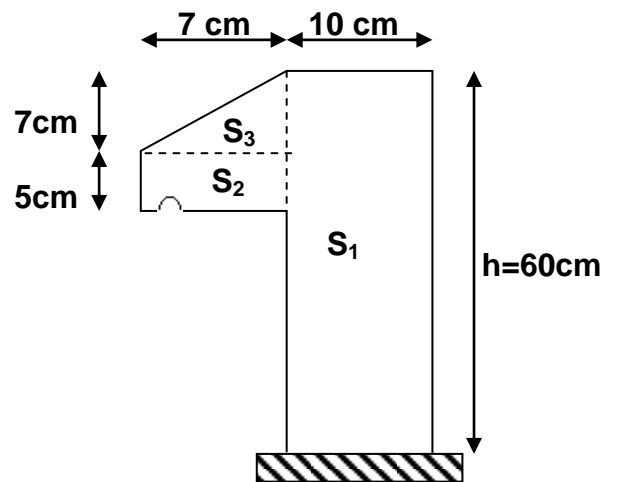


Figure II.12 : Coupe de l'acrotère

Tableau II.7. Evaluation des charges de l'acrotère

N°	Description	Poids "G" (KN/m ²)
1	Corps de l'acrotère	1.648
2	Enduit de ciment extérieur	0.18
3	Enduit de ciment intérieur	0.24
		$\Sigma = 2.068$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 2.068 \text{ KN/m}^2$.

- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est: $Q = 1\text{KN/m}^2$.

II. 3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II. 3. 1. Poutres principales [P.P]

❖ Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

❖ Pré dimensionnement

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

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

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

➤ Poutre principale type 01

$$L_{\max} = 4.9 - 0.3 = 4.6 \text{ m}$$

$$D'où : 30.66\text{cm} \leq h_{pp} \leq 46\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×40) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

➤ Poutre principale type 02

$$L_{\max} = 6.78 - 0.3 = 6.48 \text{ m}$$

$$D'où : 43.20\text{cm} \leq h_{pp} \leq 64.8\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×55) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 55 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.83 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

II. 3.2. Les poutres secondaires [P. S]

a. Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

b. Pré dimensionnement

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

➤ poutres secondaires type 01

$$L_{\max} = 3.5 - 0.30 = 3.20 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 21.33\text{cm} \leq h_{PS} \leq 32\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×30) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 30 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

➤ poutres secondaires type 02

$$L_{\max} = 4.9 - 0.30 = 4.6 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 30.66\text{cm} \leq h_{PS} \leq 46\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×40) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

II.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

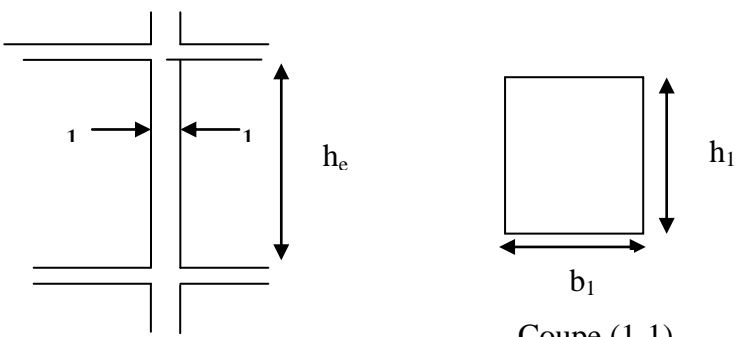
$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$


Figure II.13: Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e : Hauteur d'étage, elle est égale à :

$h_e = 2.8m$ Pour les étages courants et le RDC

$h_e = 4.08m$ Pour l'entre sol.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ Pour les poteaux de 8^{eme} et 7^{eme} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 6^{eme} et 5^{eme} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 35 \times 45 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 4^{eme} et 3^{eme} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 40 \times 50 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 2^{eme} et 1^{er} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 45 \times 55 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de RDC et entre sol on prend : $b_1 \times h_1 = 50 \times 60 \text{ cm}^2$.

II.3.4. Les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

L'épaisseur a :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{240}{20} ; 15cm \right]. \quad \text{RPA2003 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow e \geq \max [12 ; 15cm].$$

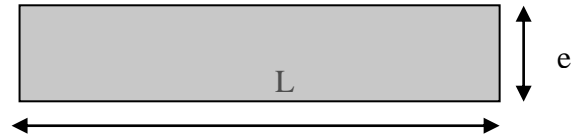


Figure II.14: Vue en plan d'un voile.

Soit $e = 15cm$ pour le RDC et les 8 étages.

Pour l'entre sol :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{368}{20} ; 15cm \right].$$

$$\Rightarrow e \geq \max [18.4 ; 15cm].$$

Soit $e = 20cm$ $L \geq 4 \times e = 80cm$.

II.4. DESCENTE DE CHARGES

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 et qui à souvent la plus grande surface afférente.

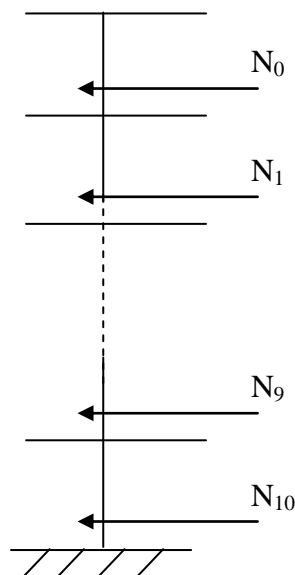


Figure II.15 : Schéma statique de la descente de charge

➤ **Enoncé de la loi de dégression : DTR B.C 2.2** (article 6.3)

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = Q$ (Étages à usage d'habitation) et soit

Q_0 La surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

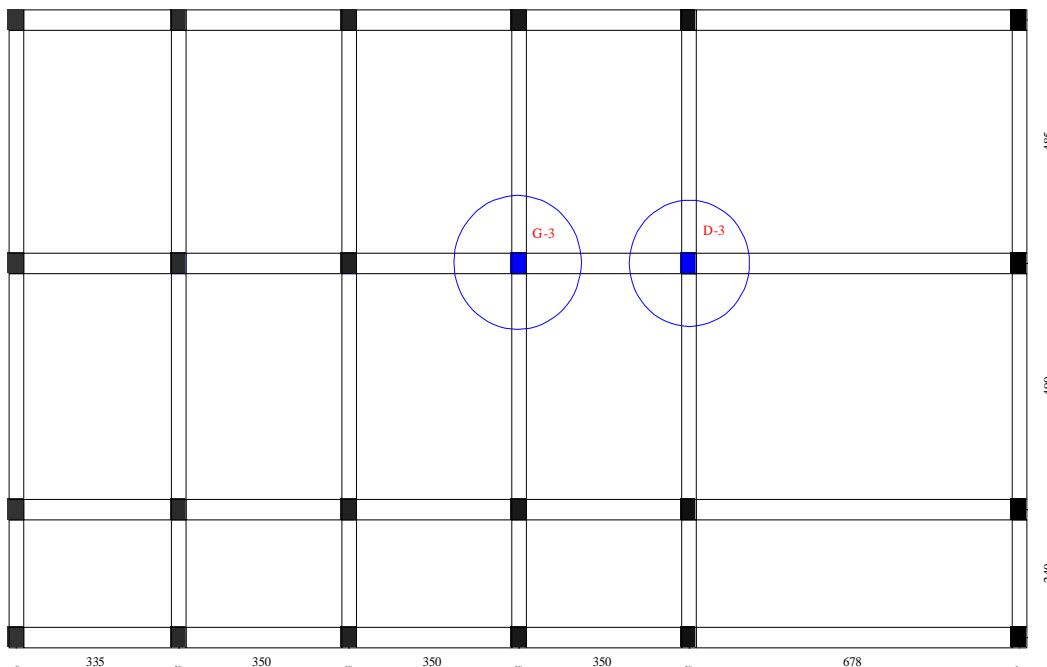


Figure II.16. Schéma de repérage des poteaux

II.4.1.Poteau D-3 : (poteau centrale)

➤ La surface afférente

$$\begin{aligned}
 S &= S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\
 S &= 3.64 + 7.37 + 3.68 + 7.45 \\
 S &= 22.14 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

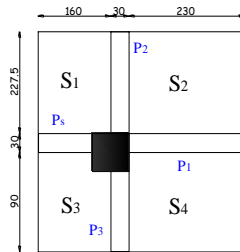


Figure II.17 : Surface revenant au Poteau central D-3

➤ Les charges et surcharges

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 6.65 \times 22.14 = 147.23 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 22.14 = 22.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages RDC; 1 à 8 : } \begin{cases} G = 5.45 \times 22.14 = 120.66 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 22.14 = 33.21 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher d'entre - sol : } \begin{cases} G = 5.45 \times 22.14 = 120.66 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 22.14 = 55.35 \text{ KN} \end{cases}$$

- Poutres principales : $P_{pp} = P_1 + P_2 + P_3 = 13.365 + 6.825 + 6.9 = 27.09 \text{ KN}$

- Poutres secondaires : $P_{ps} = P_4 = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.60 = 3.6 \text{ KN}$

- Poids total des poutres : $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 30.69 \text{ KN}$

- Poteaux :

- Pour les poteaux de 8^{eme} et 7^{eme} étages : $P_1 = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.8 = 8.4 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 6^{eme}, 5^{eme} étages : $P_2 = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.8 = 11.02 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 4^{eme} et 3^{eme} étages : $P_1 = 25 \times 0.4 \times 0.5 \times 2.8 = 14 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 2^{eme}, 1^{er} étages : $P_2 = 25 \times 0.45 \times 0.55 \times 2.8 = 17.32 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de RDC : $P_3 = 25 \times 0.5 \times 0.6 \times 2.8 = 21 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de l'entre sol : $P_4 = 25 \times 0.5 \times 0.6 \times 4.08 = 30.6 \text{ KN}$

Tableau II.8 : *Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau D-3)*

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G _t (KN)	Q _t (KN)
N_0	Plancher terrasse inaccessible	147.23	22.14	186.32	22.14
	Poteau	8.4			
	Poutres	30.69			
N_1	N_0	186.32	22.14	346.07	55.35
	Plancher étage courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	8.4			
N_2	N_1	346.07	55.35	508.44	85.23
	Plancher courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	11.02			
N_3	N_2	508.44	85.32	670.81	111.88
	Plancher courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	11.02			
N_4	N_3	670.81	111.88	836.16	135.12
	Plancher courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	14			
N_5	N_4	836.16	135.12	1002.25	155.04
	Plancher courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	14			
N_6	N_5	1002.25	155.04	1170.92	171.64
	Plancher courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	17.32			
N_7	N_6	1170.92	171.64	1339.59	188.19
	Plancher courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	17.32			
N_8	N_7	1339.59	188.19	1511.94	204.79
	Plancher courant	120.66			
	Poutres	30.69			
	Poteau	21			

N_9	N_8	1511.94	204.79	1693.89	236.16
	Plancher RDC	120.66	55.35		
	Poutres	30.69			
	Poteau	30.6			

➤ **Calcul de l'effort normal (N)**

à l'ELU

$$N_U = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_U = 1,35(1693.89) + 1,5(236.16)$$

$$N_U = 2641KN$$

à l'ELS

$$N_S = G + Q$$

$$N_S = 1693.89 + 236.16$$

$$N_S = 1930.05KN$$

II.4.2.Poteau G-3 (poteau de la cage d'escalier)

➤ **La surface afférente**

$$S = S_1 + S_2 + S_4$$

$$S = 3.64 + 3.68 + 0.16$$

$$S = 7.48m^2$$

$$S_{palier} = 2m^2$$

$$S_{volée} = 1.38m^2$$

$$S_3 = 3.04m^2$$

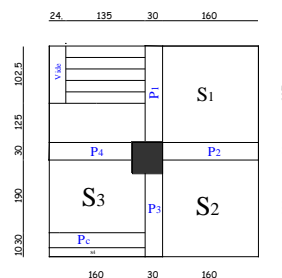


Figure II.18 : Surface revenant au poteau de la cage d'escalier

Remarque :

Surface du Corp. creux terrasse inaccessible

$$S_{cc} = 11.12m^2$$

➤ **Les charges et surcharges**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible: } \begin{cases} G = (6.40 \times 11.12) + (3.04 \times 3.5) = 81.80 \text{ KN} \\ Q = (1 \times 11.12) + (1 \times 3.04) = 14.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages RDC; 1 à 8 : } \begin{cases} G = (5.45 \times 7.48) + (3.5 \times 3.04) = 51.40 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times (3.04 + 7.48) = 15.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher d'entre - sol : } \begin{cases} G = (5.45 \times 7.48) + (3.5 \times 3.04) = 51.40 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times (3.04 + 7.48) = 26.30 \text{ KN} \end{cases}$$

Escalier :

- Volée :

$$\begin{cases} G = 7.605 \times 1.38 = 10.49 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 1.38 = 3.45 \text{ KN} \end{cases}$$

- Palier :

$$\begin{cases} G = 4.86 \times 2 = 9.72 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 2 = 5 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{Escalier : } \begin{cases} G = 10.49 + 9.72 = 20.21 \text{ KN} \\ Q = 3.45 + 5 = 8.45 \text{ KN} \end{cases}$$

• Poutres principales : $P_{pp} = 25 \times 0.40 \times 0.3 \times (2.3 + 2.275) = 13.72 \text{ KN}$

• Poutres secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times (1.6 + 1.6) = 7.20 \text{ KN}$

• Poutre de chinage : $P_c = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.6 = 3.6 \text{ KN}$

• Poids total des poutres : $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} + P_c = 24.37 \text{ KN}$

• Poteaux :

- Pour les poteaux de 8^{ème} et 7^{ème} étages : $P_1 = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.8 = 8.4 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 6^{ème}, 5^{ème} étages : $P_2 = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.8 = 11.02 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 4^{ème} et 3^{ème} étages : $P_1 = 25 \times 0.4 \times 0.5 \times 2.8 = 14 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 2^{ème}, 1^{er} étages : $P_2 = 25 \times 0.45 \times 0.55 \times 2.8 = 17.32 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de RDC : $P_3 = 25 \times 0.5 \times 0.6 \times 2.8 = 21 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de l'entre sol : $P_4 = 25 \times 0.5 \times 0.6 \times 4.08 = 30.6 \text{ K}$

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge (poteau G-3)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G _t (KN)	Q _t (KN)
N ₀	Plancher terrasse inaccessible	81.80		114.57	5.406
	Poteau	8.4	14.16		
	Poutres	24.37			
N ₁	N ₀	114.57	14.16	218.95	38.39
	Plancher étage courant	51.4	15.78		
	Poutres	24.37			
	Poteau	8.4			
N ₂	Escalier	20.21	8.45	325.95	60.197
	N ₁	218.95	38.39		
	Plancher courant	51.4	15.78		
	Poutres	24.37			
N ₃	Poteau	11.02	8.45	432.95	79.581
	Escalier	20.21			
	N ₂	325.95	60.197		
	Plancher courant	51.4	15.78		
N ₄	Poutres	24.37		542.94	96.542
	Poteau	14			
	Escalier	20.21	8.45		
	N ₃	432.95	79.581		
N ₅	Plancher courant	51.4	15.78	642.92	111.08
	Poutres	24.37			
	Poteau	14			
	Escalier	20.21	8.45		
N ₆	N ₄	532.94	96.542	756.22	123.195
	Plancher courant	51.4	15.78		
	Poutres	24.37			
	Poteau	17.32			
N ₇	Escalier	20.21	8.45	869.52	135.31
	N ₅	642.92	111.08		
	Plancher courant	51.4	15.78		
	Poutres	24.37			
N ₈	Poteau	17.32		135.31	
	Escalier	20.21	8.45		
	N ₆	756.22	123.195		
	Plancher courant	51.4	15.78		
N ₈	Poutres	24.37		135.31	
	Poteau	17.32			
	Escalier	20.21	8.45		
	N ₇	642.92	135.31		

	Plancher courant	51.4	15.78		
	Poutres	24.37			
	Poteau	21		986.5	147.425
	Escalier	20.21	8.45		
N₉	N₈	642.92	147.425		
	Plancher entre sol	51.4	26.3		
	Poutres	24.37			
	Poteau	30.6		1113.08	166.553
	Escalier	20.21	8.45		

➤ Calcul de l'effort normal (N)

à l'ELU

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 1,35(1113,08) + 1,5(166,553)$$

$$N_u = 1752,487 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1113,08 + 166,553$$

$$N_s = 1279,63 \text{ KN}$$

Donc $N_{U\max} = 2641 \text{ KN}$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1,1 \times (1,35G + 1,5Q)$

$$\text{Donc } N_u = 1,1 \times 2641 = 2905,1 \text{ KN}$$

L'effort normal maximum $N_u = 2905,1 \text{ KN}$

II.5. VERIFICATION DES POTEAUX

II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau entre sol et rez de chaussé

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times 1,5}{0,85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2905,1 \times 1,5 \times 10^{-3}}{0,85 \times 25} = 0,198 \text{ m}^2$$

On a $B = 0,40 \times 0,50 = 0,2 \text{ m}^2$.

$B = 0,2 \geq 0,198 \text{ m}^2$. Condition vérifiée.

Tableau II.10 : résultat de vérification a la compression simple

Poteau	N_u (KN)	B_{cal} (m^2)	B_{adp} (m^2)	$B_{adp} \geq B_{cal}$
Entre- sol et RDC	2905.1	0.198	0.2	Vérifié
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	2299.8	0.162	0.18	Vérifié
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1744.14	0.123	0.16	Vérifié
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	1180.75	0.083	0.14	Vérifié
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	605.23	0.042	0.12	Vérifié

II.5.2. Vérification au flambement

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

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

Avec :

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

a. Vérification du poteau du rez de chaussée et entre sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.68 = 2.576m.$$

$$B = 0.40 \times 0.50 = 0.2m^2.$$

$$I = \frac{0.40 \times 0.50^3}{12} = 4.17 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{4.17 \times 10^{-3}}{0.2}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.576}{0.144} = 17.83 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.83}{35}\right)^2} = 0.80$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{2905.1 \times 10^{-3}}{0.8 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.163m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.40 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.183m^2$$

0.183 > 0.163 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.11: résultat de vérification au flambement

Poteau	Entre sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages
N_u (KN)	2905.1	2905.1	2299.8	1744.14	1180.75	605.23
B_{adp} (m ²)	0.2	0.2	0.18	0.16	0.14	0.12
l_0 (m)	4.08	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
l_f (m)	2.576	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
$I \times 10^{-3}$ (m ⁴)	4.17	4.17	3.037	2.133	1.866	1.250

i (m)	0.144	0.144	0.129	0.115	0.115	0.101
λ	17.83	11.63	12.93	14.55	14.55	16.46
α	0.808	0.831	0.827	0.821	0.821	0.813
$B_{r\ cal}$ (m^2)	0.163	0.158	0.126	0.096	0.065	0.033
$B_{r\ adp}$ (m^2)	0.183	0.183	0.163	0.144	0.125	0.108

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 pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales1 : $30 \times 55cm^2$.
- ✓ Poutres principales2 : $30 \times 40cm^2$.
- ✓ Poutres secondaires1 : $30 \times 40cm^2$.
- ✓ Poutres secondaires2 : $30 \times 30cm^2$.
- ✓ Poteaux 7^{eme} et 8^{eme} étage: $35 \times 35cm^2$.
- ✓ Poteaux 6^{eme} et 5^{eme} étage: $35 \times 40cm^2$.
- ✓ Poteaux 4^{eme} et 3^{eme} étage: $40 \times 40cm^2$.
- ✓ Poteaux 1^{er} et 2^{eme} étage: $40 \times 45cm^2$.
- ✓ Poteaux d'étage entre - sol et RDC: $40 \times 50cm^2$.

III.1. INTRODUCTION

La structure est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude sera effectuée selon cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 Version 2003...).

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

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

III.2.1. Calcul des planches à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (16 + 5)cm$.

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 5cm.

b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisés sont :

- La Méthode forfaitaire.
- La Méthode de CAQUOT.

b.1. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Article.III, 4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
avec l_i, l_{i+1} : longueur entre nu d'appui de deux portées successives.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

b .1.1 .Principe de la méthode forfaitaire

➤ Les moments fléchissant

✓ En travée

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

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

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$$

p : La charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

✓ En appuis

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

Remarques

- 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 **RPA2003** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

➤ Evaluation des efforts tranchants

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

V_0 : L'effort tranchant isostatique

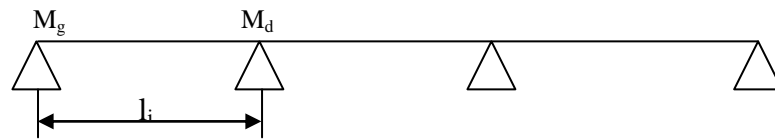


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

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 :

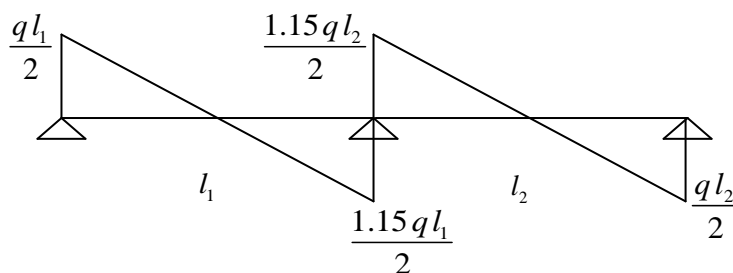


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

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

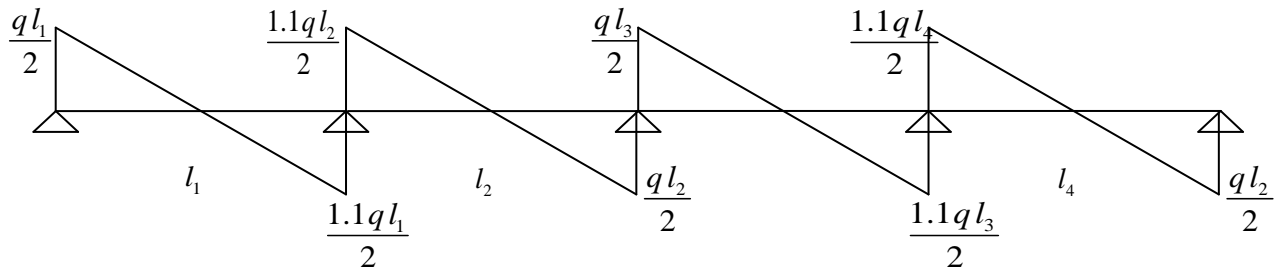


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

b.2. Méthode de Caquot

b.2.1. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

b.2.2. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Evaluation des moments**

✓ **En appuis**

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

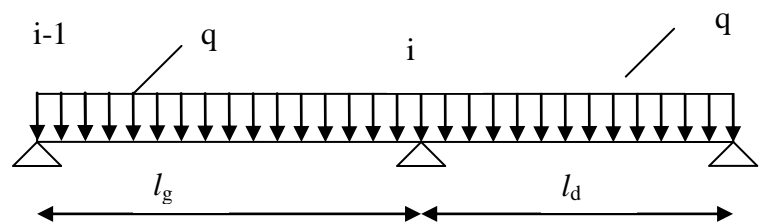


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.

l_g', l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

✓ **En travée**

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

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

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

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

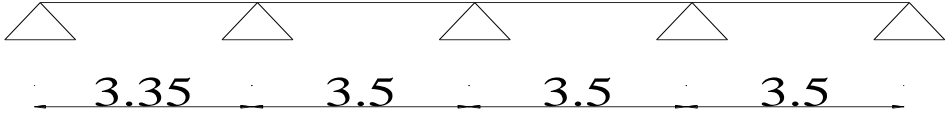
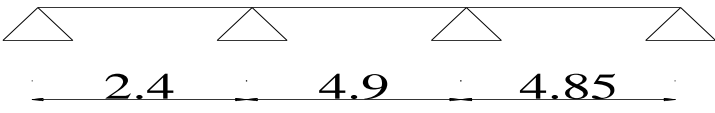
➤ **Evaluation des efforts tranchants**

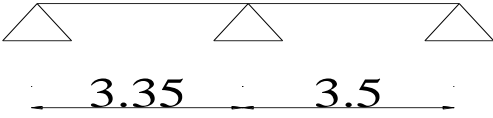
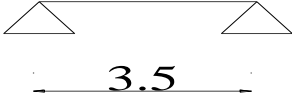
$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

III.2.1.4. Différentes types de poutrelles

Tableau .III.1. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{ere} type	
2 ^{eme} type	

3^{eme} Type	
4^{eme} type	

Remarques

On trouve les types 1, 2, 3 et 4 dans :

- Le plancher terrasse.
- Le plancher des étages courants.
- Le plancher d'entre sol.

a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	P_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	P_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.65	1.00	10.47	6.81	7.65	4.97
Etages d'habitation	5.45	1.50	9.60	6.24	6.95	4.51
Entre sol	5.45	2.50	11.10	7.21	7.95	5.16

b. Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 2 et types 1 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés sur des tableaux.

➤ Exemple de calcul d'une poutrelle type 2 du plancher étage d'habitation

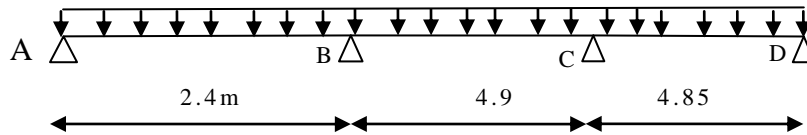


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 2

• Choix de la méthode de calcul

Pour plancher d'étage courant : $G=5.45 \text{ KN/m}^2$; $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

✓ $1.5 < 2 \times 5.45$ Vérifiée.

✓ $0.8 < (2.4 / 4.9) = 0.48 < 0.80$ n'est pas Vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot minorée**.

• Calcul des sollicitations

$$P_u = 6.24 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 4.51 \text{ KN/m}$$

• Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{p_g \times L_g^3 + p_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Avec :

p_g, p_d : Étant le chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

L'_g, L'_d : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8 l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

On remplace G par G' , avec $G' = \frac{2}{3} G$

• Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 2.4 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.9 = 3.92 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4.85 \text{ m}$$

• **Les moments aux appuis**

✓ **A P'ELU**

$$P_u = 4.64 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.64 \times (2.4^3 + 3.92^3)}{8.5 \times (2.4 + 3.92)} \Rightarrow M_B = -6.39 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.64 \times (3.92^3 + 4.85^3)}{8.5 \times (3.92 + 4.85)} \Rightarrow M_C = -10.85 \text{ kN.m}$$

✓ **A P'ELS**

$$P_s = 3.33 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = -\frac{3.33 \times (2.4^3 + 3.92^3)}{8.5 \times (2.4 + 3.92)} \Rightarrow M_B = -4.59 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.33 \times (3.92^3 + 4.85^3)}{8.5 \times (3.92 + 4.85)} \Rightarrow M_C = -7.78 \text{ kN.m}$$

• **Moments aux travées**

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

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

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

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

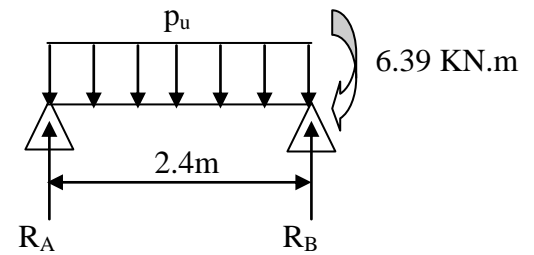
Travée AB

• **A l'ELU**

$$x = \frac{2.4}{2} - \frac{6.39}{2.4 \times 6.24} = 0.77m$$

$$M = \frac{6.24 \times 0.77 \times (2.4 - 0.77)}{2} - 6.39 \times \frac{0.77}{2.4}$$

$$M_{tAB}^{max} = 1.86KN.m$$

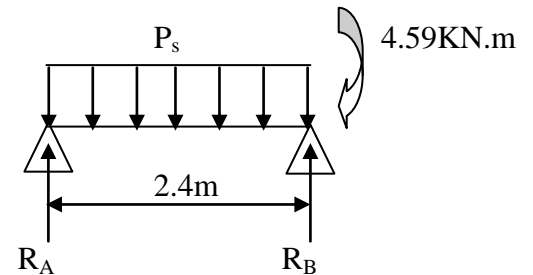


• **A l'ELS**

$$x = \frac{2.4}{2} - \frac{4.59}{2.4 \times 4.51} = 0.77m$$

$$M = \frac{4.51 \times 0.77 \times (2.4 - 0.77)}{2} - 6.21 \times \frac{0.63}{2.4}$$

$$M_{tAB}^{max} = 1.35KN.m$$



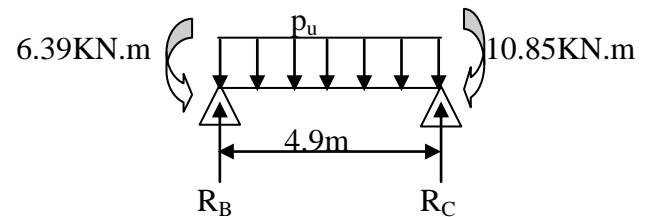
Travée BC

• **A l'ELU**

$$x = \frac{4.9}{2} - \frac{(-6.39) - (-10.85)}{6.24 \times 4.9} = 2.30m$$

$$M(x) = \frac{6.24 \times 2.30 \times (4.9 - 2.30)}{2} + (-6.39) \times (1 - \frac{2.30}{4.9}) + (-10.85) \times \frac{2.30}{4.9}$$

$$M_{tBC}^{Max} = 10.17KN.m$$

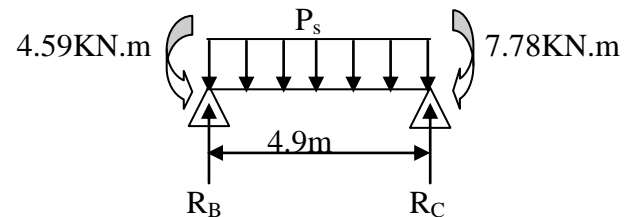


• **A l'ELS**

$$x = \frac{4.9}{2} - \frac{(-4.59) - (-7.78)}{4.51 \times 4.9} = 2.30m$$

$$M(x) = \frac{4.51 \times 2.30 \times (4.9 - 2.30)}{2} + (-4.59) \times (1 - \frac{2.30}{4.9}) + (-7.78) \times \frac{2.30}{4.9}$$

$$M_{tBC}^{tmax} = 7.39KN.m$$



Travée CD

• **A l'ELU**

$$x = \frac{4.85}{2} + \frac{10.85}{4.85 \times 6.24} = 2.78m$$

$$M = \frac{6.24 \times 2.78 \times (4.85 - 2.78)}{2} - 10.85 \times \left(1 - \frac{2.78}{4.85}\right)$$

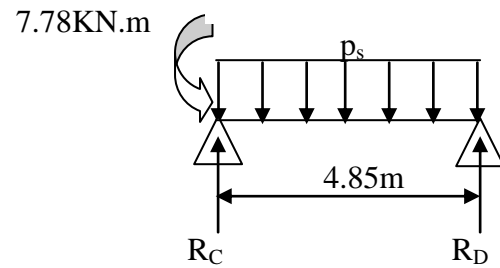
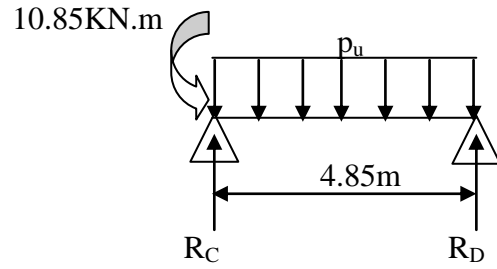
$$M_{iCD}^{\max} = 13.32KN.m$$

• **A l'ELS**

$$x = \frac{4.85}{2} + \frac{7.78}{4.85 \times 4.51} = 2.78m$$

$$M = \frac{4.51 \times 2.78 \times (4.85 - 2.78)}{2} - 7.78 \times \left(1 - \frac{2.78}{4.85}\right)$$

$$M_{iCD}^{\max} = 9.65KN.m$$



➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_g = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

$$V_d = -\frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB

• **A l'ELU**

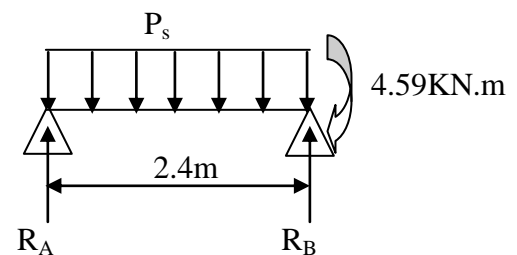
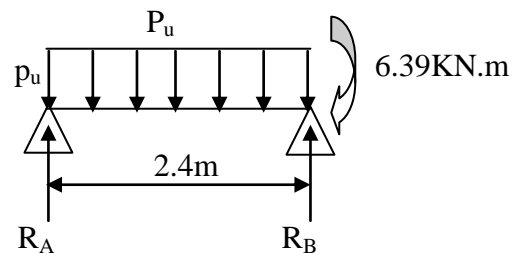
$$V_A = \frac{6.24 \times 2.4}{2} + \frac{(-6.39)}{2.4} = 4.82KN$$

$$V_B = -\frac{6.24 \times 2.4}{2} + \frac{(-6.39)}{2.4} = -10.15KN$$

• **A l'ELS**

$$V_A = \frac{4.51 \times 2.4}{2} + \frac{(-4.59)}{2.4} = 3.5KN$$

$$V_B = -\frac{4.51 \times 2.4}{2} + \frac{(-4.59)}{2.4} = -7.32KN$$

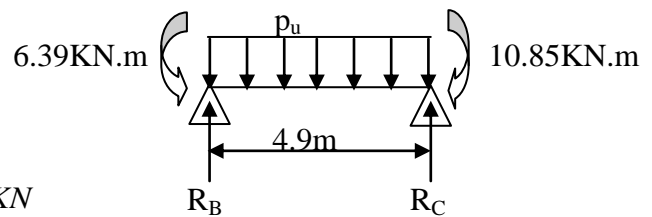


Travée BC

• **A l'ELU**

$$V_B = \frac{6.24 \times 4.9}{2} + \frac{(-10.85) - (-6.39)}{4.9} = 14.37 \text{ KN}$$

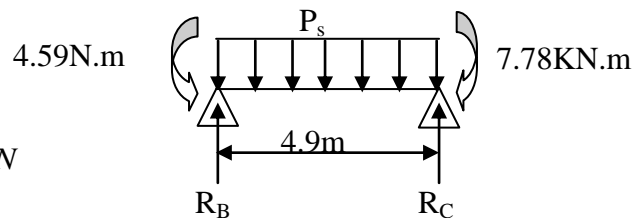
$$V_C = -\frac{6.24 \times 4.9}{2} + \frac{(-10.85) - (-6.39)}{4.9} = -16.19 \text{ KN}$$



• **A l'ELS**

$$V_B = \frac{4.51 \times 4.9}{2} + \frac{(-7.78) - (-4.59)}{4.9} = 10.39 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{4.51 \times 4.9}{2} + \frac{(-7.78) - (-4.59)}{4.9} = -11.70 \text{ KN}$$

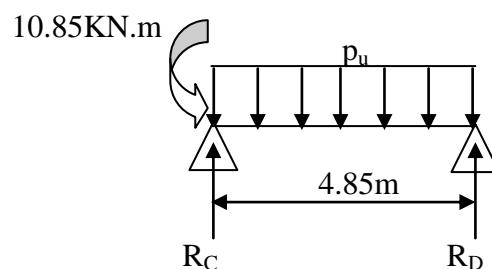


Travée CD

• **A l'ELU**

$$V_C = \frac{6.24 \times 4.85}{2} + \frac{-(-10.85)}{4.85} = 17.37 \text{ KN}$$

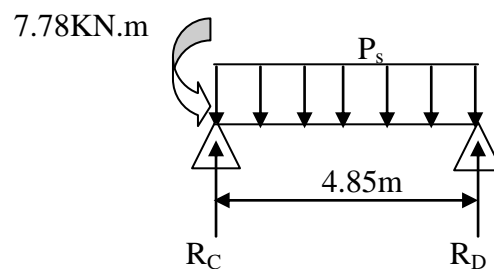
$$V_D = -\frac{6.24 \times 4.85}{2} + \frac{-(-10.85)}{4.85} = -12.89 \text{ KN}$$



• **A l'ELS**

$$V_C = \frac{4.51 \times 4.85}{2} + \frac{-(-7.78)}{4.85} = 12.54 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{4.51 \times 4.85}{2} + \frac{-(-7.78)}{4.85} = -9.33 \text{ KN}$$



On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Plancher étage courant

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.4	2.4	6.24	0	-6.39	1.86	4.82	-10.15
B-C	4.9	3.92	6.24	-6.39	-10.85	10.17	14.37	-16.19
C-D	4.85	4.85	6.24	-10.85	0	13.32	17.37	-12.89

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.4	2.4	4.51	0	-4.59	1.35	3.5	-7.32
B-C	4.9	3.92	4.51	-4.59	-7.78	7.39	10.39	-11.70
C-D	4.85	4.85	4.51	-7.78	0	9.65	12.54	-9.33

Plancher entre sol**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 2)

Travée	L' (m)	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.4	2.4	7.22	0	-7.75	2.02	5.43	-14.09
B-C	4.9	3.92	7.22	-7.75	-13.15	11.29	16.58	-18.79
C-D	4.85	4.85	7.22	-13.15	0	15.16	20.21	-14.79

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.4	2.4	5.16	0	-5.49	1.48	3.9	-8.47
B-C	4.9	3.92	5.16	-5.49	-9.32	8.15	11.86	-13.42
C-D	4.85	4.85	5.16	-9.32	0	10.89	14.43	-10.59

Plancher terrasse**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.4	2.4	6.81	0	-6.70	2.12	5.38	-10.96
B-C	4.9	3.92	6.81	-6.70	-11.37	11.46	15.73	-17.63
C-D	4.85	4.85	6.81	-11.37	0	14.73	18.85	-14.16

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.4	2.4	4.97	0	-4.86	1.56	3.93	-7.98
B-C	4.9	3.92	4.97	-4.86	-8.25	8.40	11.48	-12.86
C-D	4.85	4.85	4.97	-8.25	0	10.78	13.75	-10.35

➤ **Exemple de calcul d'une poutrelle type 1 du plancher étage d'habitation**

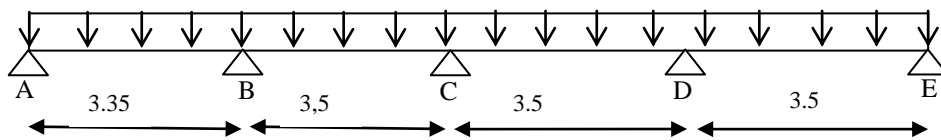


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle type 1

✓ **Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant : $G=5.45\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2$

- $Q < 2 \times G$Vérifiée.
- $0.8 < (3.35/ 3.5) < 1.25 \Rightarrow 0.8 < 0.95 < 1.25$Vérifiée.

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 1

✓ **Calcul des sollicitations :**

$P_u = 6.24 \text{ KN/m}$

$P_s = 4.51 \text{ KN/m}$

$G = 5.45 \text{ KN/m}^2$

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

✓ **Calcul les Moments isostatiques**

• **A L'ELU**

Travées BC.CD.DE

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = M_0^{DE} = 9.55 \text{ KN.m}$$

Travées AB

$$M_0^{AB} = 8.75 \text{ KN.m}$$

• A L'ELS**Travées BC.CD.DE**

$$M_0 = \frac{p_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 6.9 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = M_0^{DE} = 5.78 \text{ KN.m}$$

Travées AB

$$M_0^{AB} = 6.9 \text{ KN.m}$$

✓ Moments sur les appuis**▪ Appuis de rive**

$$M_A = M_E = 0$$

Remarque

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

• A L'ELU

$$M_A = M_E = -0.15 \times M_0 \Rightarrow M_A = M_E = -1.43 \text{ KN.m}$$

• A L'ELS

$$M_A = M_E = -0.15 \times M_0 \Rightarrow M_A = M_E = -1.03 \text{ KN.m}$$

▪ Appuis intermédiaires**• A L'ELU**

$$M_B = M_D = -0.5 \times M_0 \Rightarrow M_B = M_D = -4.775 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times M_0 \Rightarrow M_C = -3.82 \text{ KN.m}$$

• A L'ELS

$$M_B = M_D = -0.5 \times M_0 \Rightarrow M_B = M_D = -3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times M_0 \Rightarrow M_C = -2.76 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments fléchissant en travées

$$(1) : M_{t+} \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2): \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travées de rives} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travées intermédiaires} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.45} \Rightarrow \alpha = 0.215$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1.0645 \quad ; \quad \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = 0.632 \quad ; \quad \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = 0.532$$

• A L'ELU

Travée de rive AB

$$M_t + \frac{0 + 3.45}{2} \geq \max[(1.0645 \times 8.75); (1.05 \times 8.75)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \alpha) M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.632 \times 8.75$$

$$\Rightarrow M_t \geq 5.53 \text{ KN.m}$$

On adopte : $M_t = 6.93 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire BC

$$M_t + \frac{4.775 + 3.82}{2} \geq \max[(1.0645 \times 9.55); (1.05 \times 9.55)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \alpha) M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.532 \times 9.55$$

$$\Rightarrow M_t \geq 5.08 \text{ KN.m}$$

On adopte : $M_t = 5.86 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire CD

On à la même travée que (BC) donc on adopte le même moment : $M_t = 5.86 \text{ KN.m}$

Travée de rive DE

On à la même travée que (AB) donc on adopte le même moment : $M_t = 7.77 \text{ KN.m}$

• **A L'ELS**

Travée de rive AB

$$M_t + \frac{0+3.45}{2} \geq \max[(1.0645 \times 6.32); (1.05 \times 6.32)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 5KN.m$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.632 \times 6.32$$

$$\Rightarrow M_t \geq 3.99KN.m$$

On adopte : $M_t = 5KN.m$

Travée intermédiaire BC

$$M_t + \frac{3.45+2.76}{2} \geq \max[(1.0645 \times 6.9); (1.05 \times 6.9)]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 4.24KN.m$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0.532 \times 6.9$$

$$\Rightarrow M_t \geq 3.67KN.m$$

On adopte : $M_t = 4.24KN.m$

Travée intermédiaire CD

On à la même travée que (BC) donc on adopte le même moment : $M_t = 4.24KN.m$

Travée de rive DE

On à la même travée que (AB) donc on adopte le même moment : $M_t = 5.62KN.m$

✓ **Les efforts tranchants**

• **A L'ELU**

Travée AB

$$V_A = \frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.24 \times 3.35}{2} = 10.45KN$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -11.49KN$$

Travée BC

$$V_B = 1.1 \frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.24 \times 3.5}{2} = 12.01KN$$

$$V_C = -\frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.59 \times 3.1}{2} = -10.92KN$$

Travée CD

$$V_C = \frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.24 \times 3.5}{2} = 10.92 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \times V_C = -12.01 \text{ KN}$$

Travée DE

$$V_D = 1.1 \frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.24 \times 3.5}{2} = 12.01 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{P_U \times L}{2} = \frac{6.24 \times 3.5}{2} = -10.92 \text{ KN}$$

• A L'ELS**Travée AB**

$$V_A = \frac{P_S \times L}{2} = \frac{4.51 \times 3.35}{2} = 7.55 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -8.3 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1 \frac{P_S \times L}{2} = 1.1 \frac{4.51 \times 3.5}{2} = 8.68 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_S \times L}{2} = \frac{4.81 \times 3.1}{2} = -7.89 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{P_S \times L}{2} = \frac{4.51 \times 3.5}{2} = 7.89 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \times V_C = -8.68 \text{ KN}$$

Travée DE

$$V_D = 1.1 \frac{P_S \times L}{2} = 1.1 \frac{4.1 \times 3.5}{2} = 8.68 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{P_S \times L}{2} = -\frac{4.51 \times 3.5}{2} = -7.89 \text{ KN}$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants :

Plancher étage courant :

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.35	6.24	9.55	0	-4.775	6.93	10.45	-11.49

B-C	3.5	6.24	9.55	-4.775	-3.82	5.86	12.01	-10.92
C-D	3.5	6.24	9.55	-3.82	-4.775	5.86	10.92	-12.01
D-E	3.5	6.24	9.55	-4.775	0	7.77	10.01	-10.92

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.35	4.51	6.9	0	-3.45	5	7.55	-8.30
B-C	3.5	4.51	6.9	-3.45	-2.76	4.24	8.68	-7.89
C-D	3.5	4.51	6.9	-2.76	-3.45	4.24	7.89	-8.68
D-E	3.5	4.51	6.9	-3.45	0	5.62	8.68	-7.89

Plancher terrasse

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.35	6.81	9.553	0	-5.214	7.424	11.40	-12.54
B-C	3.5	6.81	10.428	-5.214	-4.171	6.257	13.10	-11.91
C-D	3.5	6.81	10.428	-4.271	-5.214	6.257	11.91	-13.10
D-E	3.5	6.81	10.428	-5.214	0	8.342	13.10	-11.91

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage terrasse inaccessible (type 1)

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.35	4.97	6.976	0	-3.80	5.42	8.32	-9.16
B-C	3.5	4.97	7.61	-3.80	-3.04	4.56	9.57	-8.70
C-D	3.5	4.97	7.61	-3.04	-3.80	4.56	8.70	-9.57
D-E	3.5	4.97	7.61	-3.80	0	6.09	9.57	-8.70

Plancher entre sol :**Tableau III.13.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 1)

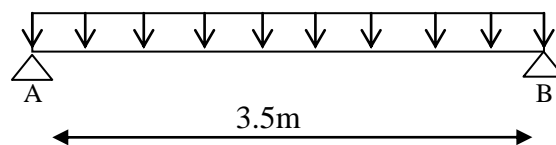
Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	7.22	10.12	0	-5.52	8.31	12.09	-13.30
B-C	3.5	7.22	11.05	-5.52	-4.42	7.12	13.89	-12.63
C-D	3.5	7.22	11.05	-4.42	-5.52	7.12	12.63	-13.89
D-E	3.5	7.22	11.05	-5.52	0	9.33	13.89	-12.63

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type1)

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	5.16	7.25	0	-3.95	5.95	8.64	-9.50
B-C	3.5	5.16	7.91	-3.95	-3.16	5.09	9.93	-9.03
C-D	3.5	5.16	7.91	-3.16	-3.95	5.09	9.03	-9.93
D-E	3.5	5.16	7.91	-3.95	0	6.68	9.93	-9.03

Remarque :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

➤ Poutrelle de type4**Figure III.7.** Schéma statique de la poutrelle type 4**• Choix de la méthode de calcul**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 4

• Calcul des sollicitations

Plancher terrasse

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse (type4)

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	6.81	10.42	0	0	10.42	11.91	-11.91

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse (type 4)

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	4.97	7.61	0	0	7.61	8.69	-8.69

Plancher étage courant

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 4)

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	6.24	7.24	0	0	7.73	9.34	-9.34

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	4.51	5.23	0	0	5.58	7.89	-7.89

Plancher entre sol

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher entre sol (type4)

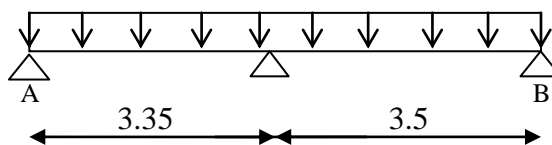
Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	7.22	11.05	0	0	11.05	12.63	-12.63

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher entre sol (type 4)

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.5	5.16	7.91	0	0	7.91	9.03	-9.03

Remarque :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

➤ **Poutrelle de type 3****Figure III.8.** Schéma statique de la poutrelle type 3• **Choix de la méthode de calcul**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 3

• **Calcul des sollicitations****Plancher terrasse****Tableau III.21.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible (type3)

Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	6.81	9.55	0	-6.25	6.90	11.40	-13.11
B-C	3.5	6.81	10.42	-6.25	0	7.82	13.70	-11.91

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible (type3)

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	4.97	6.97	0	-4.56	5.04	8.32	-9.57

B-C	3.5	4.97	7.61	-4.56	0	5.71	10	-8.69
-----	-----	------	------	-------	---	------	----	-------

Plancher étage courant**Tableau III.23.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher étage courant (type 3)

Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	6.24	8.76	0	-5.73	6.46	10.46	-12.02
B-C	3.5	6.24	9.56	-5.73	0	7.31	12.56	-10.92

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3)

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	4.51	6.33	0	-4.15	4.67	7.55	-8.68
B-C	3.5	4.51	6.91	-4.15	0	5.29	9.07	-7.89

Plancher entre sol**Tableau III.25.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Plancher entre sol (type 3)

Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	7.22	10.12	0	-6.63	7.76	12.09	-13.90
B-C	3.5	7.22	11.05	-6.63	0	8.78	14.53	-12.63

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher entre sol (type 3)

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	5.16	7.25	0	-4.74	5.55	8.64	-9.93
B-C	3.5	5.16	7.91	-4.74	0	6.28	10.38	-9.03

Remarque :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

III.2.1.5. les Sollicitations maximales

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau III.27. Sollicitations maximales aux états limites des différents types de poutrelles de chaque niveau

Niveau	Type de poutrelle	Etats limites							
		ELU				ELS			
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)
		Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	1	-1.56	5.21	8.34	13.10	-1.14	-3.80	6.09	9.57
	2	-2.19	-11.37	14.73	18.85	-1.58	-8.25	10.78	13.75
	3	-1.56	-6.25	7.82	13.70	-1.14	-4.56	5.71	10
	4	-1.56	/	10.42	11.91	-1.14	/	7.61	8.69
Etage courant	1	-1.43	-4.77	7.77	-12.01	-1.03	-3.45	5.62	8.68
	2	-2.08	-10.85	13.32	17.37	-1.50	-7.78	9.65	12.54
	3	-1.43	-5.73	7.31	12.56	-1.03	-4.15	5.29	9.07
	4	-1.08	/	7.73	9.34	-0.78	/	5.58	7.89
Entresol	1	-1.65	-5.52	9.33	13.89	-1.18	-3.95	6.68	9.93
	2	-2.53	-13.15	15.16	20.21	-1.79	-9.32	10.89	14.43
	3	-1.65	-6.63	8.78	14.53	-1.18	-4.74	6.28	10.38
	4	-1.65	/	11.05	12.63	-1.18	/	7.91	9.03

➤ Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Tableau III.28. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Niveau	Etats limites							
	ELU				ELS			
	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)
	Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	-2.19	-11.37	14.73	18.85	-1.58	-8.25	10.78	13.75

Etage courant	-2.08	-10.85	13.32	17.37	-1.50	-7.78	9.65	12.54
Entre sol	-2.53	-13.15	15.16	20.21	-1.79	-9.32	10.89	14.43

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

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

➤ Exemple de ferrailage (plancher de la terrasse inaccessible)

a) En travée

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 14.73 \text{ KN.m} \quad V_u = 18.85 \text{ KN}$$

$$b = 65 \text{ cm} \quad h = 21 \text{ cm} \quad h_0 = 5 \text{ cm} \quad d = 19 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$f_{C28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,16 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

Calcul de M_{tu}

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times \left(0.19 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.0759 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.0759 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 14.73 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{14.73 \times 10^{-3}}{14.16 \times 0.65 \times 0.19^2} = 0.0443 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.3916$$

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

Calcul de A_t :

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0443}) = 0.056$$

$$Z = 0.19 \times (1 - 0.4 \times 0.056) = 0.185m$$

$$A_t = \frac{14.73 \times 10^{-3}}{348 \times 0.185} = 2.28 \times 10^{-4} m^2$$

$$\text{Donc: } A_t = 2.28 cm^2$$

➤ Verification

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 1.49 cm^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow c' \text{ est vérifié donc on ferraille avec } A_t$$

$$\text{On choisit: } A_t = 3HA10 = 2.36 cm^2$$

b) En appui**➤ appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_a^{\text{int}} = 11.37 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.37 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19^2 \times 14.16} = 0.22232 > 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot B: } \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 Mpa$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

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

Calcul de A_a :

$$A_a = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2223}) = 0.3184$$

$$z = 0.19 \times (1 - 0.4 \times 0.318) = 0.165m$$

$$A_a = \frac{11.37 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.165} = 1.97cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 0.229cm^2 < A_a$$

On choisit $A_a = 2HA12 = 2.26cm^2$

➤ **appui de rive :**(calcul forfaitaire)

$$M_a^{rive} = 1.57KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.19 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19^2 \times 14.16} = 0.0428 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82Mpa$$

On a: $\mu_l = 0.3916$

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

Calcul de A_a

$$A_a = \frac{M_a^{rev}}{f_{st} \times z}$$

Avec: $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$ et $z = d(1 - 0.4\alpha)$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0428}) = 0.0547$$

$$z = 0.19(1 - 0.4 \times 0.0547) = 0.185m$$

$$A_a = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.19 \times 10^{-3}}{0.185 \times 347.82} = 0.33cm^2 > A_{\min}$$

On choisit: $A = 1HA10 = 0.79cm^2$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Calcul des armatures principales

Niveau	Élément	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{Adopte} (cm ²)
plancher Terrasse	Travée	14.73	0.0443	0.056	0.185	2.28	1.49	3HA10=2.36
	Appui Intermédiaire	11.37	0.2223	0.031	0.165	1.97	0.22	2HA12=2.26
	Appui de rive	2.19	0.0428	0.054	0.185	0.33	0.22	1HA12=1.13
Etagé Courant	Travée	13.32	0.040	0.051	0.186	2.05	1.49	3HA10=2.36
	Appui Intermédiaire	10.85	0.212	0.301	0.167	1.86	0.22	2HA12=2.26
	Appui de rive	2.08	0.040	0.051	0.186	0.32	0.22	1HA12=1.13
Entre Sol	Travée	15.16	0.045	0.058	0.185	2.34	1.49	3HA10 =2.36
	Appui Intermédiaire	13.15	0.257	0.378	0.161	2.34	0.22	2HA10+1HA12=2.36
	Appui de rive	2.53	0.049	0.063	0.185	0.39	0.22	1HA10=0.79

▪ Plancher terrasse inaccessible

❖ Vérification à l'ELU

➤ Cisaillement

$$V_u = 18.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{18.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0.2/1.5) f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Choix des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

On adopte un épingle Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ L'espace :

- $St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 17.1 \text{ cm}$

$$\bullet \quad St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

K=1 flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures

$$\bullet \quad S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 1.01 \frac{0.8 \times 400}{10(0.99 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$\Rightarrow St = 89.25 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10}$$

$$\Rightarrow St = 101 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

➤ Vérification à l'effort tranchant

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

▪ Appui intermédiaire

$$A_l = 2.36 + 2.26 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(18.85 \times 10^{-3} - \frac{11.37 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.19} \right) = -1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les armatures longitudinales A_l)

▪ Appui de rive

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_l = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 18.85 \times 10^{-3} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.85 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.19 \times 0.65 \times 0.05} = 0.93 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U

Type	Cisaillement	Armature transversale	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérification	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$	$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi; \frac{b_0}{10} \right)$	$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$
plancher Terrasse	$\tau_u = 0.99 \text{Mpa}$ <i>Vérifiée</i>	épingle Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}$	$St = 15 \text{cm}$	$\tau_u = 0.93 \text{Mpa}$ <i>Vérifiée</i>	$A_l = 4.62 \text{cm}^2$ $A_l \geq -1.37 \text{cm}^2$ <i>vérifiée</i>	$A_l = 3.15 \text{cm}^2$ $A_l \geq 0.54 \text{cm}^2$ <i>vérifiée</i>
Etage courant	$\tau_u = 0.91 \text{Mpa}$ <i>Vérifiée</i>	épingle Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}$	$St = 15 \text{cm}$	$\tau_u = 0.85 \text{Mpa}$ <i>Vérifiée</i>	$A_l = 4.62 \text{cm}^2$ $A_l \geq -1.32 \text{cm}^2$ <i>vérifiée</i>	$A_l = 3.15 \text{cm}^2$ $A_l \geq 0.49 \text{cm}^2$ <i>vérifiée</i>
Entre sol	$\tau_u = 1.063 \text{Mpa}$ <i>Vérifiée</i>	épingle Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}$	$St = 15 \text{cm}$	$\tau_u = 1 \text{Mpa}$ <i>Vérifiée</i>	$A_l = 4.72 \text{cm}^2$ $A_l \geq -1.62 \text{cm}^2$ <i>vérifiée</i>	$A_l = 3.15 \text{cm}^2$ $A_l \geq 0.58 \text{cm}^2$ <i>vérifiée</i>

❖ Vérification à l'ELS

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

✓ En travée :

$$M_t^{\max} = 10.78 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.05) \Rightarrow H = 3.17 \times 10^{-4}$$

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

- Calcul de y :

$$b \times y^2 - 30 \times A \times (d - y) = 0$$

$$65y^2 + 70.8y - 1345.2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Solution d'équation(1) est : $y = 4.03 \text{ cm}$

- Calcul le moment d'inertie I

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

$$I = \frac{65 \times 4.03^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (19 - 4.03)^2 \Rightarrow I = 9351.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.78 \times 10^{-3}}{9351.3 \times 10^{-8}} \times 0.0403 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.65 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifié **(BAEL E.III.2)**

✓ En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 8.25 \text{ KN.m}$$

$M_{ser} < 0 \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$

- Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2.26 y - 15 \times 2.26 \times 19 = 0$$

$$y^2 + 6.78y - 128.82 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Solution de l'équation (2) est : $y = 8.45\text{cm}$

- Calcul le moment d'inertie I

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times (8.45)^3 + 15 \times 2.26 \times (19 - 2.26)^2 \Rightarrow I = 16277 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.25 \times 10^{-3}}{16277 \times 10^{-8}} \times 0.0845 = 4.28 \text{ MPa (CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'E.L.S

	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher Terrasse	Travée	10.78	4.03	0.93	4.65	15	vérifié
	Appui	8.25	8.45	1.62	4.28	15	Vérifié
Etage courant	Travée	9.65	4.03	0.93	4.16	15	Vérifié
	Appui	7.78	8.45	1.62	4.04	15	Vérifié
Entre sol	Travée	10.89	4.03	0.93	4.70	15	Vérifié
	Appui	9.32	8.58	1.67	4.78	15	vérifié

➤ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• **Evaluation de la flèche** (CBA 93 Article B.6.5.3).

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{21}{490} = 0.042 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98cm$$

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

f_{ij} : 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**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $y = 4.03cm$.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 21^3}{12} + 15 \times 2.36 \times \left(19 - \frac{21}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 9351.3cm^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.36}{10 \times 19} \Rightarrow \rho = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32456.59Mpa \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86Mpa \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

Les contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• Inerties fictives (If)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.05 = 1.98 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 6.65 = 4.32 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (6.65 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 4.97 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.98 \times 4.9^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.32 \times 4.9^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.97 \times 4.9^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 11.18 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.03 \text{ cm} ; A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$I = 9351.3 \text{ cm}^4 ; I_0 = 52721 \text{ cm}^4 ;$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.012} \Rightarrow \lambda_i = 3.43$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.43 \Rightarrow \lambda_v = 1.37$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.45 \times (0.19 - 0.0403) \times 10^{-3}}{9351.3 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 106.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{9.72 \times 10^{-3} \times (0.19 - 0.0403)}{9351.3 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 233.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{11.18 \times 10^{-3} (0.19 - 0.0403)}{9351.3 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 268.50 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 106.97 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.504$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 233.39 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.731$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 268.5 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.761$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 52721}{1 + (3.43 \times 0.504)} \Rightarrow I_{ij} = 21227 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 52721}{1 + (3.43 \times 0.731)} \Rightarrow I_{ig} = 16510 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 52721}{1 + (3.43 \times 0.761)} \Rightarrow I_{ip} = 16034 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 52721}{1 + (1.37 \times 0.731)} \Rightarrow I_{vg} = 28923 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.45 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32456.59 \times 21227 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 1.55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{9.72 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32456.59 \times 16510 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 4.35 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{11.18 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32456.59 \times 16034 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 5.16 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{9.72 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 10818.86 \times 28923 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 7.46 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00746 - 0.00155 + 0.00516 - 0.00435 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0067 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.67 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.98 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification des états limites de déformation

Etage		Plancher Terrasse	Étages courants	Rez de chaussée
q_{ser}	q_{jser} (KN/m)	1.98	2.63	2.6
(KN/m)	q_{gser} (KN/m)	4.32	3.54	3.54

	q_{pser} (KN/m)	4.97	4.51	5.16
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	4.45	5.91	5.91
	M_{gser} (KN.m)	9.72	7.96	7.96
	M_{pser} (KN.m)	11.18	10.15	11.61
	I_0 (Cm ⁴)	52721	52721	52721
	ρ	0.012	0.012	0.012
	λ_i	3.43	3.43	3.43
	λ_v	1.37	1.37	1.37
	σ_{sj} (Mpa)	106.97	142.08	142.08
	σ_{sg} (Mpa)	233.39	191.25	191.25
	σ_{sp} (Mpa)	268.50	243.65	278.77
	μ_j	0.504	0.59	0.59
	μ_g	0.731	0.68	0.68
	μ_p	0.761	0.74	0.76
	$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	21227	18975	18975
	$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	16510	17330	17330
	$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	16034	16356	15919
	$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	28923	29916	29916
	f_{ji} (m)	1.55×10^{-3}	2.30×10^{-3}	2.30×10^{-3}
	f_{gi} (m)	4.35×10^{-3}	3.40×10^{-3}	3.40×10^{-3}
	f_{pi} (m)	5.16×10^{-3}	4.59×10^{-3}	5.39×10^{-3}
	f_{gv} (m)	7.46×10^{-3}	5.91×10^{-3}	5.91×10^{-3}
	Δf (cm)	0.67	0.47	0.55
	f_{adm} (cm)	0.98	0.98	0.98
	$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.2.1.6. Ferrailage de la dalle de compression

- **Armatures perpendiculaires à la nervure**

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

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles à la nervure**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

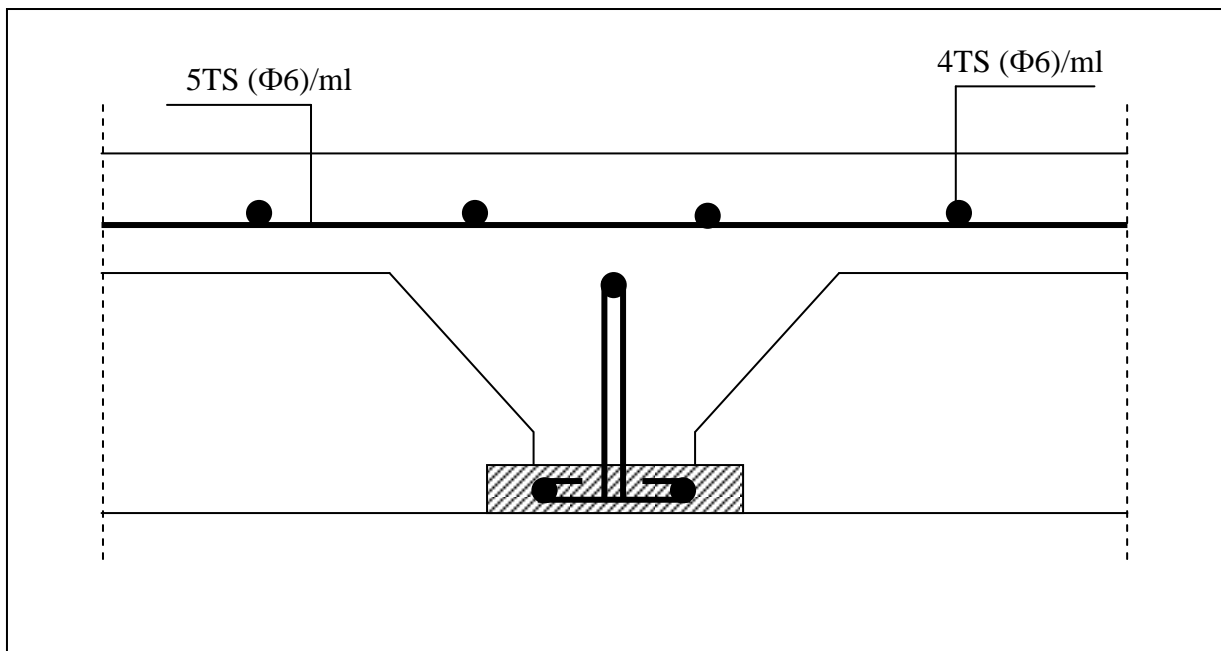


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.1.6. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.33. Schéma de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse			
Etage courant			
Rez de chaussée			

III.2.2. Etude des dalles pleines

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

III.2.2.1. dalle sur 04 appuis

$$l_x = 1.50m$$

$$l_y = 3.20m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.46 \geq 0.4$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens.

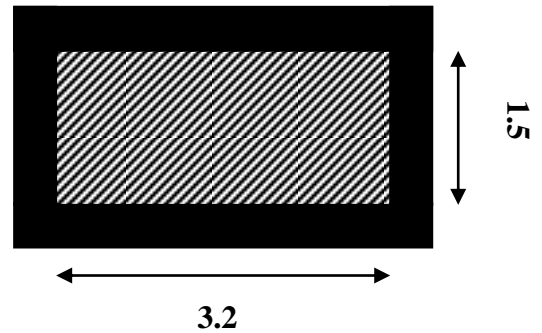


Figure III.10. Schéma d'une dalle sur 4 appuis

➤ **Calcul des sollicitations**

▪ **A l'ELU**

On a : $G = 5.45 \text{KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$.

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.21 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1022 \times 13.21 \times 1.5^2 = 3.03 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.2500 \times 2.03 = 0.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 3.03 = 2.58 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 0.75 = 0.64 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -1.51 \text{KN/m}^2$$

➤ **Ferraillages**

En travée

Sens x-x :

✓ **Les armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100 \text{cm}$, $h = 14 \text{cm}$, $d = 12 \text{cm}$, $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ et $f_e = 400 \text{Mpa}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.015$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$\mu_{bu} = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348Mpa$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.62cm^2$$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0074 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0093$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$\mu_{bu} = 0.0074 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348Mpa$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{1.51 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.36cm^2$$

Sens y-y :

✓ **Les armatures secondaires**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On à : $b = 100cm$, $h = 14cm$, $d = 12cm$, $f_{c28} = 25Mpa$ et $f_e = 400Mpa$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2Mpa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0031 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0039$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$\mu_{bu} = 0.0031 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{0.64 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.15 \text{ cm}^2$$

✓ la condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_x = A_l \quad \text{n'est pas vérifié, donc on ferraille avec } A^{\min} \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 > A_y = A_a \quad \text{n'est pas vérifié, donc on ferraille avec } A^{\min} \end{cases}$$

Tableau III.34. Calcul des armatures principales

Sens		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adp} (cm ² / ml)
travée	x-x	3.03	0.012	0.015	0.119	1.41	5HA10=3.93
	y-y	0.64	0.003	0.003	0.119	1.41	5HA10=3.93
appui	x-x	1.51	0.007	0.009	0.119	1.12	5HA10=3.93
	y-y						

• **Espacement des armatures**

$$\text{sens x-x : } s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{sens y-y : } s_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérification l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0081 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

▪ **à l'ELS****Calcul les sollicitations**

$$q_s = G + Q = 5.9 + 3.5 = 9.4 \text{KN/m}$$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 2.22 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.73 \text{N.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 2.11 = 1.79 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 0.70 = 0.59 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -1.11 \text{KN} / \text{m}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.6 \text{MPa..}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.35 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	1.88	10.74	15	43.99	201.6
	M_a	1.11	6.32	15	25.88	201.6
y-y	M_t	0.62	3.56	15	14.60	201.6
	M_a	0.36	2.09	15	8.58	201.6

Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens x-x :

$$\frac{h}{l_x} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.093 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0032 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$$

Les 3 conditions sont vérifiées, on n'a pas besoin de vérifier la flèche selon le sens **x-x**

Sens y-y:

$$\frac{h}{l_y} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Tableau III.36. Vérification de la flèche à l'E.L.S

		Sens y-y
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	2.89
	q_{gser} (KN/m)	3.83
	q_{pser} (KN/m)	6.11
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	0.192
	M_{gser} (KN.m)	0.255
	M_{pser} (KN.m)	0.407
I_0 (Cm ⁴)		24340.4
ρ		0.0032
λ_i		6.41

λ_v	2.56
σ_{sj} (Mpa)	4.48
σ_{sg} (Mpa)	5.95
σ_{sp} (Mpa)	9.49
μ_j	0
μ_g	0
μ_p	0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)	0.00026774
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)	0.00026774
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)	0.00026774
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)	0.00026774
f_{ji} (mm)	0.227
f_{gi} (mm)	0.301
f_{pi} (mm)	0.480
f_{gv} (mm)	0.904
Δf (mm)	0.85
f_{adm} (mm)	6.4
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié

➤ **Schéma de ferrailage**

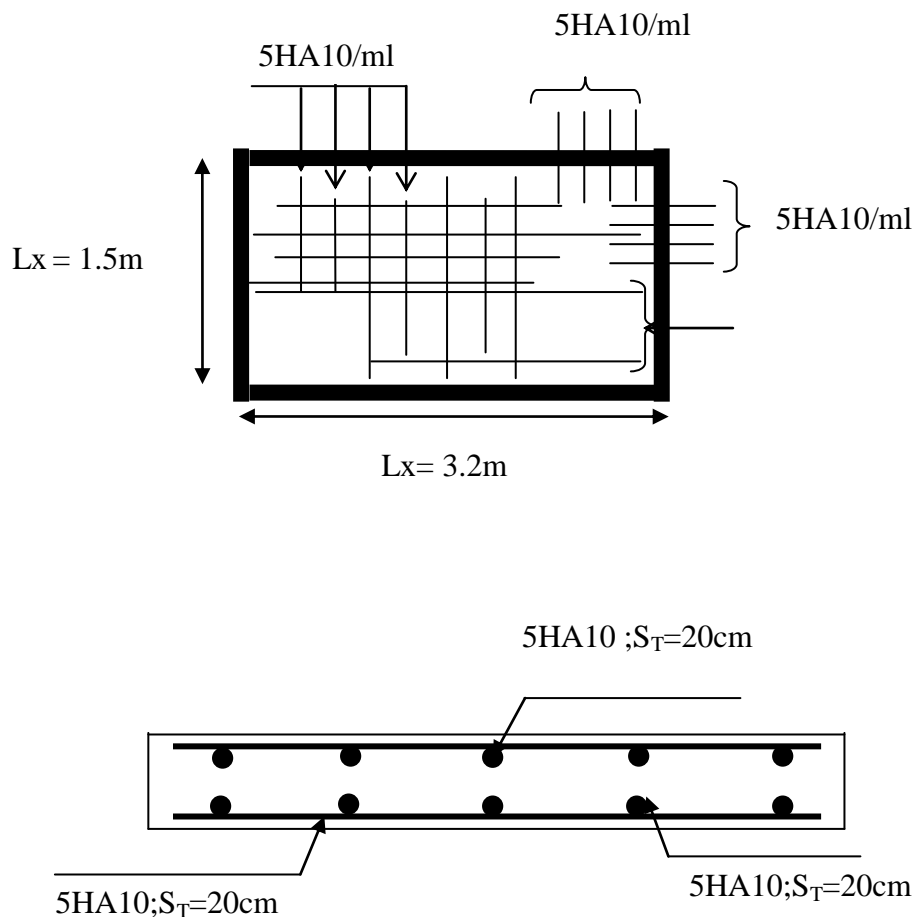


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.2.2.2 Dalle pleine sur 3 appuis (type 1)

1.Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, on a recours au calcul des sollicitations, par la théorie des lignes de rupture.

Dans notre projet, on distingue trois panneaux différents sur trois appuis comme l'indique la figure ci-dessous :

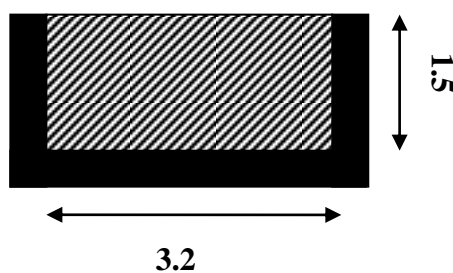


Fig.III. 12.Dalles sur trois appuis

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

Dans notre cas, les trois panneaux vérifient le premier cas et vu que leurs dimensions sont très proches, alors on va faire l'étude seulement pour le panneau le plus sollicité dont les dimensions sont : $l_x = 1.50\text{m}$; $l_y = 3.20\text{m}$

2. Calcul de l'élanement de la dalle ρ

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{3.20} = 0.46 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens} \Rightarrow \text{la flexion est dans}$$

les deux sens.

$$l_x = 1.50\text{m} < \frac{l_y}{2} = \frac{3.2}{2} = 1.60\text{m} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

3. Combinaisons de charges

$$\text{On a: } G = 5.90 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.90 + 1.5 \times 3.5 = 13.21 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5.9 + 3.5 = 9.4 \text{ KN/m}^2$$

4. Calcul des sollicitations :

- En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y$$

- **En appui :**

$$M_a = -0.5 \times \max(M_0^x; M_0^y)$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 37. Calcul des sollicitations

Combinaisons	P (KN/m ²)	M ₀ ^x (KN.m)	M ₀ ^y KN.m	M _t ^x (KN.m)	M _t ^y (KN.m)	M _a (KN.m)
ELU	13.21	17.84	7.43	15.16	6.31	8.92
ELS	9.40	12.69	5.28	10.78	4.49	6.34

5.Ferraillage à l'E.L.U

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 14 cm d'épaisseur.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.38. Le ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis

Sens		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	15.16	0.074	0.096	0.115	3.77	5HA10=3.93
	y-y	8.92	0.0309	0.039	0.118	1.53	5HA10=3.93
appui	x-x	1.51	0.043	0.055	0.117	2.18	5HA10=3.93
	y-y						

- **Espacement des armatures**

$$\text{sens x-x : } s_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow s_t = 20\text{cm}$$

$$\text{sens y-y : } s_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow s_t = 20\text{cm}$$

- ✓ **Vérification l'effort tranchant**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{9.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.078 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

▪ à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.6 \text{ MPa..}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.39 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	10.78	6.13	15	251.17	201.6
	M_a	6.34	3.60	15	147.74	201.6
y-y	M_t	4.49	2.65	15	104.65	201.6
	M_a	2.64	1.50	15	61.56	201.6

La contrainte en travée n'est pas vérifiée selon le sens x-x donc on doit ferriller avec l'ELS

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times (d - \frac{y}{3})} \Rightarrow A = 4.89 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens x-x :

$$\frac{h}{l_x} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.093 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0047 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche selon le sens **x-x**

Sens y-y:

$$\frac{h}{l_y} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Tableau III.40. Vérification de la flèche à l'E.L.S

		Sens y-y
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	2.89
	q_{gser} (KN/m)	3.83
	q_{pser} (KN/m)	6.11
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	0.192
	M_{gser} (KN.m)	0.255
	M_{pser} (KN.m)	0.407
I_0 (Cm ⁴)		24340.4
ρ		0.0032
λ_i		6.41
λ_v		2.56
σ_{sj} (Mpa)		4.48
σ_{sg} (Mpa)		5.95
σ_{sp} (Mpa)		9.49
μ_j		0
μ_g		0
μ_p		0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)		0.00026774

I_{ig}^c (m ⁴)	0.00026774
I_{ip}^c (m ⁴)	0.00026774
I_{vg}^c (m ⁴)	0.00026774
f_{ji} (mm)	0.227
f_{gi} (mm)	0.301
f_{pi} (mm)	0.480
f_{gv} (mm)	0.904
Δf (mm)	0.85
f_{adm} (mm)	6.4
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié

➤ Schéma de ferrailage

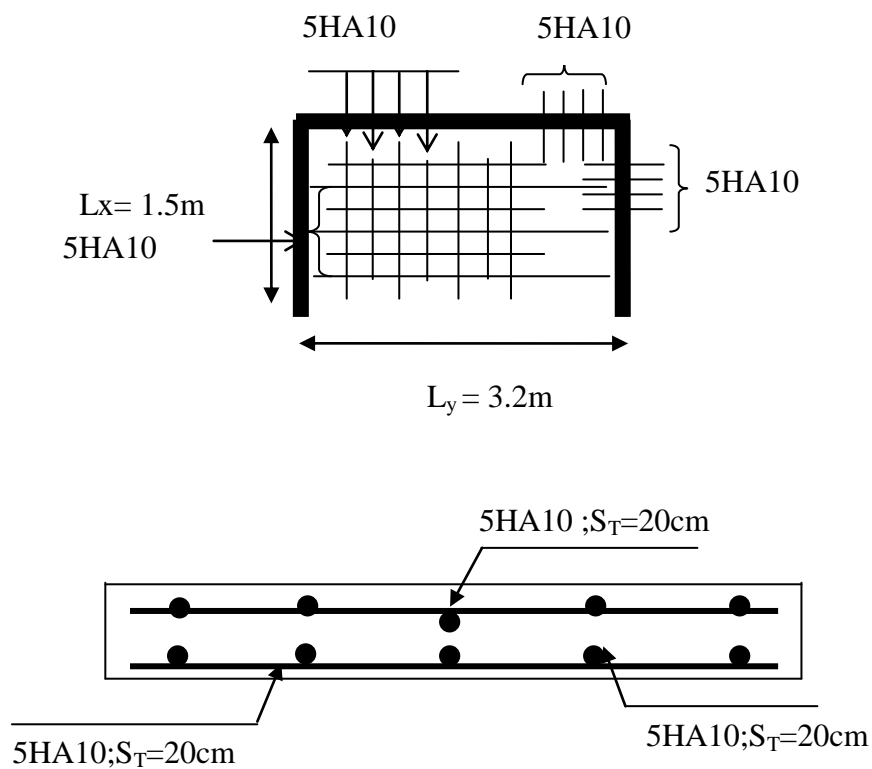


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.2.2.3 Dalle pleine 2 appuis

$$l_x = 1.50m$$

$$l_y = 3.12m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.48 \geq 0.4$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens.

➤ Calcul des sollicitations**▪ A l'ELU**

On a : $G = 5.9\text{KN/m}^2$; $Q = 3.5\text{KN/m}^2$.

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.21\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0994 \times 13.21 \times 1.5^2 = 2.95\text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.2500 \times 2.95 = 0.73\text{KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 2.95 = 2.51\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 0.73 = 0.62\text{KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -1.47\text{KN} / \text{m}^2$$

➤ Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100\text{cm}$, $e = 14\text{cm}$, $d = 12\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_c = 400\text{Mpa}$

- En travée**Sens x-x :****✓ Les armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100\text{cm}$, $h = 14\text{cm}$, $d = 12\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_c = 400\text{Mpa}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0123 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0154$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$\mu_{bu} = 0.0123 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348Mpa$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{2.51 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.60cm^2$$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0090$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$\mu_{bu} = 0.0072 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348Mpa$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.35cm^2$$

Sens y-y :

✓ **Les armatures secondaires**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On à : $b = 100cm$, $h = 14cm$, $d = 12cm$, $f_{c28} = 25Mpa$ et $f_e = 400Mpa$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2Mpa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.003 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$\mu_{bu} = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{0.62 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.15 \text{ cm}^2$$

✓ la condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_x = A_t & \text{n'est pas vérifié, donc on ferraille avec } A^{\min} \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 > A_y = A_a & \text{n'est pas vérifié, donc on ferraille avec } A^{\min} \end{cases}$$

Tableau III.41. Calcul des armatures principales

Sens		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	2.51	0.0123	0.015	0.119	1.41	5HA10=3.93
	y-y	0.62	0.003	0.0038	0.119	1.41	5HA10=3.93
appui	x-x	1.47	0.0072	0.009	0.119	1.12	5HA10=3.93
	y-y						

• Espacement des armatures

$$\text{sens x-x : } s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{sens y-y : } s_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Vérification l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} ..$$

$$\tau_u = \frac{9.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0078 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

▪ à l'ELS

Calcul les sollicitations

$$q_s = G + Q = 5.9 + 3.5 = 9.4 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3491 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 2.16 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 2.16 = 1.84 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 0.75 = 0.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -1.08 \text{ KN / m}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.6 \text{ MPa..}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.42 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN. m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	1.84	1.049	15	42.95	201.6
	M_a	1.08	0.61	15	25.26	201.6
y-y	M_t	0.64	0.36	15	14.99	201.6
	M_a	0.37	0.53	15	22.005	201.6

✓ **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens x-x :

$$\frac{h}{l_x} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.093 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0032 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc n'a on pas besoin de vérifier la flèche selon le sens **x-x**

Sens y-y:

$$\frac{h}{l_y} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Tableau III.43. Vérification de la flèche à l'E.L.S

		Sens y-y
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	2.89
	q_{gser} (KN/m)	3.83
	q_{pser} (KN/m)	6.11
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	0.20
	M_{gser} (KN.m)	0.265
	M_{pser} (KN.m)	0.423
I_0 (Cm ⁴)		24340.4
ρ		0.0032
λ_i		6.41

λ_v	2.56
σ_{sj} (Mpa)	46.63
σ_{sg} (Mpa)	61.80
σ_{sp} (Mpa)	98.60
μ_j	0
μ_g	0
μ_p	0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)	0.00026774
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)	0.00026774
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)	0.00026774
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)	0.00026774
f_{ji} (mm)	0.224
f_{gi} (mm)	0.297
f_{pi} (mm)	0.474
f_{gv} (mm)	0.891
Δf (mm)	0.84
f_{adm} (mm)	6.24
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié

➤ Schéma de ferrailage

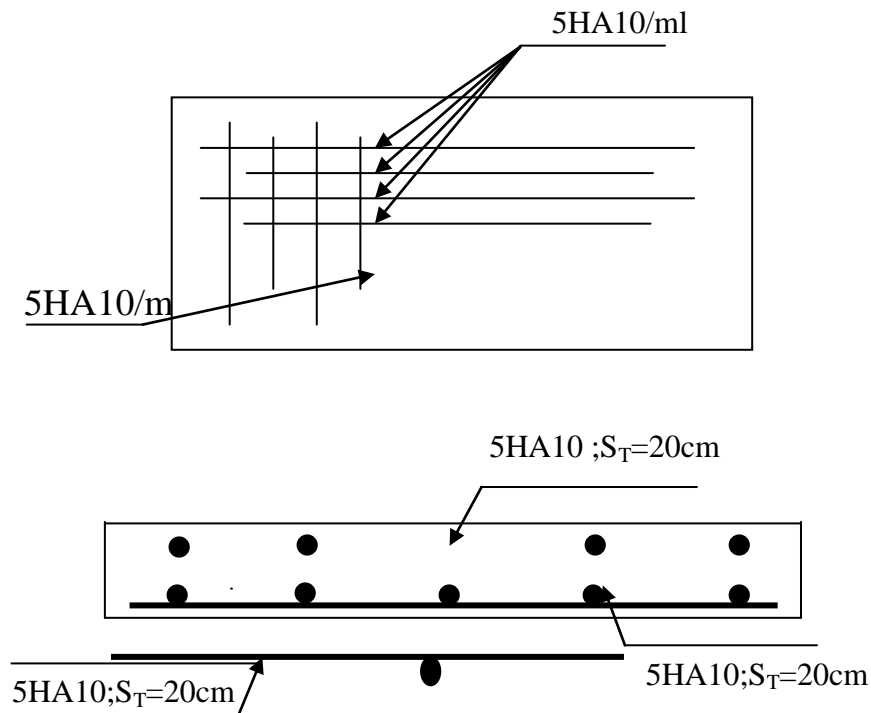


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

III.3. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur les quels elle repose.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de RDM.

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

$$\begin{array}{l}
 \text{- La volée : } \begin{cases} G = 7.605 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \\
 \text{- Le palier : } \begin{cases} G = 4.86 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}
 \end{array}$$

III.3.2. Combinaisons de charge

❖ A l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

❖ A l'ELS

$$q_u = G + Q$$

- La volée : $\begin{cases} q_u = 1.35 \times 7.605 + 1.5 \times 2.5 = 14.01 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 7.605 + 2.5 = 10.105 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
- Le palier : $\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.31 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

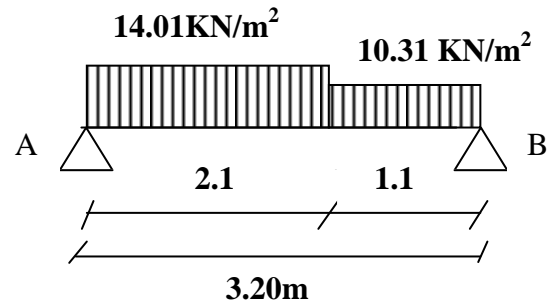
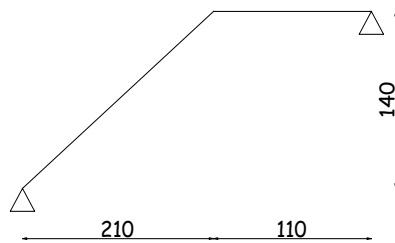


Figure III. 15. Schéma statique de l'escalier

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 14.01 \times 2.1 + 10.31 \times 1.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 40.76 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (14.01 \times 2.1 \times \frac{2.1}{2}) + 10.31 \times 1.1 \times (\frac{1.1}{2} + 2.1) = R_B \times 3.2$$

$$\Rightarrow R_B = 19.04 \text{ KN}$$

$$R_A = 40.76 - R_B \Rightarrow R_A = 21.71 \text{ KN}$$

III.3.3. Calcul des sollicitations

• Effort tranchant

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$$

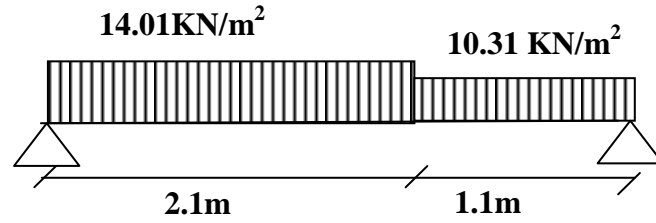
$$T_Y(x) = -21.71 + 14.01x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -21.71 \text{ KN} \\ T_Y(2.1) = 7.71 \text{ KN} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1.1m$

$$T_Y(x) = -10.31x + 19.04$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 19.04KN \\ T_Y(1.1) = 7.69KN \end{cases}$$



• **Moment fléchissant**

• $0 \leq x \leq 2.1m$

$$M(x) = 21.71x - 14.01 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.1) = 14.7KN.m \end{cases}$$

Le moment max à ' x_0 ' tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 1.54m$$

$$M(1.54) = 16.82KN.m$$

$$M_{max} = 16.82KN.m$$

• $0 \leq x \leq 1.1m$

$$M(x) = -10.31 \frac{x^2}{2} + 19.04x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(1.1) = 14.7KN.m \end{cases}$$

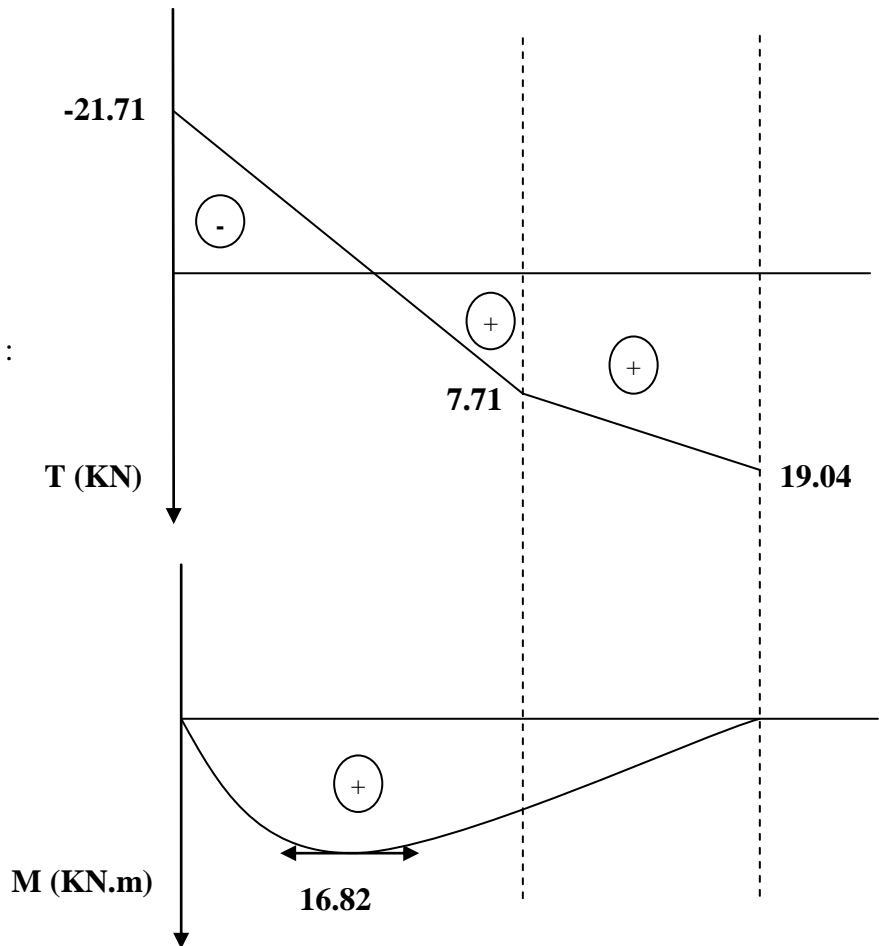


Figure III.16. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\begin{cases} M_{max} = 16.82KN.m \\ V_{max} = 21.71KN \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 12.61KN.m & \dots\dots\dots\text{en travée} \\ M^a = -0.5M_{max} = -8.41KN.m & \dots\dots\dots\text{en appui} \end{cases}$$

III. 3. 4. Ferrailage des escaliers

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 100\text{cm} \quad h = 14\text{cm} \quad d = 12\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 348\text{Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.44. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal}(cm^2)$	$A_{Adopte}(cm^2)$	S_t (cm)
Travée	12.61	0.061	0.0798	0.116	3.12	4HA12 = 4.52	25
Appui	8.41	0.041	0.0526	0.117	2.05	4HA10 = 3.14	25

• Armatures de répartition (secondaire) :

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml, \text{ avec } ST = 25 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml, \text{ avec } ST = 25 \text{ cm}$$

• Vérifications à l'Etat Limite Ultime

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifie}$$

$$\text{En appuis : } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifie}$$

✓ Vérification des espacements

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 14; 33) \text{ cm} \Rightarrow ST \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- Armatures secondaires :

$$ST \leq \min(4 \times e; 45) \text{ cm}$$

$$ST \leq \min(4 \times 14; 45) \text{ cm} \Rightarrow ST \leq 45 \text{ cm}$$

$$ST = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{21.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.18 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_U = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = A_t + A_a = 3.93 + 3.14 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_l \geq \left(21.71 \times 10^{-3} - \frac{8.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12} \right) \times \frac{1.15}{400} = -1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.07 \text{ cm}^2 \geq -1.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

✓ Vérification de la section à l'ELS

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant avec la même méthode précédant

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10.105 \times 2.1 + 7.36 \times 1.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 29.32 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (10.105 \times 2.1 \times \frac{2.1}{2}) + 7.36 \times 1.1 \times (\frac{1.1}{2} + 2.1) = R_B \times 3.2$$

$$\Rightarrow R_B = 13.67 \text{ KN}$$

$$R_A = 29.31 - R_B \Rightarrow R_A = 15.65 \text{ KN}$$

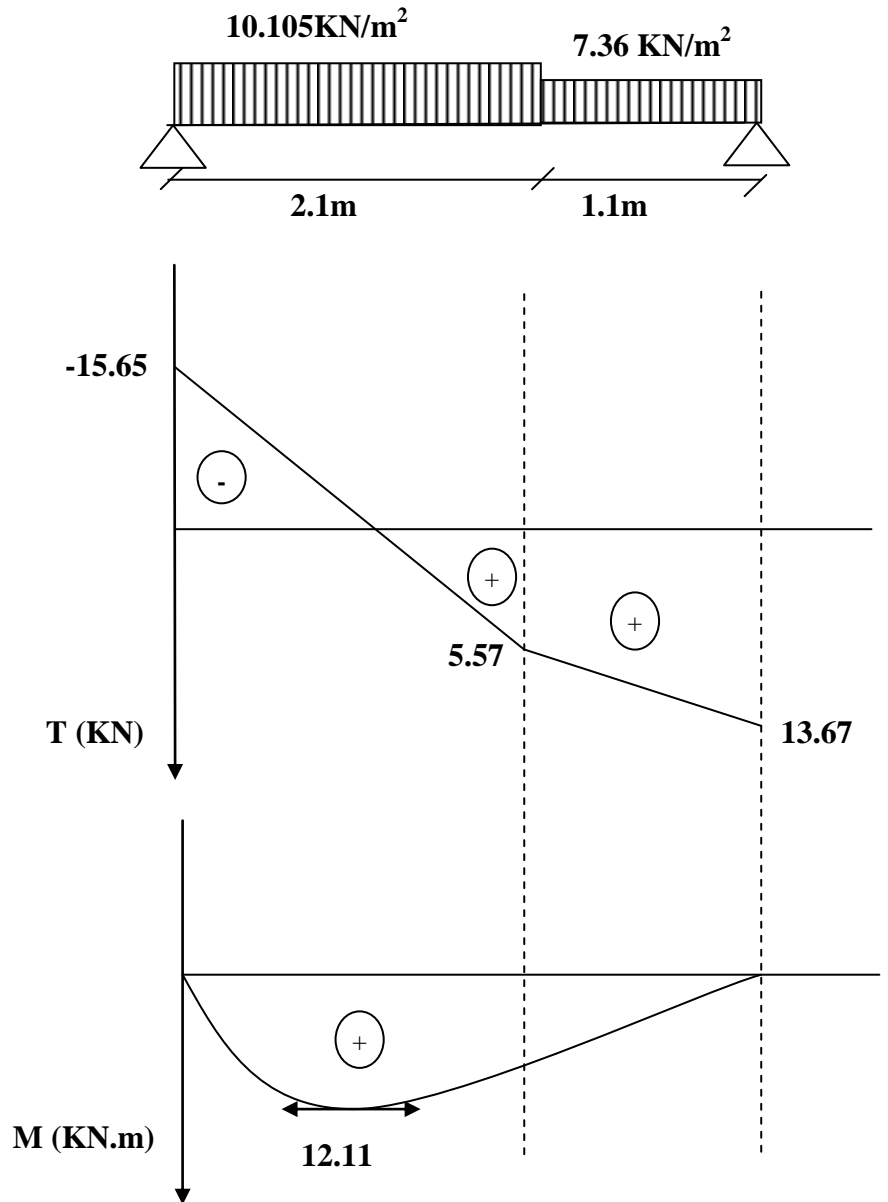


Figure III. 17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.3.3.Calcul des sollicitations

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\begin{cases} M_{\max} = 12.11 \text{ KN.m.} \\ V_{\max} = -15.65 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc on à :

$$\begin{cases} M^t = 0.75 M_{\max} = 9.08 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^a = -0.5 M_{\max} = -6.05 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$$

▪ **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$b = 1\text{m}; S_t = 20\text{cm}; n = 4 \text{ barres. } \phi = 12\text{mm}$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

✓ **Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du

béton est inférieure à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y < \bar{\sigma}_{bc}$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie:

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

Contraintes σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

Contraintes $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après

Tableau III.45. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	9.075	3.41	6324.6	4.89	15	
Appui	6.05	2.91	4700.8	3.74	15	

III. 3. 5 État limite de déformation

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{320} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procède a la vérification de flèche. La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 6.40mm$

Tableau III.46. Vérification de la flèche à l'E.L.S

M_{ser}	M_{jser} (KN.m)	2.90
(KN.m)	M_{gser} (KN.m)	3.92
	M_{pser} (KN.m)	5.67
I_0 (Cm ⁴)		165028
ρ		0.0037
λ_i		5.57
λ_v		2.23
σ_{sj} (Mpa)		59.22
σ_{sg} (Mpa)		79.87
σ_{sp} (Mpa)		115.55
μ_j		0
μ_g		0

μ_p	0.04
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)	0.0018
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)	0.0018
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)	0.0014
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)	0.0016
f_{ji} (mm)	0.50
f_{gi} (mm)	0.68
f_{pi} (mm)	1.22
f_{gv} (mm)	2.04
Δf (mm)	2.08
f_{adm} (mm)	6.4

III. 3. 6 Schéma de ferrailage de l'escalier

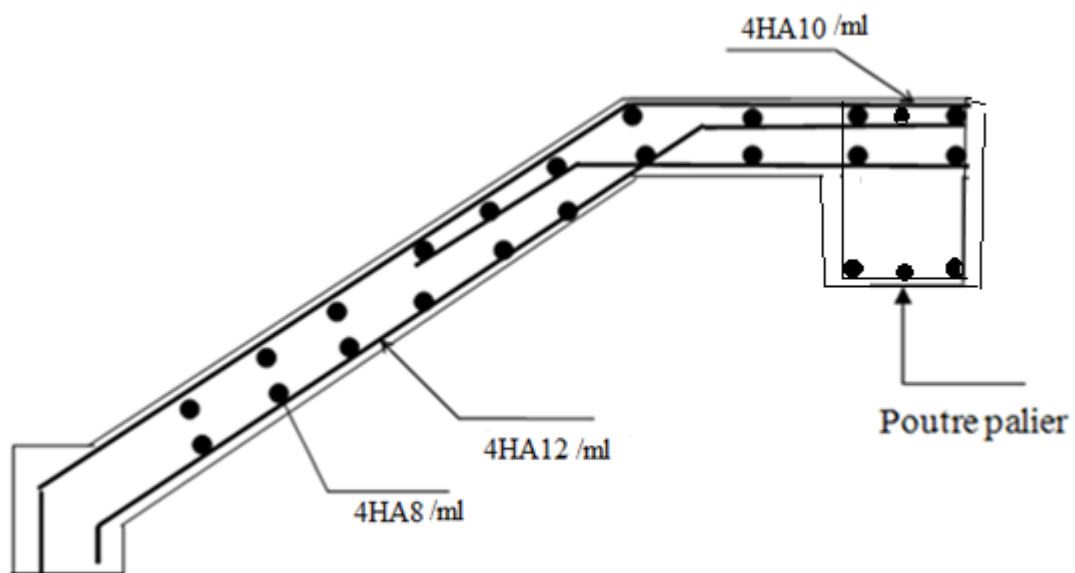


Figure III.18. Schéma de Ferrailage de l'escalier de RDC et les étages courant

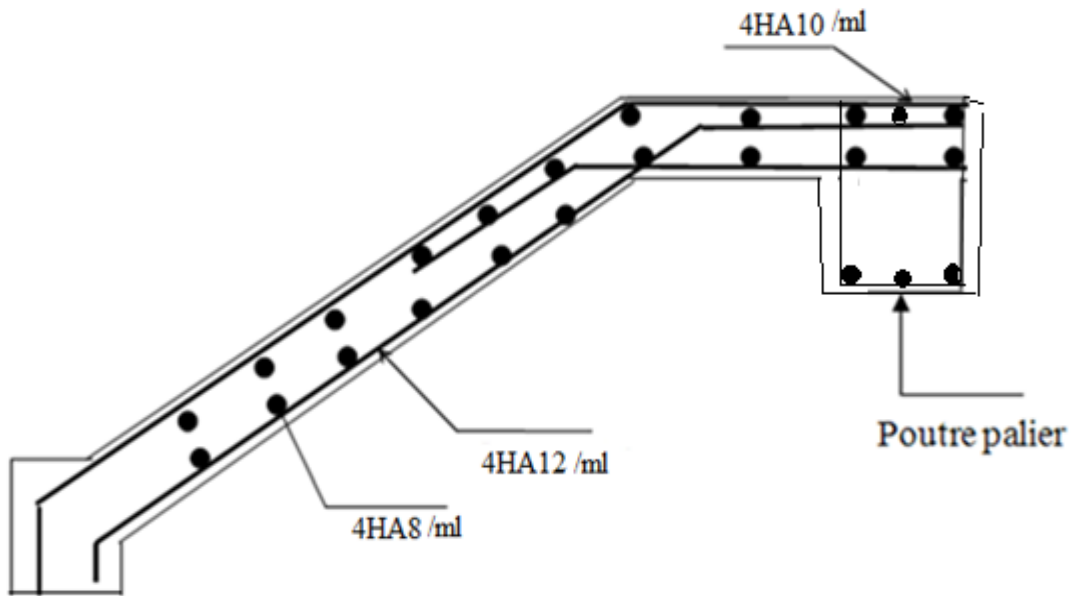


Figure III.19. Schéma de Ferrailage de l'escalier de l'entre sol (volée 1 et 3)

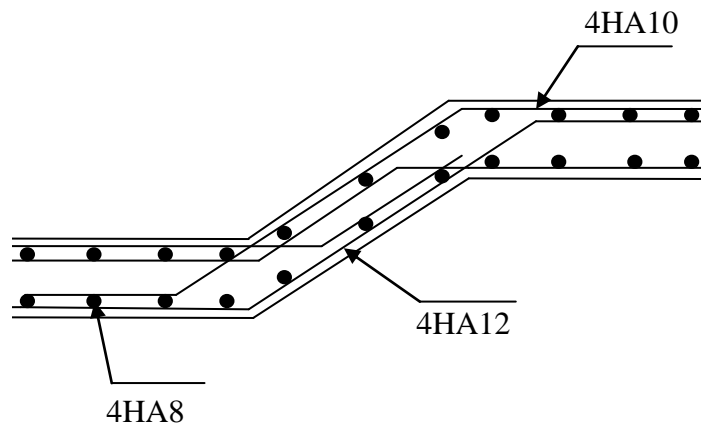


Figure III.20. Schéma de Ferrailage de l'escalier de l'entre (volée 2)

III. 3. 7. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

✓ **Dimensionnement**

Condition de la flèche :

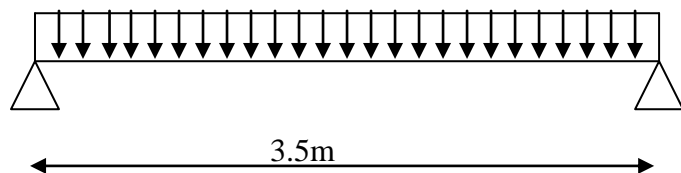


Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33\text{cm} < h < 35\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

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

✓ **Les charges sur la poutre**

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$$

✓ **Les sollicitations de la poutre palière**

Tableau III.47. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 19.04\text{ KN}$	$R_B = 13.66\text{ KN}$
$P_u = 1.35 G_0 + R_B$	$P_s = G_0 + R_B$
$P_u = 22.07\text{ KN/m}$	$P_s = 15.91\text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 33.80\text{KN.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 24.36\text{KN.m}$
$M^t = 0.85 M_0 = 28.73\text{KN.m}$	$M^t = 0.85 M_0 = 20.70\text{KN.m}$
$M^a = -0.5 M_0 = -16.90\text{KN.m}$	$M^a = -0.5 M_0 = -12.18\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 38.63\text{KN}$	$V_u = \frac{P_s \times L}{2} = 27.84\text{KN}$

III. 3. 8. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

$b=30\text{cm}$ $h=30\text{cm}$ $d=27\text{cm}$ $f_{C28}=25\text{Mpa}$ $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$ $f_e=400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.48. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	A min(cm^2)
Travée	28.73	0.092	0.121	0.258	3.21	4.5

Appui	16.90	0.054	0.070	0.262	1.85	4.5
--------------	-------	-------	-------	-------	------	-----

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{\min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 4.5\text{cm}^2$

✓ Vérification à l'ELU

• l'effort tranchant

$$V_u = 38.63\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.63 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.47 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{c'est vérifié.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(38.63 \times 10^{-3} - \frac{28.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}\right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$A > -2.28\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{véifié}$$

• Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} S_t = 15\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en travée} \\ S_t = 10\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en appui} \end{cases}$$

• Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm} ; \text{ On prend } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.15 \times (0.47 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \geq -0.225\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_t = 0.46\text{cm}^2$$

III. 3. 9. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée
C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-17**).

$$M^{\text{torsion}} = M_{Tu} = 8.41\text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625\text{m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] = 1\text{m}$$

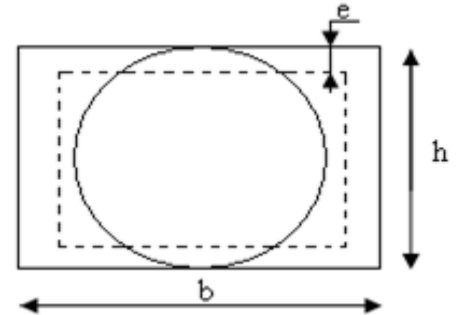


Figure III.22. Section creuse équivalente

$$A_{Torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{8.41 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 1.93\text{cm}^2$$

$$A_{Torsion} = 1.93\text{cm}^2$$

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.41 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.34\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.34\text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25\text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

- **Vérification vis-à vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0.47)^2 + (1.34)^2} = 1.42\text{MPa} < 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \quad \text{BAEL9 (article I.III)}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement comme suit :

- **En travée :** $S_t = 15\text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.41 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.29\text{cm}^2$$

- **En appuis :** $S_t = 10\text{ cm}$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.41 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2$$

$$A_r^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_r^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armatures finale**

- **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.21 + \frac{1.93}{2} \Rightarrow A^t = 4.17 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$\text{Soit : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.85 + \frac{1.93}{2} \Rightarrow A^a = 2.81 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_r = 0.46 + 1.35 = 1.81 \text{ cm}^2. \text{ On opte } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (cadre } \Phi 8 \text{ et épingle } \Phi 8)$$

❖ **Vérification à l'ELS**

➤ **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.49. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	20.7	9.09	29740	6.32	15	
Appui	12.18	9.09	29740	3.72	15	

- **État limite de déformation**
- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0857 > 0.0625 \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0857 > 0.085 \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0.0057 < 0.01 \dots \text{vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.10. Schéma de ferrailage de la poutre palière

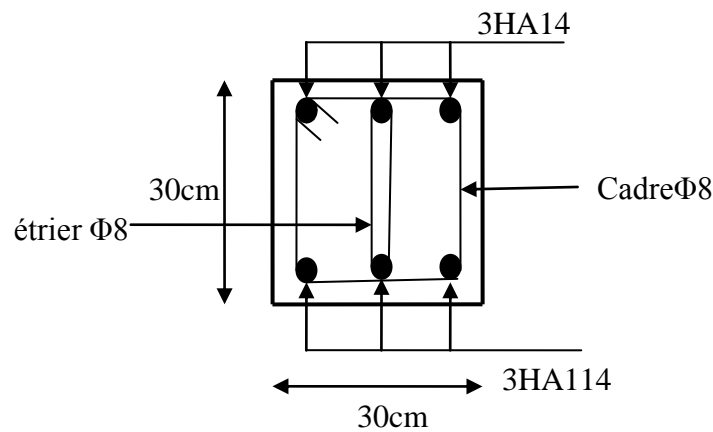


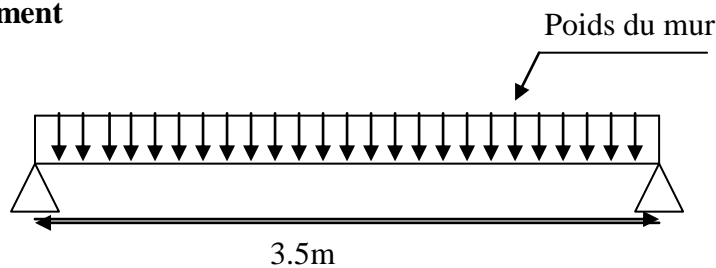
Figure III.23. Ferrailage de la Poutre palière

III.4. CALCUL DES CHAINAGES

a) **Définition**

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

b) **Dimensionnement**



On a : $L_{\max} = 3.5\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h_t \leq 35$$

Condition de la flèche (RPA (Art 9.3.3))

Soit : $h_t = 30\text{ cm}$

$$b = 30\text{ cm}$$

✓ Vérification

$$h_t \geq 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b \geq \frac{2h}{3} = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c) les sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}^2$.
- Poids du mur : $G_M = 2.85 \times (2.8 - 0.30) = 7.125 \text{ KN/m}^2$.

Donc : $G = 9.375 \text{ KN/m}^2$.

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 12.65 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G = 9.375 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul à l'E.L.U

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 19.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow M_t = 14.52 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 \Rightarrow M_a = -9.68 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

$$b = 30\text{cm} \quad h = 30\text{cm} \quad d = 27\text{cm} \quad f_{C28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.50. Calcul des armatures principales

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	14.8	0.0468	0.06	0.263	1.58	3HA10=2.36
Appui	9.87	0.0312	0.0396	0.265	1.04	3HA10=2.36

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$A > A_{min}$ vérifiée.

✓ **Vérifications à l'ELU**

➤ **à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 22.13 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{22.13 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.27 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ MPa (F.P.N)} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

✓ **calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min}\right) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit cadres T8 plus étriers T8} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **calcul des espacements**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 67.3 \text{ cm.} \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} < 0 \end{array} \right.$$

On adopte: St = 15 cm.

➤ **Vérifications à l'ELS**

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_0 = \frac{q_s l_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 14.35 \text{KN m}$$

$$M_t = 0.75M_0 \Rightarrow M_t = 10.76 \text{KN.m}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y:

$$A = 2.36 \text{cm}^2; \quad b = 30 \text{cm} \quad d = 27 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.89 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 17587 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.21 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Evaluation de la flèche**

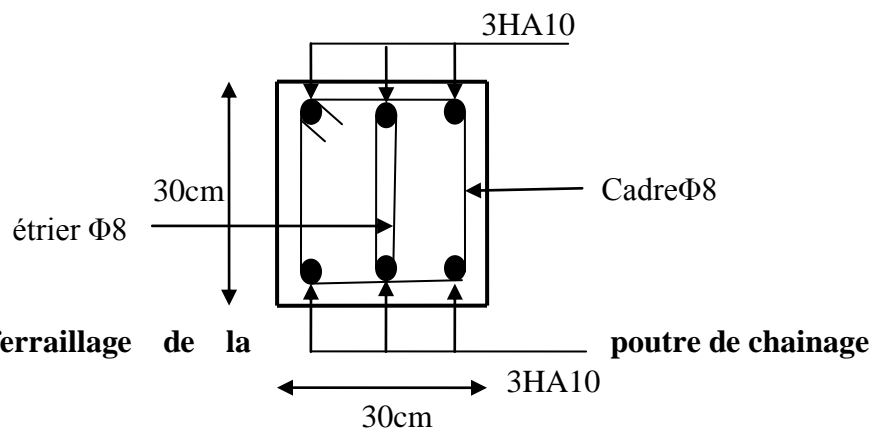
La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.085 > 0.075 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0.0029 < 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



e) **Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

Figure III.24. Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.5. Etude de l'acrotère

III.5. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique, et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5. 2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III. 5. 3. Evaluation des charges et surcharges

✓ Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on a :

La surface : $S = 659.5 \text{ cm}^2 = 0.06595 \text{ m}^2$

Poids propre : $G_t = 1.648 \text{ KN} / \text{ml}$

La charge due à la main courante : $Q=1 \text{ KN}$

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA2003** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du **RPA2003**]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.(6.1) du **RPA2003**].

G_t : poids de l'élément considéré.

- ✓ **Pour notre cas** : - Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (melbou).

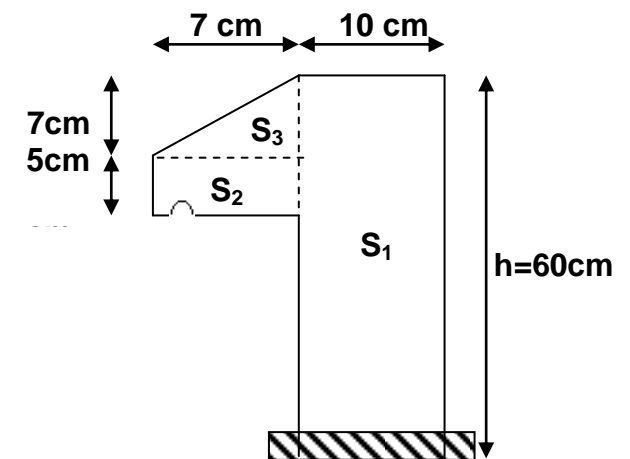


Figure. III.25. Acrotère

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_t = 1.648 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,648 \Rightarrow F_p = 0,98 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$: $x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$ et $y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,05 \times 0,07 \times (0,07/2 + 0,1) + (0,07 \times 0,07) \times 0,5 \times (0,07/2 + 0,1)}{0,06595}$$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,05 \times 0,07 \times (0,05/2 + 0,48) + (0,07 \times 0,07) \times 0,5 \times (0,07/2 + 0,53)}{0,06595}$$

$$x_G = 0,0576 \text{ m} \quad y_G = 0,211 \text{ m}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 1,648 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 0,98 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 0,98 \times 0,211 \Rightarrow M_{Fp} = 0,206 \text{ KN.m}$$

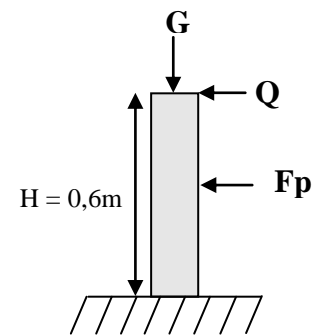


Figure .III. 26. Les Sollicitations sur l'acrotère

Tableau.III.51. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	1,648	2,22	1,648
M (KN.m)	0,806	0,9	0,6

III. 5. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,22} = 0,45 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

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

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.2m$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.478m \end{cases}$$

III.5. 5.Calcul à l'ELU

✓ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont**

$$N_u = 2.22KN \quad ; M_u = N_u \times e = 2.22 \times 0.478 \Rightarrow M_u = 1.06KN.m;$$

✓ **Ferraillage**

$$h = 10 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.06 + 2.22 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.126KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.126 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01243) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0156;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.0795m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.40cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.40 \times 10^{-4} - \frac{2.22 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.336cm^2$$

✓ **Vérification à l'E.L.U**

✓ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml.$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$$

✓ **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 cm.$ On adopte $S_t = 25 cm.$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 cm.$ On adopte $S_t = 20 cm.$

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.98 + 1 \Rightarrow V_u = 1.98KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0247 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié (pas de risque de cisaillement)

✓ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 cm$$

$$\tau_{se} = 1.98 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.273MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

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

III. 5. 6. Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 1.648\text{KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6\text{KN.m};$$

$\eta = 1.6$ pour les HR

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6\text{MPa}$$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

Avec :

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

$$50 \times y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 8 = 0 \Rightarrow y = 1.91\text{cm}$$

$$I = \frac{100}{3} 1.91^3 + 15 \times 2.01 (8 - 1.91)^2 \Rightarrow I = 1350.46\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.0191}{0.13504 \times 10^{-4}} = 0.84\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.648 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} (0.08 - 0.0191) = 111.47\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6\text{MPa}$$

III. 5. 7. schéma de ferrailage

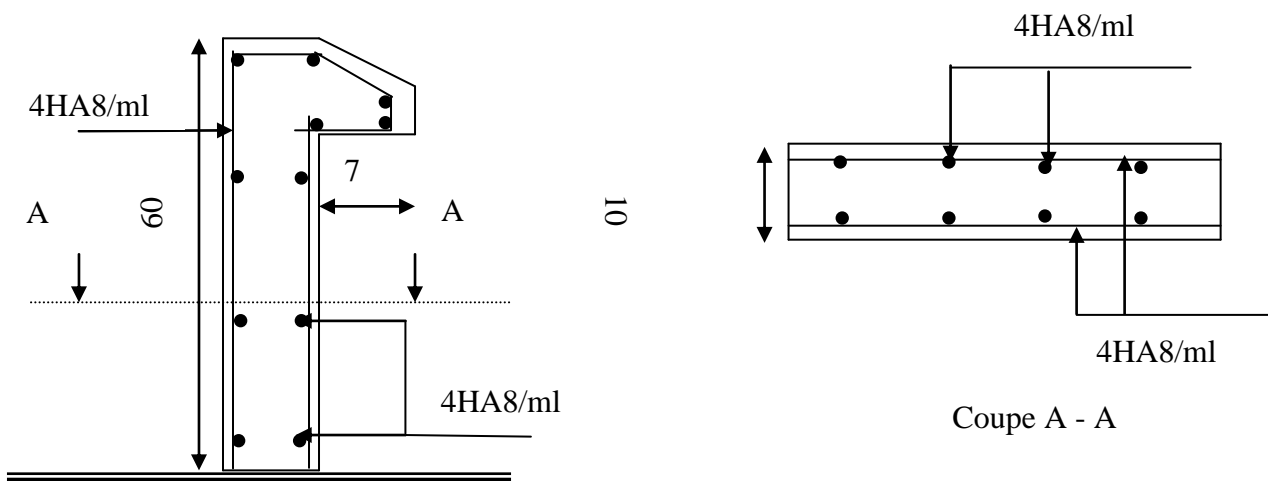


Figure .III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. Étude de l'ascenseur

III.6.1. Définition

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 140cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 110cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN. *Annexe 4.*
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

III.6.2. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle,

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de $h=20$ cm.

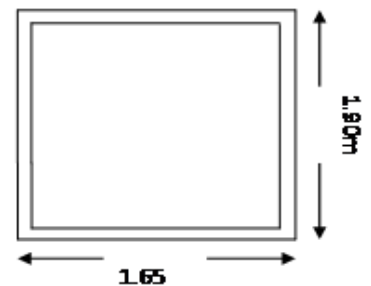


Figure-III.28 : dalle de la cage d'ascenseur

III.6.3. Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.4} = 42.64KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 48.74KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

III.6.4. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 67.29 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.08 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.40 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments réels

$$\text{➤ En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.71 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.44 \text{ KNm}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -2.72 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -1.92 \text{ KNm}$$

1. 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 $d_y = 17\text{cm}$.

• En travée :

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0168$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.021$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168\text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0132$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.92cm^2 / ml.$$

• **En appui :**

Sens x ;

$$\mu_{bu} = 0.005$$

$$\alpha = 0.0074$$

$$z = 0.179m$$

$$A_a = 0.43cm^2 / ml$$

Sens y :

$$\mu_{bu} = 0.004$$

$$\alpha = 0.0058$$

$$z = 0.169m$$

$$A_a = 0.32cm^2 / ml$$

Tableau III.52: section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Elément	M(KN.m) Travée	M(KN.m) Appui	A_{cal} travée	A_{cal} appui	$A_{adopté}(cm^2)$ travée	$A_{adopté}$ Appui
Sens x-x	7.71	2.72	1.31	0.43	5HA10=3.93	4HA10 = 3.14
Sens y-y	5.44	1.92	0.92	0.32	5HA10=3.93	4HA10 = 3.14

2. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

• **En travée**

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.86$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.71cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.71cm^2 / ml. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \quad \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.67cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

- **Calcul des espacements**

$$\text{Sens x-x': } S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

$$\text{Sens y-y': } S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\rho = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 37KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 38.82KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{52.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.22MPa < 1.25MPa \quad \text{C'est vérifié.}$$

3. Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 48.74 + 1 = 49.74KN / m^2$$

$$v = 0.2$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.66KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.08KNm$

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.51KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.16KNm$

1) Vérification des contraintes

Tableau III.53: vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.51	13686.1	4.05	1.92	15
Travées (y)	5.16	12093.4	3.92	1.67	15

III.6.5. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

($a_0 \times b_0$) : surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

($u \times v$) : surface d'impact.

a_0 et u : dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : dimensions suivant le sens y-y'.

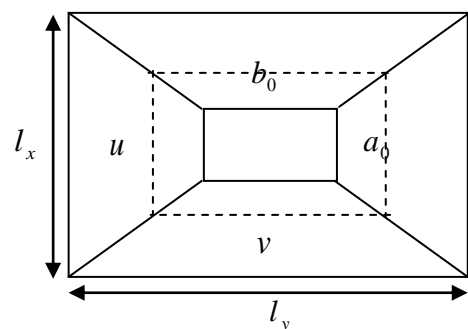
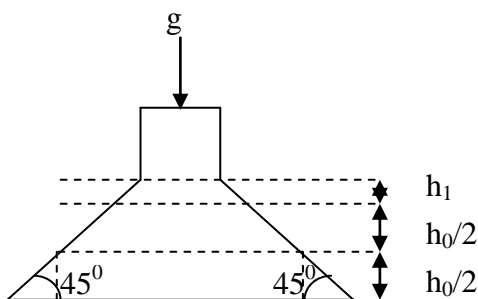


Figure III.29: la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

BAEL91.

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 110cm \\ b_0 = 110cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140cm. \\ v = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140cm. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.84 \quad \text{et } \rho = 0.86$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.73 \quad \text{et } \rho = 0.86$$

En se référant à l'**annexe 2** on trouve $M_1 = 0.065$ et $M_2 = 0.052$

➤ Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

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

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.34KN.m \\ M_{y1} = 5.075KN.m \end{cases}$$

➤ Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.31KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.92KNm$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'**annexe 1**.

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.65 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 \times 7.65 = 6.50 \text{KNm} \\ M'_y = 0.85 \times 6 = 5.1 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Tableau III.54: ferraillage de la dalle de la salle des machines.

Elément	M(KN.m) Travée	M(KN.m) Appui	$A_{cal} (cm^2)$ travée	$A_{cal} (cm^2)$ appui	$A_{adopté}(cm^2)$ travée	$A_{adopté}(cm^2)$ appui
Sens x-x	6.5	2.29	1.04	0.36	5HA10=3.93	4HA10 = 3.14
Sens y-y	5.1	1.8	0.86	0.30	5HA10=3.93	4HA10 = 3.14

1. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

• **En travée :**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.71 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **En appui :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.71 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 140)$$

$$U_c = 560 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \Rightarrow 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 840 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = \frac{Q_u}{3 \times u} = 5.80 \text{ KN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times u} = \frac{Q_u}{3 \times v} = 5.80 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 5.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

d) Espacement des barres

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$

Sens y-y' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

2. Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 5.45 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 4.69 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.86 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.54 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.71 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Tableau III.55: vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	5.55	13686.15	0.04	14.81	15
Travées (y)	4.71	13686.15	0.04	12.79	15

c) **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.12 \geq 1/16 = 0.1 \quad (1). \\ h / l = 0.12 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad (2). \\ A / b.d = 0.0021 \leq 4,2 / f_c = 0.01 \quad (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. On est dispensé de la vérification de la flèche.

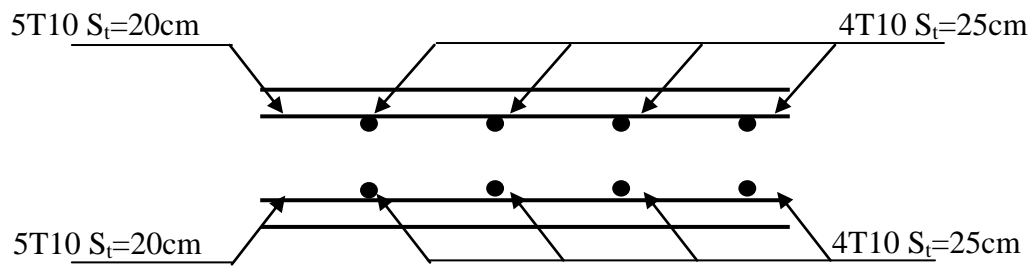
d) Schéma de ferrailage :

Figure III.30: vue en coupe du ferrailage de la dalle.

IV.1. INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 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 intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000 version.14.2.2**

IV.2. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 version 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis car elle est irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la 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.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

- 1- $T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$ RPA 2003 (Article .4.2.4).
- 2- $T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

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

$$\Rightarrow h_N = 29.28 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

D'où : $T_1 = 0.62 \text{ s}$.

$$\text{Sens(x): } D = 20.63 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.58 \text{ s}$$

$$\text{Sens(y): } D = 12.15 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.75 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.58, 0.62) = 0.754s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.75, 0.62) = 0.806s \end{cases}$$

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 2003 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on à un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA 2003 (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

(Tableau 4.4 du RPA99 version 2003)

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq .

Critère Q	Valeurs de $p_q(x)$		Valeurs de $p_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan	0			
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Donc : $Q_x = Q_y = 1.10$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 2003 (Article .4.2.3).}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

$$\text{On a un Sol meuble (Site S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 2003(Art .4.2.3).}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4,2 , RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

$$\text{Construction auto stable} \rightarrow \xi = 7 \%. \quad \text{RPA (Article 4.2.3)}$$

$$\text{Contreventement par voiles} \rightarrow \xi = 10 \%.$$

$$\text{Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne} \Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$$

$$T : \text{Est la période fondamentale de la structure, tel que : } \begin{cases} T_{sx} = 0.754S \\ T_{sy} = 0.806S \end{cases}$$

$$T_2 = 0,5S \leq T_{sx} \leq 3S \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,58}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,84$$

$$T_2 = 0,5S \leq T_{sy} \leq 3S \Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,75}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,55$$

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

Tableau IV. 2 : Les poids des différents niveaux

Niveau	W_G (KN)	βW_Q (KN)	W_i (KN)
4.08	2617.4654	122.9046	2740.37
6.88	2661.5254	130.4346	2791.96
9.68	2736.1278	75.9322	2812.06
12.48	2669.7816	102.4484	2772.23
15.28	2631.0436	118.2464	2749.29
18.08	2742.548	100.672	2843.22
20.88	2579.1218	91.5382	2670.66
23.68	2578.1176	107.6724	2685.79
26.48	2543.049	98.461	2641.51
29.28	2174.636	50.604	2225.24
			$\Sigma = 26760.71$

Après calcul de tout les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.84 \times 1.10}{5} \times 26760.71 \\ \text{sens y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.10}{5} \times 26760.71 \end{array} \right.$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} V_x = 1624.91 \text{KN} \\ V_y = 1306.81 \text{KN} \end{array} \right.$$

IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. principe

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA2003 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne Sa/g en fonction du temps.

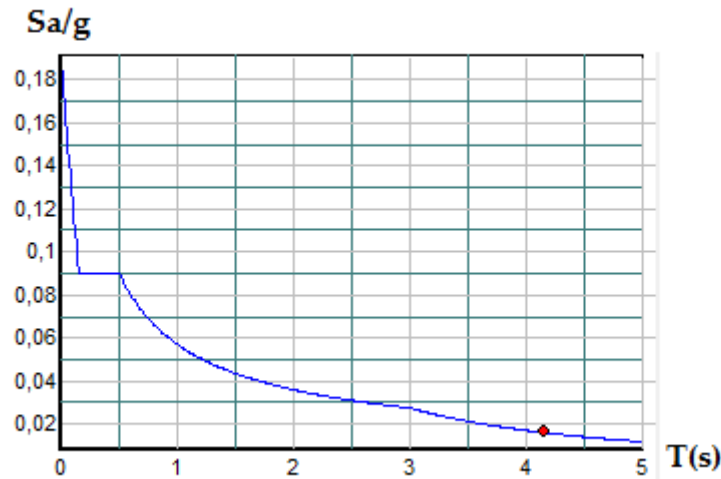


Figure IV.1: *spectre de réponse*

b. Les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3. 4. Description de logiciel SAP 2000

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maîtres.

➤ **Disposition des voiles**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

➤ **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.2**

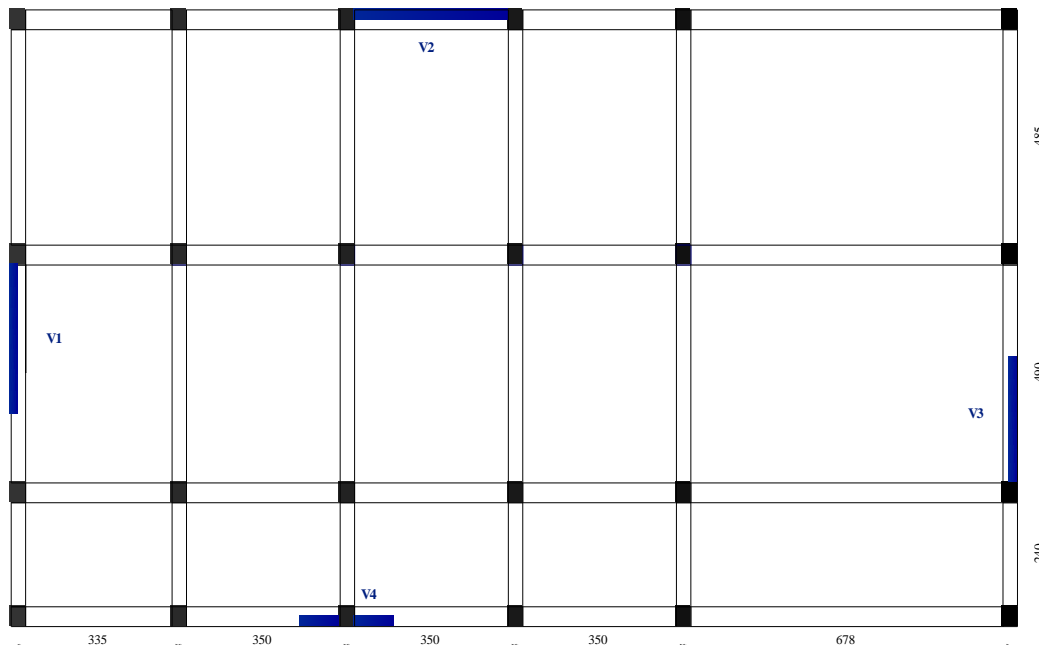


Figure IV. 2.: *disposition des voiles*

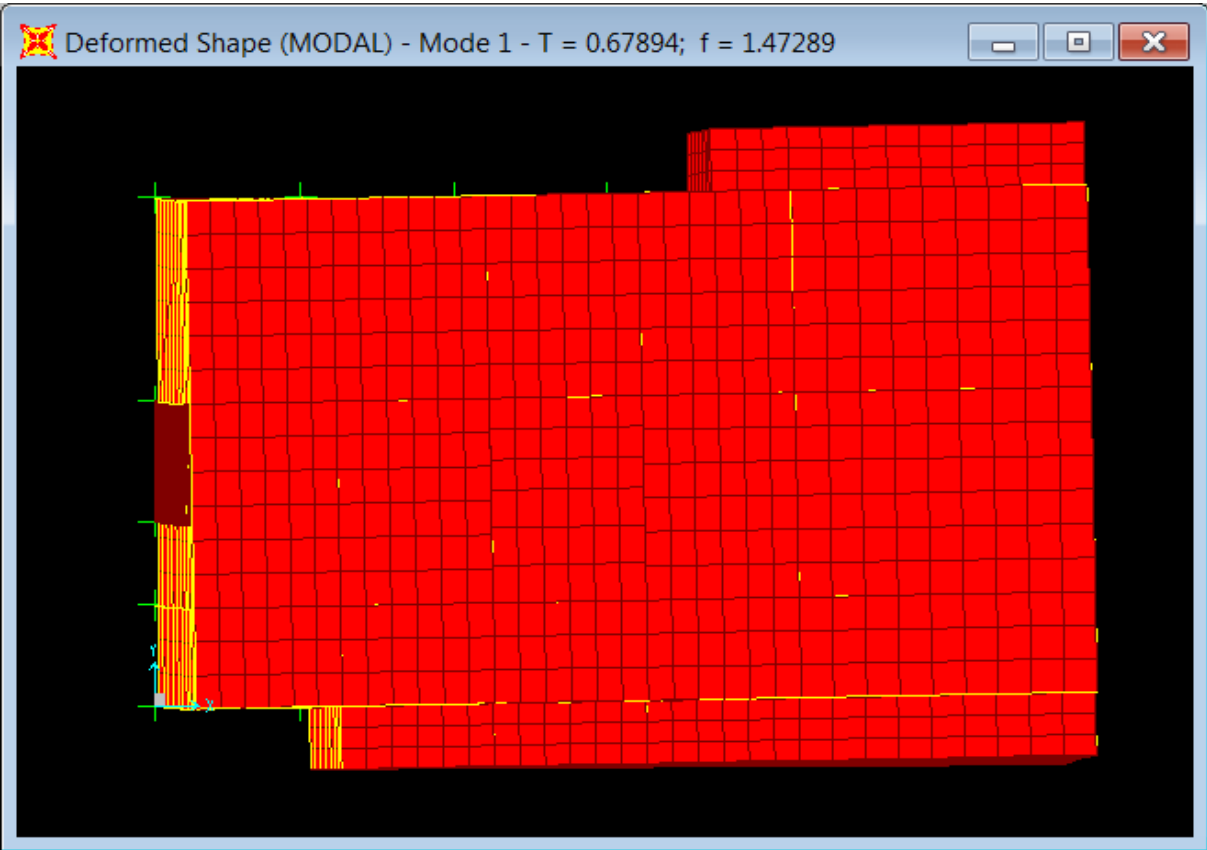


Figure IV.3 : 1^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x)

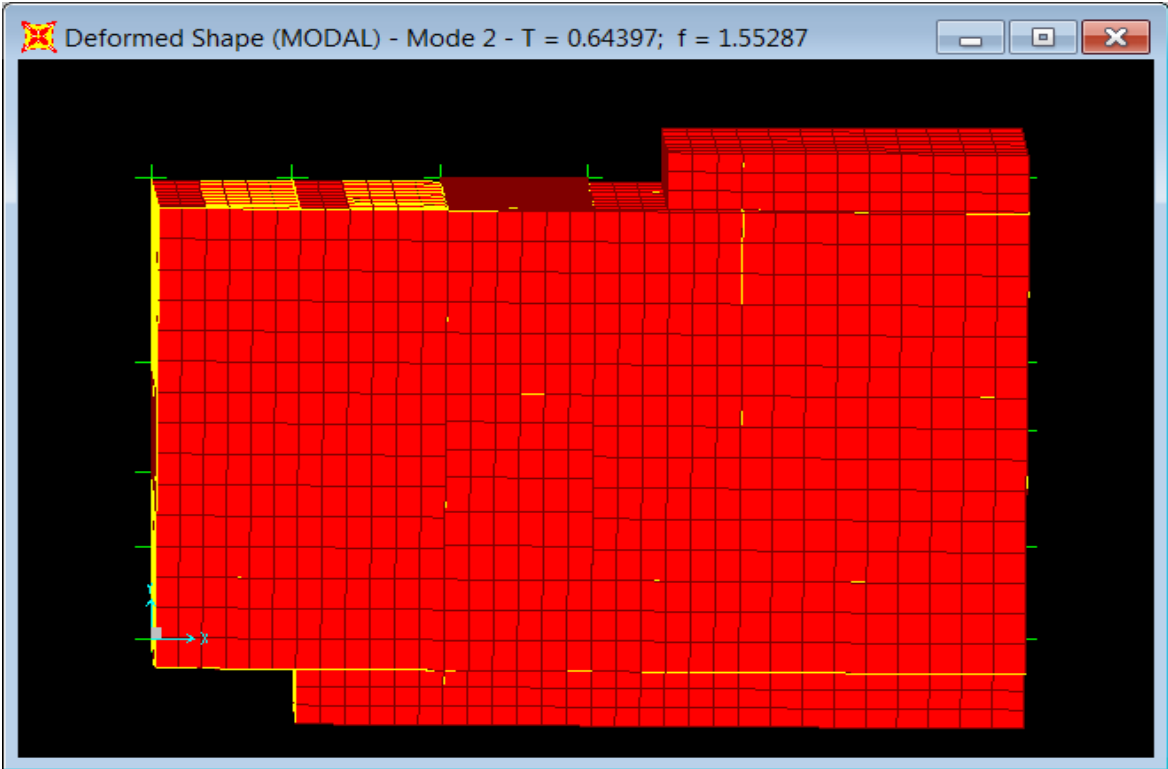


Figure IV.4.: 2^{eme} mode de déformation (translation suivant y-y)

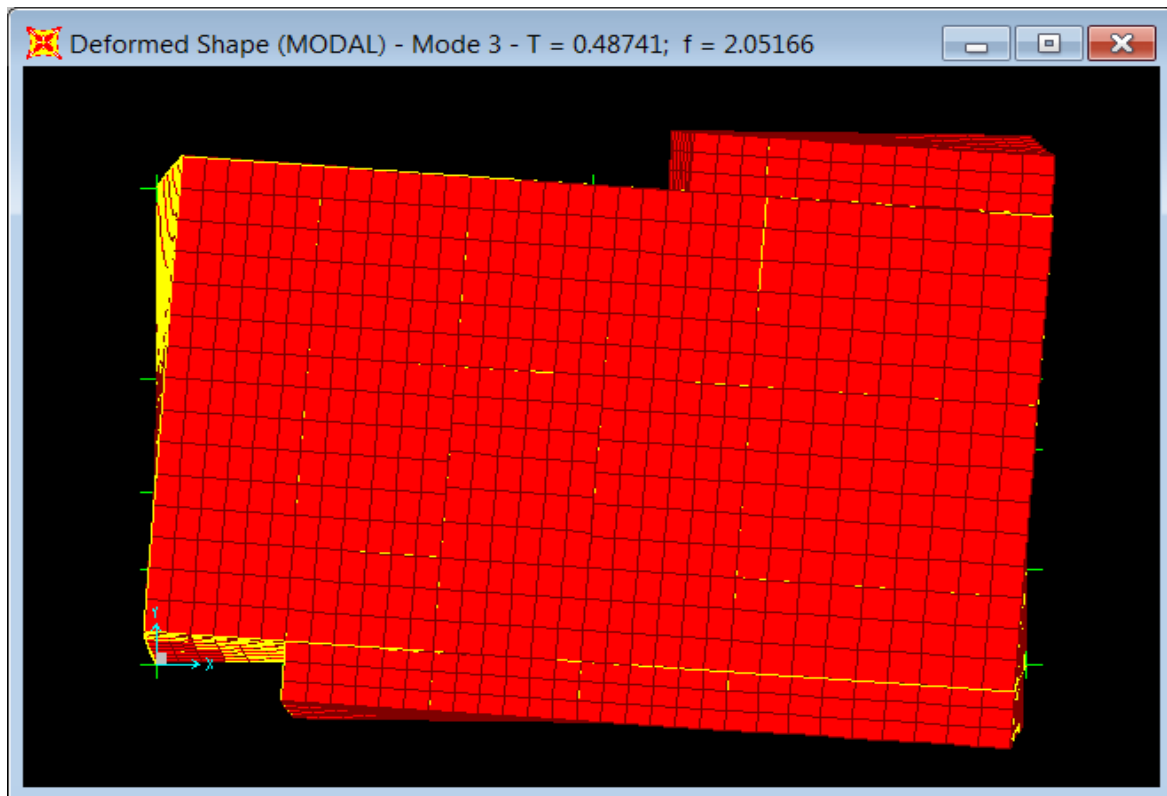


Figure IV.5. : 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

- **Analyse des résultats**

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 2003 majorée de 30% ($T=0,494591s \leq T_{st} =0.533s$).

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens x-x prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant y-y , tel que montré sur la figure IV.4) .

- **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique

mode	period (s)	Mode individuel (unites)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.678937	0.74337	0.01544	0.000005244	74.337	15.44	00.00052
2	0.643968	0.01893	0.75751	0.000004036	76.23	77.294	0.00928
3	0.48741	0.02062	0.00728	0.000001467	78.292	78.022	0.001075
4	0.212086	0.11939	0.0000766	0.00001052	90.232	78.029	0.002127
5	0.198051	0.00008839	0.13525	0.000009915	90.24	91.554	0.003118
6	0.144679	0.0092	0.0000919	0.0001	91.16	91.563	0.013
7	0.111437	0.04218	0.0000382	0.0002	0.9537	91.567	0.033
8	0.100639	0.0000298	0.04316	0.00135	95.381	95.883	0.168
9	0.087847	0.00014	0.00033	0.46043	95.395	95.916	46.211
10	0.077676	0.00025	0.00019	0.09777	95.419	95.935	55.988
11	0.074492	0.0000454	0.0000611	0.1018	95.424	95.941	66.168
12	0.071999	0.00374	0.0000428	0.00042	95.798	95.945	66.21

➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV. 4 : Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
Entre sol	27209.21	4428.7085	86.0018967	13.9981033
RDC	23682.365	4567.7531	83.8310301	16.1689699
1 ^{re} étage	20700.291	4279.2783	82.8688868	17.1311132
2 ^{eme} étage	17930.774	3822.5792	82.4276324	17.5723676
3 ^{eme} étage	15120.98	3409.1322	81.6022042	18.3977958
4 ^{eme} étage	12427.994	2843.5109	81.3802836	18.6197164
5 ^{eme} étage	9751.7632	2362.0091	80.501457	19.498543
6 ^{eme} étage	7264.3291	1688.444	81.1405474	18.8594526
7 ^{eme} étage	4671.764	1166.3849	80.0213232	19.9786768
8 ^{eme} étage	2350.003	453.0003	83.8387525	16.1612475

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV. 5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre sol	903.3291	1283.3298	41.3109287	58.6890713	818.0188	1415.2993	36.6279573	63.3720427
RDC	1223.7943	908.769	57.3860715	42.6139285	1171.9875	1004.0528	53.8587222	46.1412778
1 ^{ere} étage	1256.9305	773.2417	61.9125067	38.0874933	1170.4	901.6452	56.4852543	43.5147457
2 ^{eme} étage	1297.3071	599.0911	68.4090029	31.5909971	1191.2781	746.3754	61.4804505	38.5195495
3 ^{eme} étage	1167.9705	562.0772	67.5108842	32.4891158	1037.7489	733.5325	58.5874667	41.4125333
4 ^{eme} étage	1109.3677	419.3066	72.5705731	27.4294269	1020.284	548.7979	65.0242667	34.9757333
5 ^{eme} étage	900.8237	389.8958	69.7923677	30.2076323	804.7507	520.6294	60.7184837	39.2815163
6 ^{eme} étage	788.4309	239.1106	76.7298352	23.2701648	705.5687	354.4838	66.5597883	33.4402117
7 ^{eme} étage	582.2928	156.0053	78.8696057	21.1303943	505.3323	252.1091	66.7156958	33.2843042
8 ^{eme} étage	522.7225	179.7496	74.4118521	25.5881479	465.9097	123.6373	79.0284235	20.9715765

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{st.}$, nous avons :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens xx	1624.91	2185.37	1.34	Vérifie
Sens yy	1306.81	2233.175	1.7	Vérifie

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements de la structure

	Sens xx						Sens yy					
	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	
Entre sole	0.2	1	0	1	408	0.00245	0.16	0.8	0	0.8	0.001960	
RDC	0.4	2	1	1	280	0.00357	0.32	1.6	0.8	0.8	0.00285	
1 ^{ère} étage	0.61	3.05	2	1.05	280	0.00375	0.5	2.5	1.6	0.9	0.00321	
2 ^{ème} étage	0.8	4	3.05	0.95	280	0.00339	0.68	3.4	2.5	0.9	0.00321	
3 ^{ème} étage	1.03	5.15	4	1.15	280	0.00410	0.87	4.35	3.4	0.95	0.00339	

4 ^{ème} étage	1.22	6.1	5.15	0.95	280	0.00339	1.04	5.2	4.35	0.85	0.00303
5 ^{ème} étage	1.39	6.95	6.1	0.85	280	0.00303	1.21	6.05	5.2	0.85	0.00303
6 ^{ème} étage	1.44	7.2	6.95	0.25	280	0.00089	1.35	6.75	6.05	0.7	0.0025
7 ^{ème} étage	1.58	7.9	7.2	0.7	280	0.00250	1.48	7.4	6.75	0.65	0.00232
8 ^{ème} étage	1.69	8.45	7.9	0.55	280	0.00196	1.6	8	7.4	0.6	0.00214

- **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

✓ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

✓ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.8 : Vérification a L'effet P-Δ

Niveaux	Hauteur (m)	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
Entre sol	4.08	408	24757.45	1	2126.922	0.028529	0.8	2233.318	0.02173
RDC	6.88	280	21021.22	1	2130.48	0.035238	0.8	2176.040	0.02760
1 ^{ère} étage	9.68	280	19108.70	1.05	1965.982	0.036448	0.9	2072.045	0.02964
2 ^{ème} étage	12.48	280	16339.12	0.95	1840.273	0.030123	0.9	1937.653	0.02710
3 ^{ème} étage	15.28	280	13115.18	1.15	1731.432	0.031110	0.95	1771.281	0.02512
4 ^{ème} étage	18.08	280	10408.23	0.95	1493.946	0.023637	0.85	1569.081	0.02013
5 ^{ème} étage	20.88	280	8080.841	0.85	1232.323	0.019906	0.85	1325.380	0.01850
6 ^{ème} étage	23.68	280	5196.067	0.25	1039.638	0.004462	0.7	1060.052	0.01225
7 ^{ème} étage	26.48	280	2663.634	0.7	717.142	0.009285	0.65	757.4414	0.00816
8 ^{ème} étage	29.28	280	0	0.55	723.275	0	0.6	589.547	0

• **Analyse des résultats :**

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
Entre sol	60×60	2681.018	0.297	Vérifie
RDC	60×60	2457.699	0.273	Vérifie
1 ^{ère} étage	60× 55	2159.506	0.261	Vérifie
2 ^{ème} étage	60× 55	1871.772	0.226	Vérifie
3 ^{ème} étage	55 × 55	1592.101	0.21	Vérifie
4 ^{ème} étage	55 × 55	1321.465	0.174	Vérifie
5 ^{ème} étage	55 × 50	1057.061	0.153	Vérifie
6 ^{ème} étage	55 × 50	800.826	0.116	Vérifie
7 ^{ème} étage	50 × 50	546.943	0.087	Vérifie
8 ^{ème} étage	50 × 50	302.738	0.048	Vérifie

- **Analyse des résultats :** On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3
Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.4. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont a les nouvelles sections suivantes :

➤ **Poteaux (type1) :**

- entre sol et RDC:(b×h) = (60×60) cm²,
- 1^{ere} et 2^{eme} étages :(b×h) = (60×55) cm²,
- 3^{eme} et 4^{eme} étages :(b×h) = (55×55) cm²,
- 5^{eme} et 6^{eme} étages :(b×h) = (55×50) cm²,
- 7^{eme} et 8^{eme} étages :(b×h) = (50×50) cm²,

➤ **Poteaux (type2) :**

- entre sol et RDC:(b×h) = (55×55) cm²,
- 1^{ere} et 2^{eme} étages :(b×h) = (55×50) cm²,
- 3^{eme} et 4^{eme} étages :(b×h) = (50×50) cm²,
- 5^{eme} et 6^{eme} étages :(b×h) = (50×45) cm²,
- 7^{eme} et 8^{eme} étages :(b×h) = (45×45) cm²,

V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. ETUDE DES POTEAUX

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

V.2.1. Définition

Se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinale

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
3. Leur pourcentage maximal :
 - $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.

- $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
4. $\phi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
 5. La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.
 6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
 7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

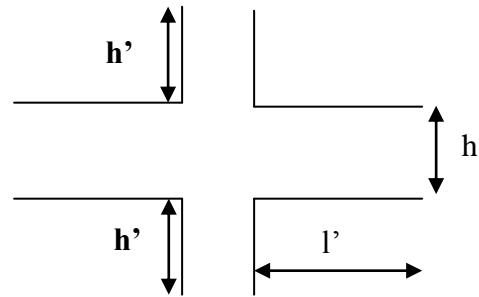


Figure V. 1 : Zone nodale

b) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (type I) exigées par le RPA

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol + RDC	60x60	28.8	144	216
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	60x55	26.4	132	198
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55x55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x50	22	110	165
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50x50	20	100	150

Tableau V.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (type2) exigées par le RPA

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol + RDC	55x55	24.2	121	181.5
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55x50	22.2	110	165
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x50	20	100	150
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50x45	18	90	135
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5

c) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : 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 pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ 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 dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux (type 1)

Niveau	Section	M_{\max} et N_{corres}		N_{\max} et M_{corres}		N_{\min} et M_{corres}	
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol	60×60	197.443	2869.971	2869.971	197.443	56.462	98.9362
RDC	60×60	185.7261	1817.426	2457.699	88.7814	4.416	105.9576
1 ^{ere} étage	60×55	167.7444	1299.864	2159.506	55.1099	1.697	44.0678
2 ^{eme} étage	60×55	177.499	1082.182.16	1871.772	58.96	1.651	14.92
3 ^{eme} étage	55×55	157.62	913.142	1592.101	47.544	33.114	58.40

4 ^{eme} étage	55×55	152.933	918.688	1321.465	49.2419	28.64	2.8865
5 ^{eme} étage	55×50	142.7373	582.857	1057.061	43.9121	0.583	4.82
6 ^{eme} étage	55×50	139.5611	418.089	800.826	44.5881	6.323	32.0856
7 ^{eme} étage	50×50	105.3265	253.619	546.943	35.1916	7.677	21.308
8 ^{eme} étage	50×50	151.0134	149.23	302.738	47.3636	1.238	23.79

Tableau V.4 : Sollicitations dans les poteaux (type 2)

Niveau	Section	M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol	55×55	197.443	2869.971	2869.971	197.443	56.462	98.9362
RDC	55×55	185.7261	1817.426	2457.699	88.7814	4.416	105.9576
1 ^{ere} étage	55×50	167.7444	1299.864	2159.506	55.1099	1.697	44.0678
2 ^{eme} étage	55×50	177.499	1082.182.16	1871.772	58.96	1.651	14.92
3 ^{eme} étage	50×50	157.62	913.142	1592.101	47.544	33.114	58.40
4 ^{eme} étage	50×50	152.933	918.688	1321.465	49.2419	28.64	2.8865
5 ^{eme} étage	50×45	142.7373	582.857	1057.061	43.9121	0.583	4.82
6 ^{eme} étage	50×45	139.5611	418.089	800.826	44.5881	6.323	32.0856
7 ^{eme} étage	45×45	105.3265	253.619	546.943	35.1916	7.677	21.308

8 ^{eme} étage	45×45	151.0134	149.23	302.738	47.3636	1.238	23.79
---------------------------	-------	----------	--------	---------	---------	-------	-------

V.2.4. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

➤ **Exemple de calcul :**

Soit les poteaux de l'entre sol :

$$b = 60\text{cm}$$

$$h = 60\text{cm}$$

$$d = 55\text{cm}$$

$$d' = 5\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$$

acier Fe E400

$$f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$$

$$N^{\max} = -2869.971\text{ KN} \Rightarrow M^{\text{corr}} = 197.443\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{197.443}{-2869.971} = 6.87\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

c à l'intérieur de la section

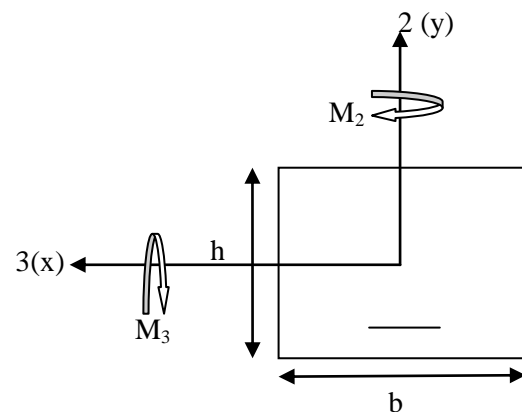
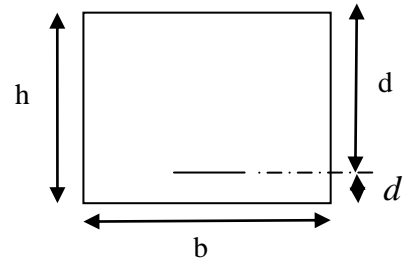
$$A = N_U (d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U (d - h/2) = 914.935\text{KN.m}$$

$$A = 520.05\text{ KN.m}$$

$$B = 826.61\text{ KN.m}$$



$A < B \Rightarrow$ la section est une section partiellement comprimée ,

on a une partie tendue et l'autre partie comprimée.

donc on fait un calcul à la flexion simple avec le remplacement

de M_U par M_{UA}

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{914.935 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55^2 \times 0.60} = 0.355 > 0.186$$

$$\text{pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } \mu_l = 0.3916$$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.355}) = 0.577$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.55 \times (1 - 0.4 \times 0.578) = 0.423 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{914.935 \times 10^{-3}}{0.423 \times 348} - \frac{2869.971 \times 10^{-3}}{348} = -20.31 \text{ cm}^2 \leq 0$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

V.2.4.1. Armatures longitudinales

Tableau V. 5 : Armatures longitudinales des poteaux (type1)

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Entre Sol	60×60	2869.971	197.443	0	28.8	4HA16+8HA20= 8.0+25.13=33.17
		2869.971	197.443	0		
		56.462	98.9362	6.42		
RDC	60×60	1817.426	185.7261	0	28.8	4HA16+8HA20= 8.04+25.13=33.17
		2457.699	88.7814	0		
		4.416	105.9576	5.59		
1 ^{ere} Etage	60×55	1299.864	167.7444	0	26.4	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		2159.506	55.1099	0		
		1.697	44.0678	2.29		
2 ^{eme} Etage	60×55	1082.182	177.499	0	26.4	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		1871.772	58.96	0		
		1.651	14.92	0.75		
3 ^{eme} Etage	55×55	913.142	157.62	0	24.2	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		1592.101	47.544	0		
		33.114	58.40	2.9		
4 ^{eme} Etage	55×55	918.688	152.933	0	24.2	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		1321.465	49.2419	0		
		28.64	2.8865	0		
5 ^{eme} Etage	55×50	582.857	142.7373	0.44	22	8HA16+4HA14=
		1057.061	43.9121	0		

		0.583	4.82	0.26		16.08+6.16=22.24
6 ^{eme} Etage	55×50	418.089	139.5611	2.44	22	8HA16+4HA14= 16.08+6.16=22.24
		800.826	44.5881	0		
		6.323	32.0856	1.76		
7 ^{eme} Etage	50×50	253.619	105.3265	3.28	20	8HA14+4HA16= 12.32+8.04=20.36
		546.943	35.1916	0		
		7.677	21.308	1.25		
8 ^{eme} Etage	50×50	149.23	151.0134	8.1	20	8HA14+4HA16= 12.32+8.04=20.36
		302.738	47.3636	0		
		1.238	23.79	1.51		

Tableau V. 6 : Armatures longitudinales des poteaux (type2)

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Entre Sol	55×55	2869.971	197.443	0	24.2	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		2869.971	197.443	0		
		56.462	98.9362	4.99		
RDC	55×55	1817.426	185.7261	0	24.2	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		2457.699	88.7814	0		
		4.416	105.9576	6.2		
1 ^{ere} Etage	55×50	1299.864	167.7444	0	22.2	8HA16+4HA14= 16.08+6.16=22.24
		2159.506	55.1099	0		
		1.697	44.0678	2.82		
2 ^{eme} Etage	55×50	1082.182	177.499	0	22.2	8HA16+4HA14= 16.08+6.16=22.24
		1871.772	58.96	0		
		1.651	14.92	0.93		
3 ^{eme} Etage	50×50	913.142	157.62	0	20	8HA14+4HA16= 12.32+8.04=20.36
		1592.101	47.544	0		
		33.114	58.40	3.3		
4 ^{eme} Etage	50×50	918.688	152.933	0	20	8HA14+4HA16= 12.32+8.04=20.36
		1321.465	49.2419	0		
		28.64	2.8865	0		
5 ^{eme} Etage	50×45	582.857	142.7373	1.92	18	12HA14=18.47
		1057.061	43.9121	0		
		0.583	4.82	0.29		
6 ^{eme} Etage	50×45	418.089	139.5611	3.74	18	12HA14=18.47
		800.826	44.5881	0		
		6.323	32.0856	1.97		
7 ^{eme} Etage	45×45	253.619	105.3265	4.40	16.2	12HA14=18.47
		546.943	35.1916	0		
		7.677	21.308	1.42		
8 ^{eme}	45×45	149.23	151.0134	9.79	16.2	

Etage		302.738	47.3636	0		12HA14=18.47
		1.238	23.79	1.71		

V.2.4.2. Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du l'entre-sol ($60 \times 60 \text{ cm}^2$):

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_f \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 4.08}{0.6} = 4.76 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 191.148 \times 10^{-3} \times 15}{60 \times 400} = 4.48$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16; 15) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 16 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

On a : $\lambda_g > 5$, d'où :

$$\text{- zone nodale : } A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (10 \times 60) \Rightarrow 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{- zone courante : } A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (15 \times 60) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour **4T12=4.52cm²**

V.2.4.3. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Armatures transversales des poteaux (type1)

Niveau	Entre sol	RDC	1 ^{ere} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage
Section du poteau (cm ²)	60×60	60×60	60×55	60×55	55×55	55×55	55×50	55×50	50×50	50×50
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	20	20	20	20	20	20	16	16	16	16
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	16	16	16	16	14	14	14	14	14	14

$L_0(cm)$	408	280	280	280	280	280	280	280	280	280
$L_f(cm)$	285.6	196	196	196	196	196	196	196	196	196
λ_g	4.76	3.27	3.56	3.56	3.56	3.56	3.92	3.92	3.92	3.92
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$V_U(KN)$	191.14	123.09	117.8	115.13	109.87	111.03	99.80	96.11	80.8	73.1
$L_r(cm)$	80	80	80	80	80	80	64	64	64	64
S_i zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S_i zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$A^t(cm^2)$	4.47	2.88	2.76	2.69	2.8	2.83	2.55	2.45	2.1	1.86
$A^t_{min}(cm^2)$ z.nodale	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$A^t_{min}(cm^2)$ z.courante	4.5	4.5	4.12	4.12	4.12	4.12	3.75	3.75	3.75	3.75
$A^t_{adopté}(cm^2)$	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
Nombre de barres	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12

Tableau V. 8 : Armatures transversales des poteaux (type2)

Niveau	Entre sol	RDC	1 ^{re} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage
Section du poteau (cm^2)	55×55	55×55	55×50	55×50	50×50	50×50	50×45	50×45	45×45	45×45
$\phi_{l,max}(cm)$	20	20	16	16	16	16	14	14	14	14
$\phi_{l,min}(cm)$	16	16	14	14	14	14	14	14	14	14
$L_0(cm)$	408	280	280	280	280	280	280	280	280	280
$L_f(cm)$	285.6	196	196	196	196	196	196	196	196	196
λ_g	5.19	3.56	3.56	3.56	3.92	3.92	3.92	3.92	4.35	4.35
ρ_a	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$V_U(KN)$	191.14	123.09	117.8	115.13	109.87	111.03	99.80	96.11	80.8	73.1
$L_r(cm)$	80	80	64	64	64	64	56	56	56	56
S_i zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

S_i zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	3.25	3.14	3.01	2.94	3.09	3.12	2.8	2.7	2.52	2.28
A_{\min}^t (cm ²) z.nodale	2.75	2.75	2.5	2.5	2.5	2.5	2.25	2.25	2.25	2.25
A_{\min}^t (cm ²) z.courante	4.12	4.12	3.75	3.75	3.75	3.75	3.37	3.37	3.37	3.37
$A_{\text{adopté}}^t$ (cm ²)	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
Nombre de barres	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4.4. Vérifications

➤ vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

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

Telle que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0$)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow i = 0.173$$

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.173} = 16.50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.50}{35}\right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.813$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (0.6 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.336m^2$$

$$N_U = 0.813 \times \left[\frac{0.336 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 33.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.00} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 7676.8KN$$

$$N_{\max} = 2869.971KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.9. Vérification du flambement des poteaux (type1)

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	Nu^{\max} (KN)	Nu (KN)
Entre sol	4.08	2.856	0.173	16.50	0.813	33.17	0.336	2869.971	7676.8
RDC	2.8	1.96	0.173	11.32	0.832	33.17	0.336	2457.699	7856.2
1 ^{er} étages	2.8	1.96	0.173	11.32	0.832	28.65	0.307	2159.506	7122.9
2 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.173	11.32	0.832	28.65	0.307	1871.772	7122.9
3 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.158	12.40	0.814	24.89	0.28	1592.101	6315.5
4 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.158	12.40	0.829	24.89	0.28	1321.465	6431.9
5 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.158	12.40	0.829	22.24	0.254	1057.061	5823.4
6 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.158	12.40	0.829	22.24	0.254	800.826	5823.4
7 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.144	13.61	0.825	20.36	0.23	546.943	5255.1
8 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.144	13.61	0.825	20.36	0.23	302.738	5255.1

Tableau V.10. Vérification du flambement des poteaux (type2)

Niveau	L ₀ (m)	L _f (m)	I (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu ^{max} (KN)	Nu (KN)
Entre sol	4.08	2.856	0.158	17.98	0.807	28.65	0.2809	2869.971	6403.10
RDC	2.8	1.96	0.158	12.34	0.829	28.65	0.2809	2457.699	6577.71
1 ^{er} étages	2.8	1.96	0.144	13.57	0.825	22.24	0.2544	2159.506	5804.59
2 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.144	13.57	0.825	22.24	0.2544	1871.772	5804.59
3 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.144	13.57	0.825	20.36	0.2304	1592.101	5264.19
4 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.144	13.57	0.825	20.36	0.2304	1321.465	5264.19
5 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.129	15.08	0.819	18.47	0.2064	1057.061	4691.29
6 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.129	15.08	0.819	18.47	0.2064	800.826	4691.29
7 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.129	15.08	0.819	18.47	0.1849	546.943	4265.69
8 ^{eme} étages	2.8	1.96	0.129	15.08	0.819	18.47	0.1849	302.738	4265.69

On remarque bien que $N_{\max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ Vérification des contraintes de compression

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

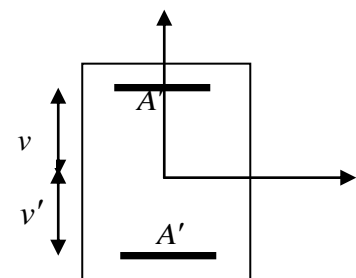
**Figure. V.2.** Section d'un poteau

Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton (poteau type1)

C	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Entre sol	54	33.17	32.91	27.08	0.013317	2058.24	47.44	6.88	Vérifier
RDC	54	33.17	32.91	27.08	0.013317	1788.96	84.30	7.05	Vérifier
1 ^{er} étages	54	28.65	33.14	26.85	0.012390	1579.42	64.49	6.51	Vérifier
2 ^{eme} étages	54	28.65	33.14	26.85	0.012390	1362.624	75.11	6.13	Vérifier
3 ^{eme} étages	49.5	24.89	30.60	24.39	0.009693	1159.19	68.15	5.98	Vérifier
4 ^{eme} étages	49.5	24.89	30.60	24.39	0.009693	962.39	75.51	5.56	Vérifier
5 ^{eme} étages	49.5	22.24	30.87	24.12	0.008971	770.13	71.43	5.25	Vérifier
6 ^{eme} étages	49.5	22.24	30.87	24.12	0.008971	583.85	80.69	4.89	Vérifier
7 ^{eme} étages	45	20.36	28.31	21.68	0.006868	.399.30	64.47	4.25	Vérifier
8 ^{eme} étages	45	20.36	28.31	21.68	0.006868	221.84	11.03	1.34	Vérifier

Tableau V.12 : Vérification des contraintes dans le béton (poteau type2)

C	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Entre sol	49.5	28.65	30.23	24.76	0.009446	2058.24	47.44	8.32	Vérifier
RDC	49.5	28.65	30.23	24.76	0.009446	1788.96	84.30	8.61	Vérifier
1 ^{er} étages	49.5	22.24	29.88	25.11	0.008372	1579.42	64.49	8.04	Vérifier
2 ^{eme} étages	49.5	22.24	29.88	25.11	0.008372	1362.624	75.11	7.63	Vérifier
3 ^{eme} étages	45	20.36	27.17	22.82	0.006296	1159.19	68.15	7.57	Vérifier
4 ^{eme} étages	45	20.36	27.17	22.82	0.006296	962.39	75.51	7.10	Vérifier
5 ^{eme} étages	45	18.47	27.19	22.80	0.005674	770.13	71.43	6.84	Vérifier
6 ^{eme} étages	45	18.47	27.19	22.80	0.005674	583.85	80.69	6.46	Vérifier
7 ^{eme} étages	40.5	18.47	24.66	20.33	0.004206	.399.30	64.47	5.75	Vérifier
8 ^{eme} étages	40.5	18.47	24.66	20.33	0.004206	221.84	11.03	1.74	Vérifier

➤ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification des contraintes tangentielles (poteaux type 1)

Niveau	Section	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d(m)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observations
Entre sol	60×60	2.856	4.76	0.04	54	191.14	0.58	1	Vérifier
RDC	60×60	1.96	3.27	0.04	54	123.09	0.37	1	Vérifier
1 ^{er} étages	60×55	1.96	3.56	0.04	54	117.8	0.39	1	Vérifier
2 ^{eme} étages	60×55	1.96	3.56	0.04	54	115.13	0.38	1	Vérifier
3 ^{eme} étages	55×55	1.96	3.56	0.04	49.5	109.87	0.40	1	Vérifier
4 ^{eme} étages	55×55	1.96	3.56	0.04	49.5	111.03	0.40	1	Vérifier
5 ^{eme} étages	55×50	1.96	3.92	0.04	49.5	99.80	0.40	1	Vérifier
6 ^{eme} étages	55×50	1.96	3.92	0.04	49.5	96.11	0.38	1	Vérifier
7 ^{eme} étages	50×50	1.96	3.92	0.04	45	80.80	0.35	1	Vérifier
8 ^{eme} étages	50×50	1.96	3.92	0.04	45	73.10	0.32	1	Vérifier

Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles (poteaux type 2)

Niveau	Section	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d(m)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observations
Entre sol	55×55	2.856	5.19	0.075	49.5	191.14	0.70	1.87	Vérifier
RDC	55×55	1.96	3.56	0.04	49.5	123.09	0.45	1	Vérifier
1 ^{er} étages	55×50	1.96	3.56	0.04	49.5	117.8	0.47	1	Vérifier
2 ^{eme} étages	55×50	1.96	3.56	0.04	49.5	115.13	0.46	1	Vérifier
3 ^{eme} étages	50×50	1.96	3.92	0.04	45	109.87	0.48	1	Vérifier
4 ^{eme} étages	50×50	1.96	3.92	0.04	45	111.03	0.49	1	Vérifier
5 ^{eme} étages	50×45	1.96	3.92	0.04	45	99.80	0.49	1	Vérifier
6 ^{eme} étages	50×45	1.96	3.92	0.04	45	96.11	0.47	1	Vérifier

7 ^{ème} étages	45×45	1.96	4.35	0.04	40.5	80.80	0.44	1	Vérifier
8 ^{ème} étages	45×45	1.96	4.35	0.04	40.5	73.10	0.40	1	Vérifier

V.2.4.4. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm}.$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qui est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

- Entre-Sol et RDC :

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max(4.16 ; 60 ; 00 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage :

$$L' = 80\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

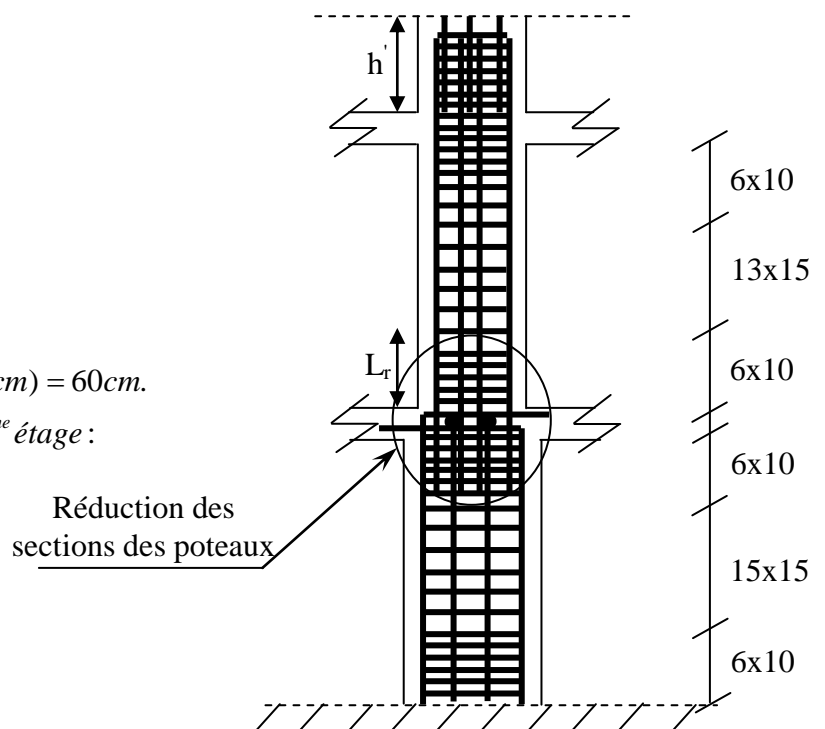
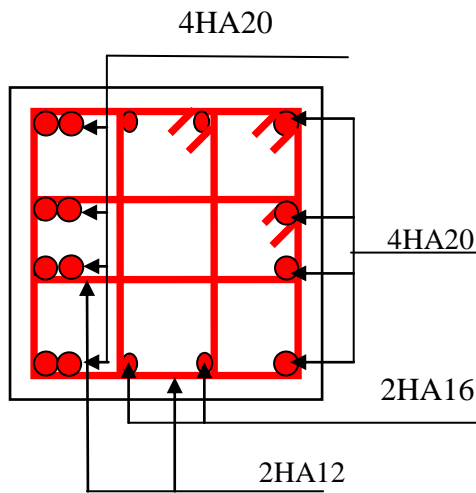


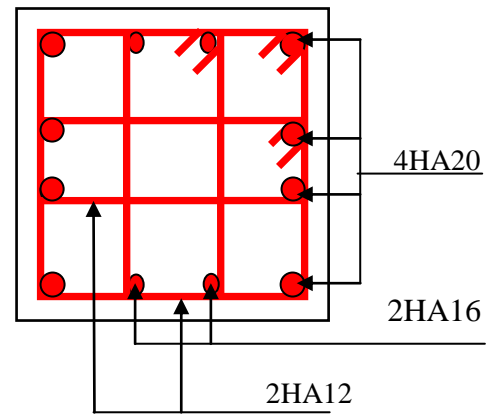
Figure V. 3 : Disposition des armatures des poteaux

V.2.5. Le schéma de ferrailage des poteaux

2.5.1. Le schéma de ferrailage des poteaux (Type1)

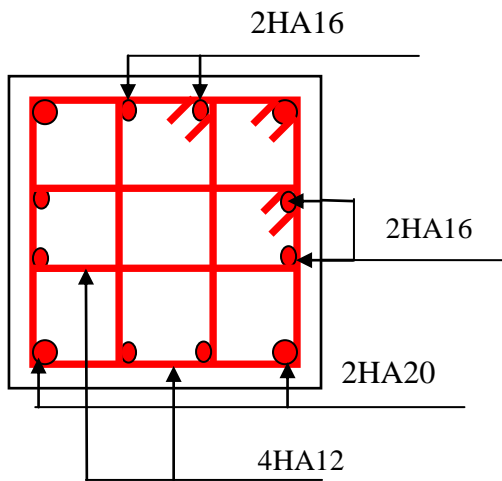


Ferrailage des poteaux de l'entre sol

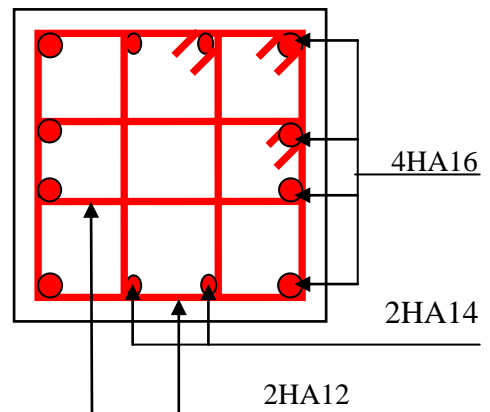


Ferrailage des poteaux de RDC

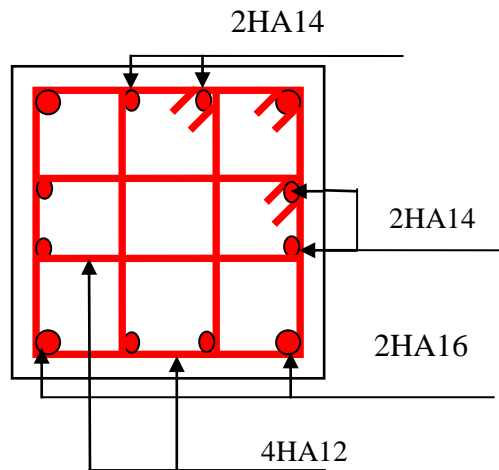
Remarque : les 4HA20 on les ajoute a les poteaux de l'entre sol pour supporte la pousse de terre.



Ferrailage des poteaux de 1^{er} et 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage



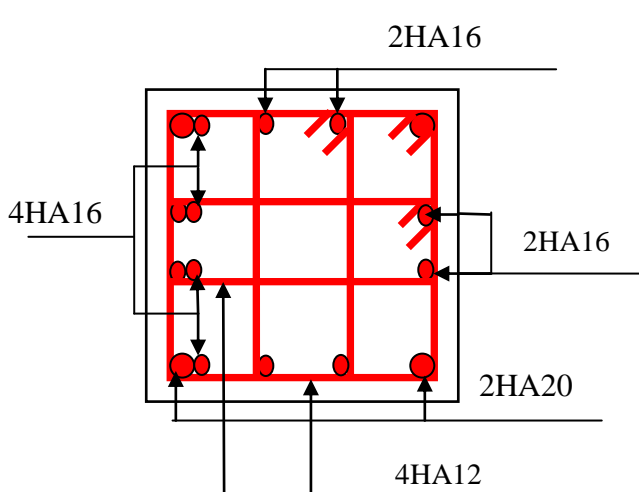
Ferrailage des poteaux de 5^{eme} et 6^{eme} étage



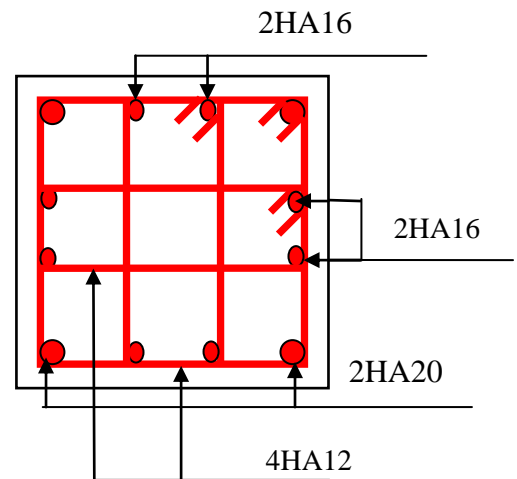
Ferrailage des poteaux de 7^{eme} et 8^{eme} étage

Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux type (1)

2.5.1. Le schéma de ferrailage des poteaux (Type2)

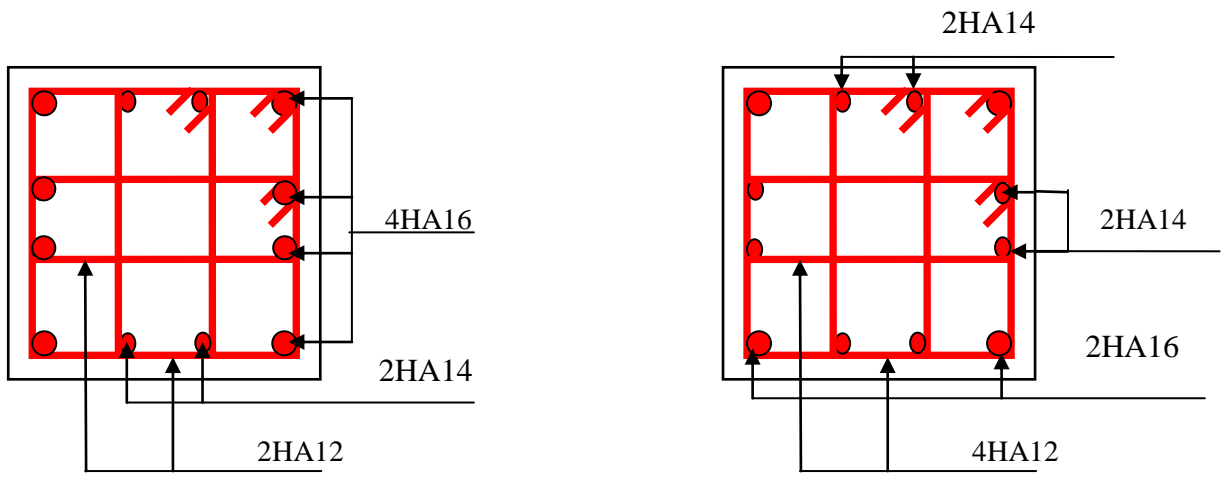


Ferrailage des poteaux du entre sol



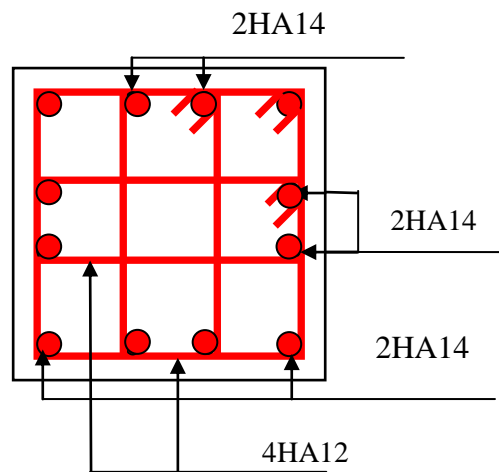
Ferrailage des poteaux de RDC

Remarque : les 4HA16 on les ajoute a les poteaux de l'entre sol pour supporte la pousse de terre.



Ferraillage des poteaux de 1^{ème} et 2^{ème} étage

Ferraillage des poteaux de 3^{ème} et 4^{ème} étage



Ferraillage des poteaux de 5^{ème} et 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage

Figure V.5 : schéma de ferraillage des poteaux type (2)

V.3. ETUDE DES POUTRES

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 quatre types de poutres, les poutres principales ($30 \times 40 \text{ cm}^2$), les poutres principales ($30 \times 55 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires ($30 \times 40 \text{ cm}^2$) et les poutres secondaires ($30 \times 30 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000, version 14.2.2** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E+$

V.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003

V.3.1.1. Les armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% b \times h$ En zone courante.
 - $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{\max}$ en zone IIa avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.7**, 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.

- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

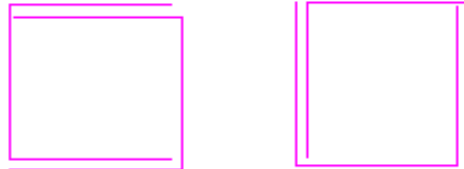


Figure V.6 : *2U superposés (avec alternance dans l'orientation)*

V.3.1.2. Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$
 - En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$
 Avec : h : La hauteur de la poutre
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

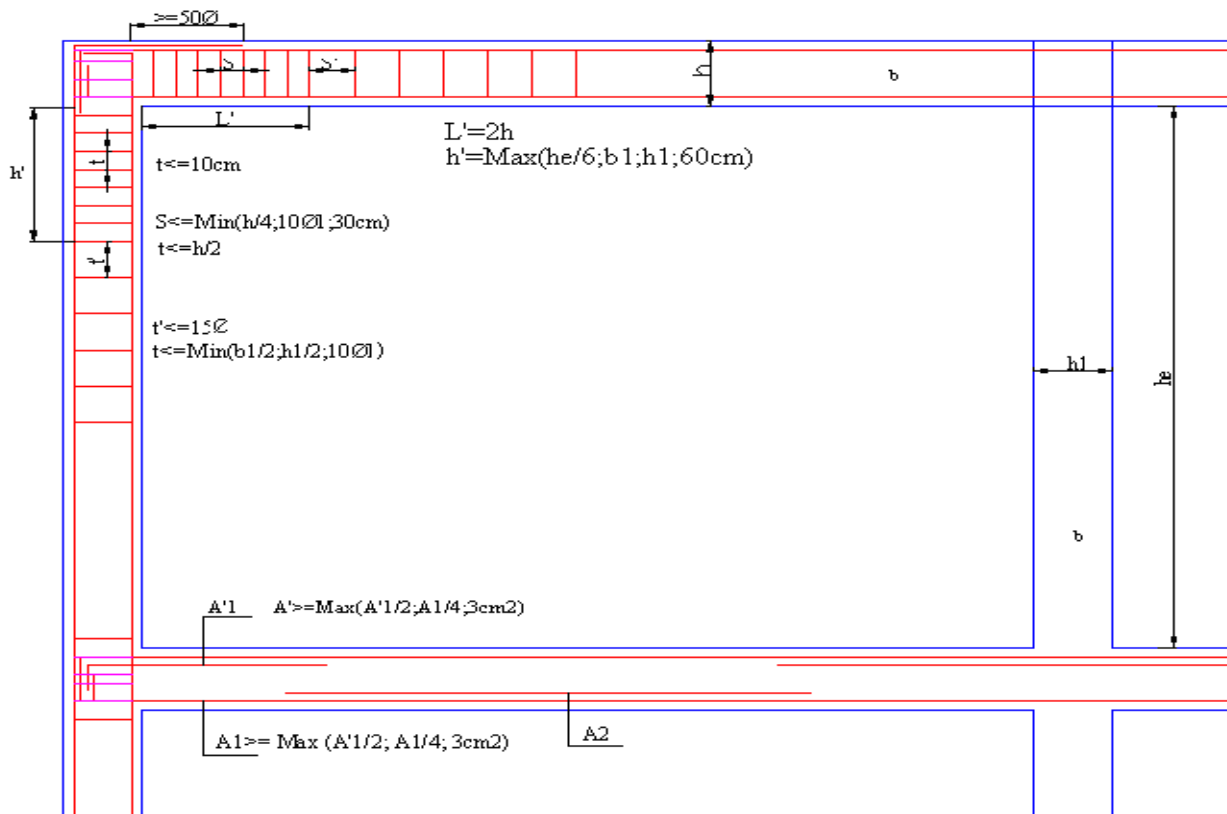


Figure. V.7: Dispositions constructives des portiques

V.3.1.3. Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×55	8.25	66	99
	30×40	6	48	72
Secondaire	30×40	6	48	72
	30×30	4.5	36	54

V.3.2. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **SAP2000**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**

Tableau V. 16 : Armatures longitudinales des poutres principales

Niveau	Poutre principale (30×55)			Poutre principale (30×40)		
	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC	117.53	122.19	151.53	76.94	83.57	138.28
Tous les étages	117.39	125.74	145.48	87.84	61.78	174.92
Terrasse inaccessible	57.45	85.15	137.42	37.27	40	74.83

Tableau V. 17 : Armatures longitudinales des poutres secondaires

Niveau	Poutre secondaire (30×40)			Poutre secondaire (30×30)		
	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC	106.62	109.73	233.51	34.46	36.71	70.38
Tous les étages	110.60	114.06	259.23	43.41	40.85	97.66
Terrasse Inaccessible	39.68	34.68	96.38	26.19	18.20	34.65

Tableau V. 18 : Le ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
RDC	Principales	30×55	Appuis	7	8.25	2HA14+3HA16=8.54
			Travées	6.72		2HA14+3HA16=8.54
		30×40	Appuis	4.7	6	3HA14+1HA12=5.75
			Travées	4.3		3HA14=4.62
	Secondaires	30×40	Appuis	6.25	6	3HA14+2HA12= 6.88
			Travées	6.06		3HA14+2HA12=6.88

		30×30	Appuis	2.02	4.5	3HA12=3.39	
			Travées	1.9		3HA12=3.39	
Etages courants	Principales	30×55	Appuis	7.22	8.25	2HA14+3HA16=8.54	
			Travées	6.71		2HA14+3HA16=8.54	
		30×40	Appuis	4.95	6	3HA14+1HA12=5.75	
			Travées	3.44		3HA14=4.62	
	Secondaires	30×40	Appuis	6.51	6	3HA14+2HA12= 6.88	
			Travées	6.3		3HA14+2HA12=6.88	
		30×30	Appuis	2.25	4.5	3HA12=3.39	
			Travées	2.39		3HA12=3.39	
	Terrasse	Principales	30×55	Appuis	4.79	8.25	3HA14+2HA12= 6.88
				Travées	3.19		3HA12 =3.39
30×40			Appuis	2.2	6	3HA12=3.39	
			Travées	2.05		3HA12=3.39	
Secondaires		30×40	Appuis	1.90	6	3HA12=3.39	
			Travées	2.18		3HA12=3.39	
		30×30	Appuis	1	4.5	3HA12=3.39	
			Travées	1.23		3HA12=3.39	

• **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement

Telle que : $l_r > 40\phi_l$

$$\begin{cases} \phi_l = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm \\ \phi_l = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm \\ \phi_l = 10cm \Rightarrow l_r > 40cm \end{cases}$$

Soit : $l_r = 60cm$

➤ **Armatures transversales**

• **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

- Poutres principales (30×40)

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 11.43 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

- Poutres principales (30×55)

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{550}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 15.71 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

✓ **Poutres secondaires**

- **Poutres secondaires (30×40)**

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 11.42 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

- **Poutres secondaires (30×30)**

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{300}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 8.57 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm}$

-On prend 4T10 = 3.14cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et poutre secondaires (30×40), et 4T8 = 2.01cm² pour les poutres secondaires (30×30).

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le **RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2)**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\min}\right)$

-Poutres principales (30×55): $S_t \leq \min(13.64 ; 12)$

Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

-Poutres principales (30×40): $S_t \leq \min(10 ; 12)$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

-Poutres secondaires (30×40): $S_t \leq \min(10 ; 12)$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

-Poutres secondaires (30×30): $S_t \leq \min(7.5 ; 12)$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante:** $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales (30×40): $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$

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

-Poutres principales (30×55): $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \Rightarrow S_t \leq 27.5 \text{ cm}$

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

-Poutres secondaires (30×40) : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$

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

-Poutres secondaires (30×30) : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$

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

➤ Section minimal d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification à l'ELU**

- ✓ **Condition de non fragilité**

$$\text{Poutres principales (30} \times \text{55)} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres principales (30} \times \text{40)} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30} \times \text{40)} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30} \times \text{30)} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

- **Vérification des contraintes tangentielles**

- **Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$**

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Tableau V.19 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
P. principales (30×55)	151.53	0.95	Vérifiée
P. principales (30×40)	174.92	1.53	
P. secondaires (30×40)	259.23	2.27	Vérifiée
P. secondaires (30×30)	97.66	1.16	

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- ✓ en appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- ✓ en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_1 (cm) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
P. principales (30×55)	8.54	151.53	125.74	4.35	-3.22	Vérifiée
P. principales (30×40)	6.79	174.92	83.57	5.02	-1.99	Vérifiée
P. secondaires (30×40)	6.79	259.23	114.06	7.45	-2.13	Vérifiée
P. secondaires (30×30)	4.62	97.66	36.71	2.8	-1.38	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.21 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Poutres	Élément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P. principales (30×55)	Appui	68.072	17.42	215029	5.51	15	Vérifiée
	Travée	60.38	17.42	215029	4.89		Vérifiée
P. principales (30×40)	Appui	27.56	13.02	85626	2.42	15	Vérifiée
	Travée	22.69	13.02	85626	2		Vérifiée
P. secondaires (30×40)	Appui	16.031	13.02	85626	2.43	15	Vérifiée
	Travée	8.45	13.02	85626	1.28		Vérifiée
	Appui	6.60	9.29	32277	1.9	15	Vérifiée

P. secondaires (30×30)	Travée	3.43	9.29	32277	0.98		Vérifiée
------------------------	--------	------	------	-------	------	--	----------

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales (30×55)

$$\frac{h}{L} = \frac{55}{668} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.082 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{19.21}{10 \times 33.5} = 0.08 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.54 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.52} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres principales (30×40)

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{490} = 0.081 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.081 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{22.69}{10 \times 27.56} = 0.08 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.69 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.47} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires (30×40)

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{350} = 0.114 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.114 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.45}{10 \times 16.031} = 0.052 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.69 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires (30×30)

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{490} = 0.062 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.062 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{3.43}{10 \times 6.6} = 0.051 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.27} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 , c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

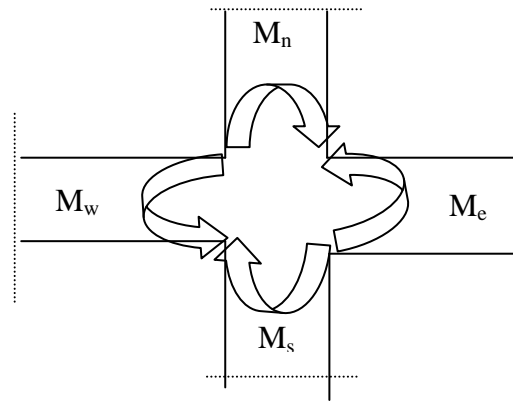


Figure V. 8 : Les moments sur la zone nodale

V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec :

$$\begin{cases} z = 0.85 \times h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Moment résistant dans les poteaux (type1)

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
60×60	51	33.17	588.70
60× 55	51	28.65	508.48
55×55	46.75	28.65	466.10
55×50	46.75	22.24	361.82
50×50	42.5	20.36	301.12

Tableau V.23 : Moment résistant dans les poteaux (type2)

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
55×55	46.75	28.65	466.10
55×50	46.75	22.24	361.80
50×50	42.5	22.24	328.92
50×45	42.5	18.73	277.01
45×45	38.25	18.73	249.31

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	P.P (55×30)	46.75	8.54	138.93
	P.P (40×30)	34	6.79	80.33
	P.S (40×30)	34	6.79	80.33
	P.S (30×30)	25.5	4.62	40.99
Etages courants	P.P (55×30)	46.75	8.54	138.93
	P.P (40×30)	34	6.79	80.33
	P.S (40×30)	34	6.79	80.33
	P.S (30×30)	25.5	4.62	40.99
Terrasse	P.P (55×30)	46.75	8.54	138.93
	P.P (40×30)	34	6.79	80.33
	P.S (40×30)	34	6.79	80.33
	P.S (30×30)	25.5	4.62	40.99

V.3.3.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.25 : Vérification de la zone nodale (poteaux type1)

Niveaux	Plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
Entre-sol	P.P (55×30)	588.7	588.7	138.93	1177.4	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
R D C	P.P (55×30)	588.7	588.7	138.93	1177.4	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
1 ^{ère} étage	P.P (55×30)	508.48	588.7	138.93	1097.18	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
2 ^{ème} étage	P.P (55×30)	508.48	508.48	138.93	1016.96	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
3 ^{ème} étage	P.P (55×30)	466.10	508.48	138.93	974.58	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
4 ^{ème} étage	P.P (55×30)	466.10	466.10	138.93	932.2	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
5 ^{ème} étage	P.P (55×30)	361.82	466.10	138.93	827.92	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier

6 ^{ème} étage	P.P (55 × 30)	361.82	361.82	138.93	723.64	347.32	Vérifier
	P.P (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30 × 30)			40.99		102.47	Vérifier
7 ^{ème} étage	P.P (55 × 30)	301.12	361.82	138.93	662.94	347.32	Vérifier
	P.P (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30 × 30)			40.99		102.47	Vérifier
Terrasse	P.P (55 × 30)	301.12	301.12	138.93	602.24	347.32	Vérifier
	P.P (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30 × 30)			40.99		102.47	Vérifier

Tableau. V.26 : Vérification de la zone nodale (poteaux type2)

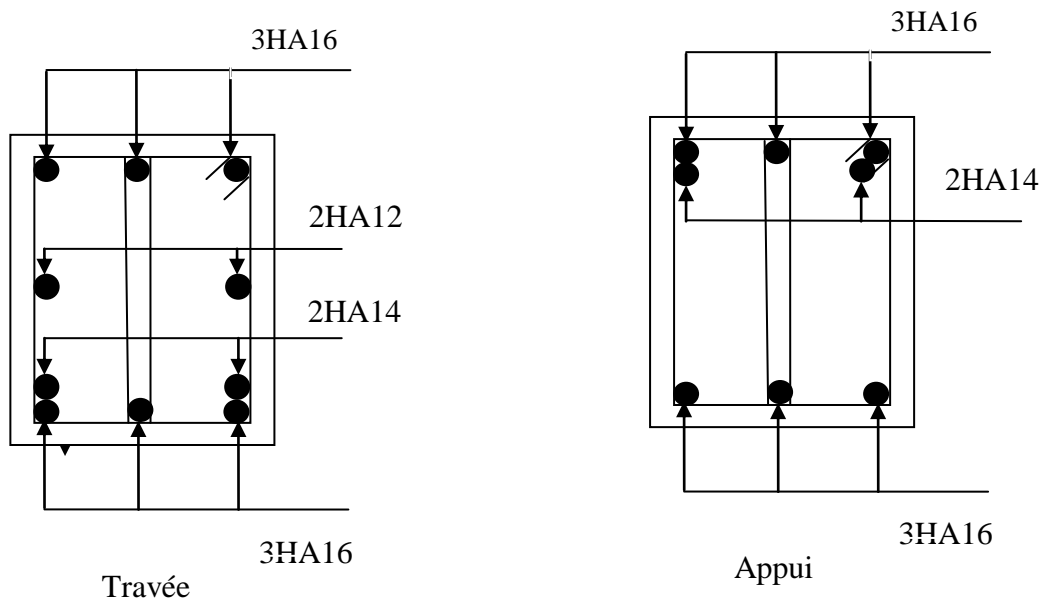
Niveaux	Plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
Entre-sol	P.P (55 × 30)	466.10	466.10	138.93	932.2	347.32	Vérifier
	P.P (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30 × 30)			40.99		102.47	Vérifier
R D C	P.P (55 × 30)	466.10	466.10	138.93	932.2	347.32	Vérifier
	P.P (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30 × 30)			40.99		102.47	Vérifier
1 ^{ère} étage	P.P (55 × 30)	361.80	466.10	138.93	827.9	347.32	Vérifier
	P.P (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30 × 30)			40.99		102.47	Vérifier
2 ^{ème} étage	P.P (55 × 30)	361.80	361.80	138.93	723.6	347.32	Vérifier
	P.P (40 × 30)			80.33		200.82	Vérifier

	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
3 ^{ème} étage	P.P (55×30)	328.92	361.80	138.93	690.72	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
4 ^{ème} étage	P.P (55×30)	328.92	328.92	138.93	657.84	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
5 ^{ème} étage	P.P (55×30)	328.92	277.01	138.93	605.93	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
6 ^{ème} étage	P.P (55×30)	277.01	277.01	138.93	554.02	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
7 ^{ème} étage	P.P (55×30)	249.31	277.01	138.93	526.32	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier
Terrasse	P.P (55×30)	249.31	249.31	138.93	498.62	347.32	Vérifier
	P.P (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (40×30)			80.33		200.82	Vérifier
	P.S (30×30)			40.99		102.47	Vérifier

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres

- Pour le RDC et les étages courants



Remarque : On a ajoute des armatures de peau par ce que $h > 50$ cm

Figure V.9 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×55) de RDC et les étage tcourants

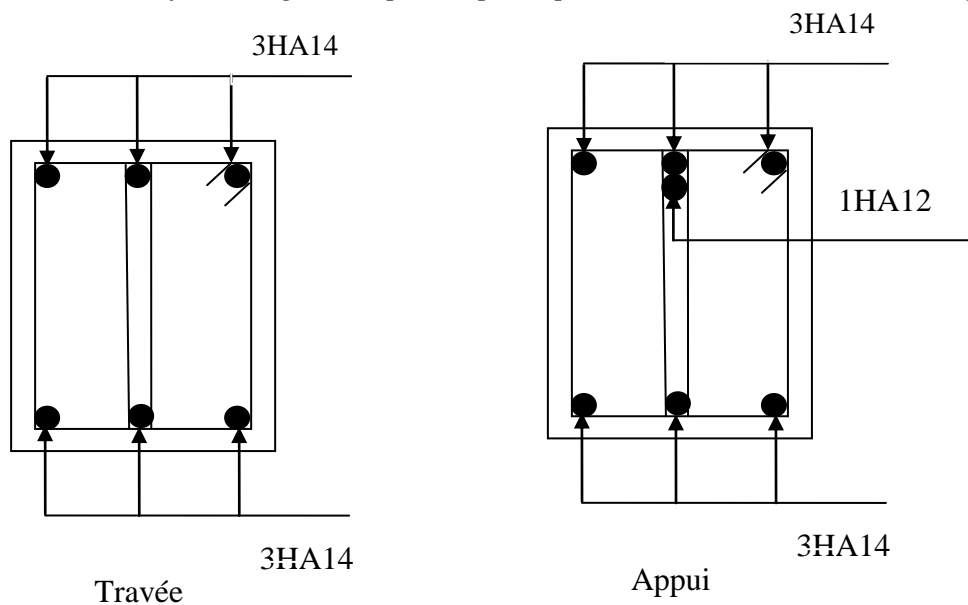


Figure .V.10 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×40) de RDC et les étages courants

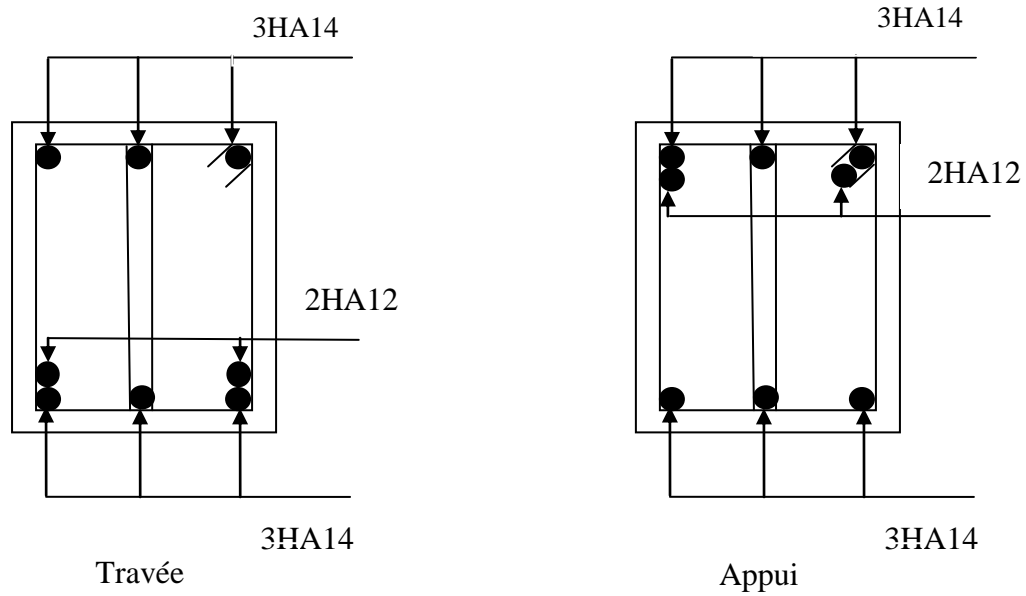


Figure .V.11 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×40) de RDC et les étages courants

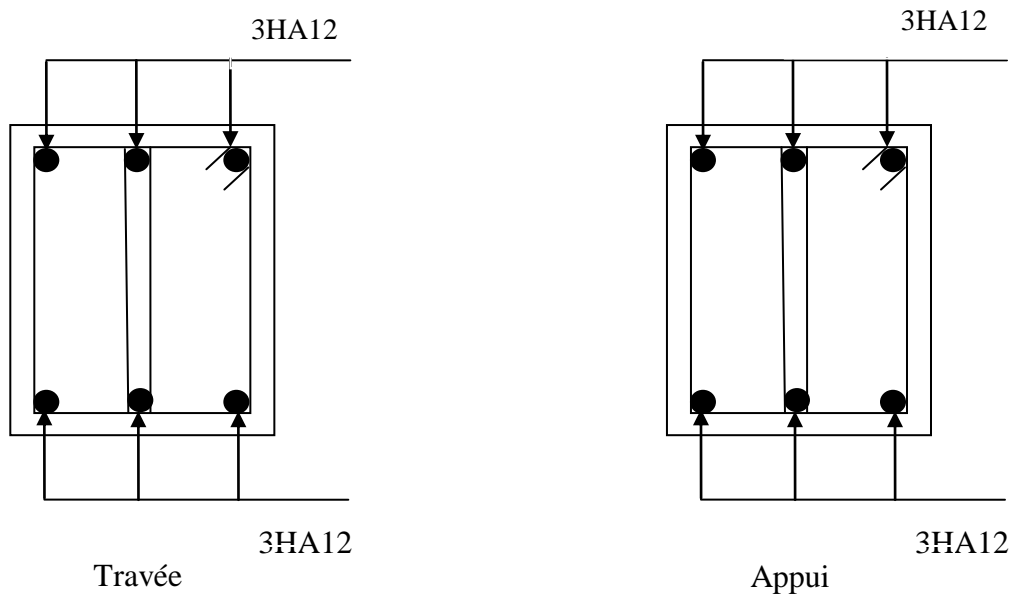
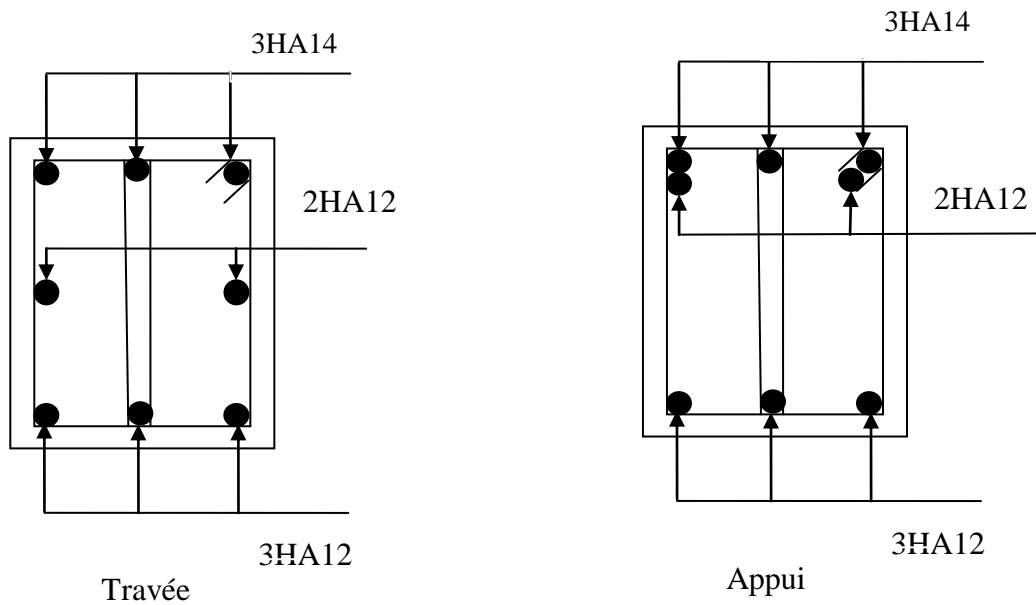


Figure .V.12 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×30) de RDC et les étages courants

- Pour le plancher terrasse



Remarque : On a ajoute des armatures de peau par ce que $h > 50$ cm

Figure. V.13 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×55) de la terrasse

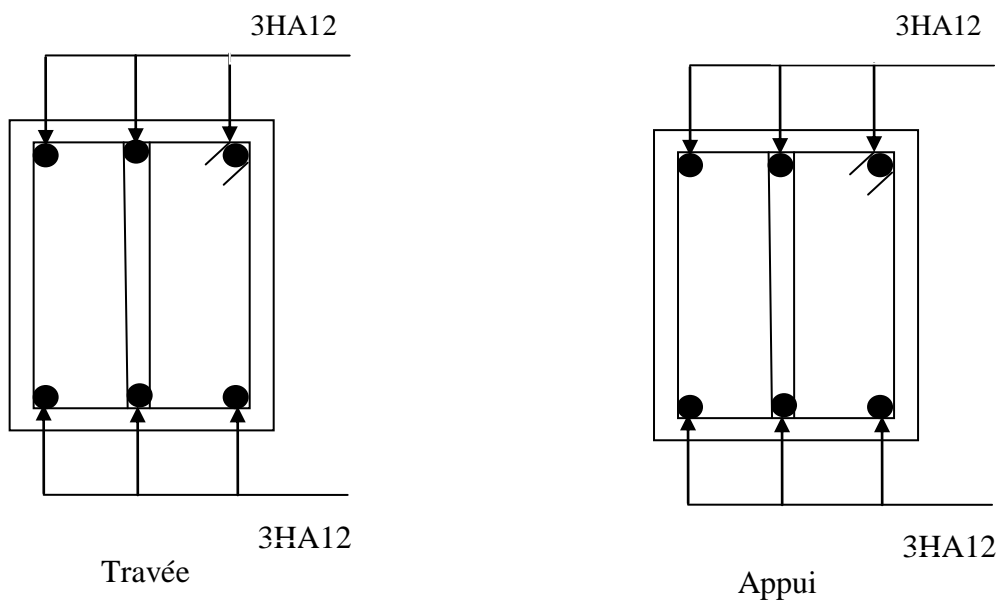


Figure. V.14 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×40) de la terrasse

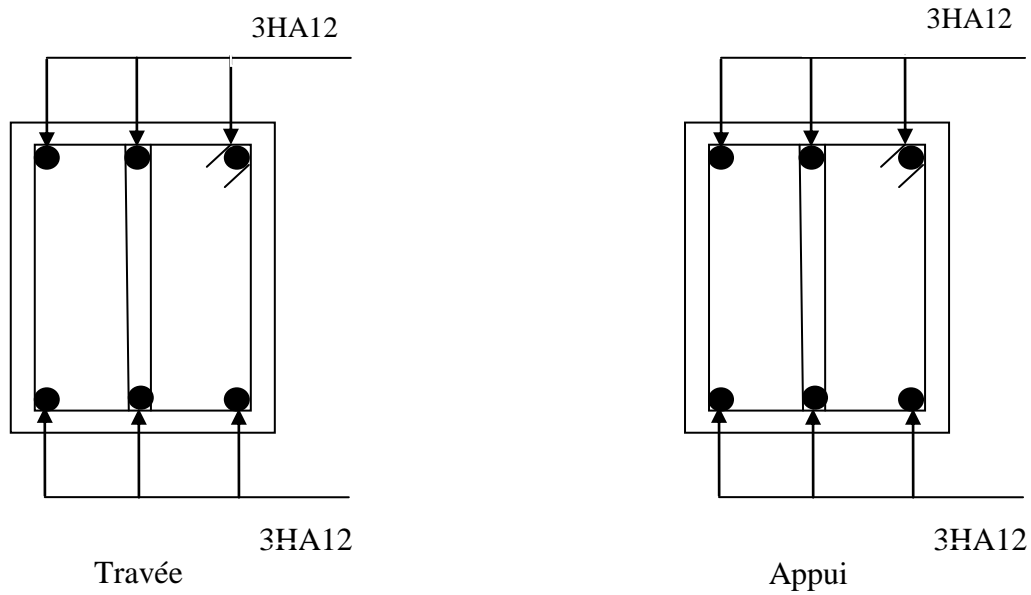


Figure. V.15: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×40) de la terrasse

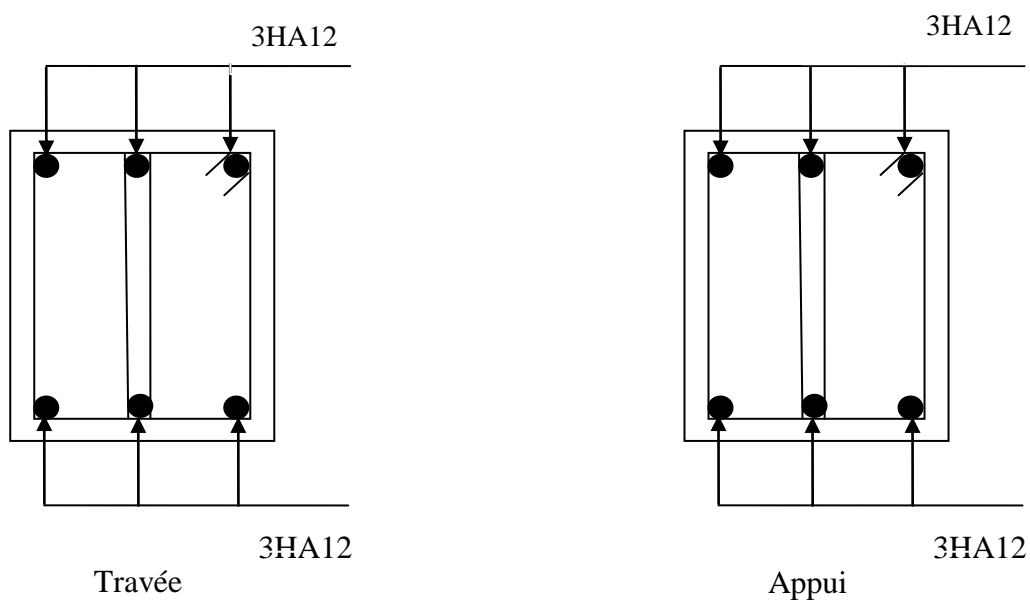


Figure. V.16 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×30) de la terrasse

V.4. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\text{➤ } A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

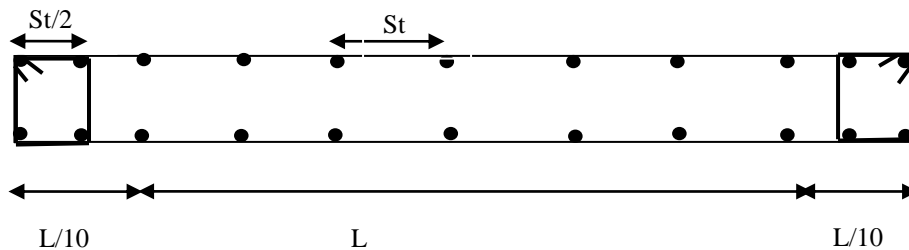


Figure .V.17 : Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

b) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

c) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et

Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles de charge

V.4.2. Disposition des voiles

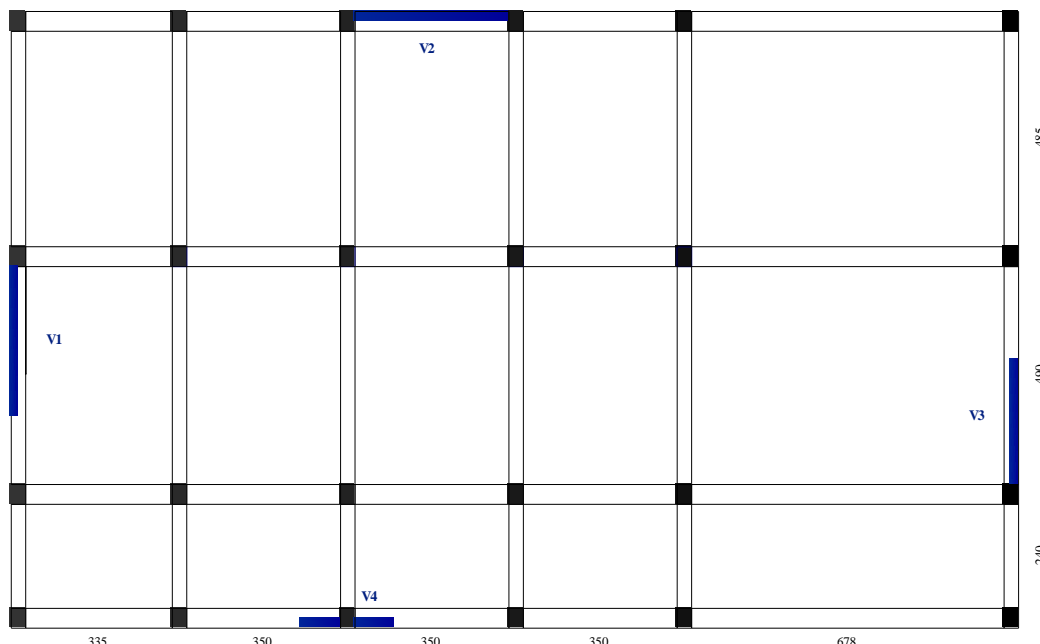


Figure V.18 : Schéma de répartition des voiles.

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 4) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 5) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 6) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

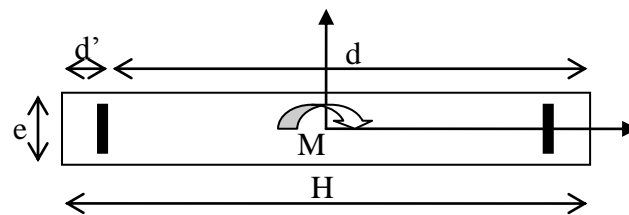


Figure. V.19 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée.
 $L_c = L - 2L_t$

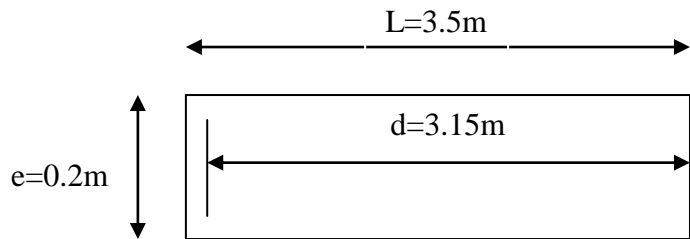
V.4.4. Exemple de calcul : (le calcul se fera en flexion composée)

Pour le voile V2 au niveau d'entre sol et RDC on calcule le voile avec les sollicitations suivantes :

$$N = 945.29\text{KN}$$

$$M = -1493.59\text{KNm}$$

$$V = 756.03\text{KN}$$

**a) Calcul des armatures verticales**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1493.59}{945.29} = 1.58\text{m}$$

$$Y_G = \frac{L}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75\text{m}$$

$e_G < Y_G \Rightarrow N$ est un effort de compression et c en dehors de la section

$$d = 0.9 \times L = 3.15\text{m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - y_G) = 1493.59 + 945.29 \times (3.15 - 1.75) = 2816.99\text{KNm}$$

$$A = N_u (d - d') - M_{ua} = 396.99$$

$$B = (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 11321.66$$

$A < B \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2816.99 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.45^2 \times 14.2} = 0.083 < (\mu_l = 0.186)$$

$$\Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A}, f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.083}) = 0.108$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 3.45 \times (1 - 0.4 \times 0.108) = 3.30\text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{2816.99 \times 10^{-3}}{3.3 \times 348} - \frac{945.29 \times 10^{-3}}{348} = -2.63\text{cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A = 0$$

V.4.5. Recommandation du RPA

➤ Dans toute la section de la voile

$$A_{\min} = 0.15\% \times L \times e = 10.5\text{cm}^2$$

BAEL 91 :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.20 \times 3.15 \times \frac{2.1}{400} = 7.60\text{cm}^2$$

b) Calcul des armatures horizontales

On a : $V=756.03\text{KN}$

Pour le calcul des armatures horizontales (A_t) on fixe d'abord S_t après on calcul A_t .

$$\tau_U = \frac{V}{b \times d} = \frac{756.03 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3.15} = 1.2 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

Pour $S_t=25 \text{ cm}^2$ on aura :

$$\bullet A_{\min}^h \geq \frac{\tau_u \times b \times s_t}{0.8 \times f_e} = \frac{1.2 \times 0.20 \times 0.25}{0.8 \times 400} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{\min}^h \geq \frac{0.4 \times e \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.20 \times 0.25}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{\min}^h = \frac{A_v^{adopt}}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.82 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(1.5, 0.5, 2.82) = 2.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15 \% b \times s_t = 0.0015 \times 0.20 \times 0.25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

On choisit : $13\text{H}10=10.21 \text{ cm}^2$. Avec $S_T=25 \text{ cm}$.

c) Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 1,4 \times \frac{V}{b \times d} = 1,4 \times \frac{756.03 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.15} = 1.68 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \text{ Art (7.7.2.) RPA}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.27 : Ferrailage de voile V_2

Niveau	Entre sol RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage
L (cm)	350	350	350	350	350
e (cm)	20	20	20	20	20
Mmax(KN.m)	1493.59	934.32	312.63	332.92	455.33
Ncor (KN)	945.29	896.54	725.97	520.757	-75.69
V(KN)	756.03	606.69	368.87	234.62	107.08

τ_U Mpa		1.68	1.34	0.82	0.52	0.23
Av cal /face (cm ²)		0	0	0	0	4.43
Av min/face (cm ²)		10.5	10.5	10.5	10.5	10.5
Av adop/face (cm ²)		11.31	11.31	11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face		10H12	10H12	10H12	10H12	10H12
S _t (cm)	extrémité	15	15	15	15	15
	Milieu	30	30	30	30	30
Ah cal/face (cm ²)		3.15	2.82	2.82	2.82	2.82
Ah min/face (cm ²)		0.9	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm ²)		8.64	8.62	8.62	8.62	8.62
N ^{barre} /face		13H10	13H10	13H10	13H10	13H10
S _t (cm)		30	20	20	20	20

Voile V1 :

Tableau V.28 : Ferrailage des voiles V₁

Niveau	Entre sol RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage
L (cm)	310	310	310	310	310
e (cm)	20	20	20	20	20
Mmax(KN.m)	1156.87	832.69	320.46	217.68	251.08
Ncor (KN)	568.51	673.37	585.89	328.16	104.18
V(KN)	633.64	460.6	349.73	254.75	116.014
τ_U Mpa	1.59	1.15	0.87	0.64	0.29
Av cal /face (cm ²)	1.48	0	0	0	0.52
Av min/face (cm ²)	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
Av adop/face (cm ²)	11.31	11.31	11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face	10H12	10H12	10H12	10H12	10H12
S _t (cm)	extrémité	15	15	15	15
	Milieu	30	30	30	30
Ah cal/face (cm ²)	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82

Ah min/face (cm ²)	0.9	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm ²)	10.21	8.64	8.64	8.64	8.64
N ^{barre} /face	13H10	13H10	13H10	13H10	13H10
S _t (cm)	30	20	20	20	20

Voile V3 :**Tableau V.29 :** Ferrailage des voiles V₃

Niveau	Entre sol RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage
L (cm)	290	290	290	290	290
e (cm)	20	20	20	20	20
Mmax(KN.m)	835.98	554.47	288.59	175.37	191.56
Ncor (KN)	790.29	807.37	712.22	551.42	452.93
V(KN)	423.95	324.55	259.027	175.79	116.96
τ_U Mpa	1.13	0.87	0.69	0.47	0.31
Av cal /face (cm ²)	0	0	0	0	0
Av min/face (cm ²)	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7
Av adop/face (cm ²)	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
N ^{barre} /face	8H12	8H12	8H12	8H12	8H12
S _t (cm)	extrémité	15	15	15	15
	Milieu	30	30	30	30
Ah cal/face (cm ²)	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
Ah min/face (cm ²)	0.9	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm ²)	10.21	8.64	8.64	8.64	8.64
N ^{barre} /face	13H10	13H10	13H10	13H10	13H10
S _t (cm)	30	20	20	20	20

Voile V4 :

Tableau V.30 : Ferrailage des voiles V₄

Niveau	Entre sol RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage
L (cm)	150	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20	20
Mmax(KN.m)	174.90	169.20	115.89	108.29	50.9
Ncor (KN)	528.34	427.33	313.01	255.12	117.93
V(KN)	106.04	140.73	134.31	110.256	76.64
τ_U Mpa	0.54	0.72	0.68	0.56	0.39
Av cal /face (cm ²)	0	0	0	0	0
Av min/face (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Av adop/face (cm ²)	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
N ^{barre} /face	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S _t (cm)	extrémité	15	15	15	15
	Milieu	30	30	30	30
Ah cal/face (cm ²)	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69
Ah min/face (cm ²)	0.9	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm ²)	10.21	8.64	8.64	8.64	8.64
N ^{barre} /face	13H10	13H10	13H10	13H10	13H10
S _t (cm)	30	20	20	20	20

V4.6. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile V1 (entre sol et RDC) :

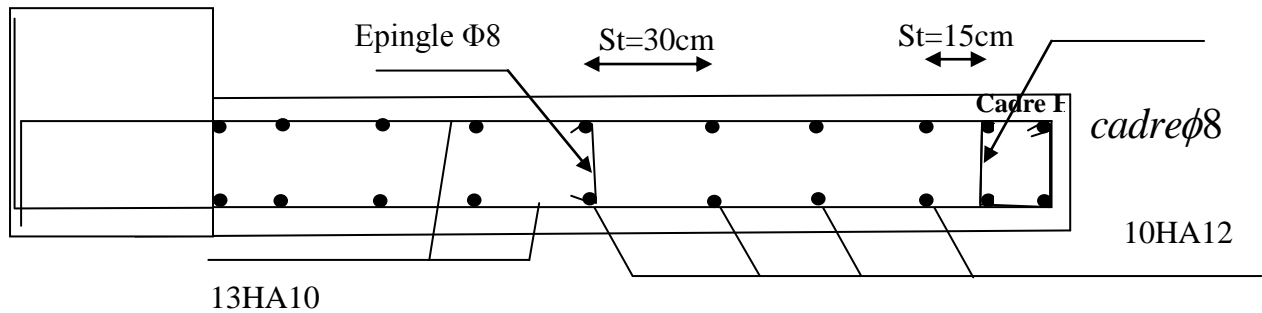


Figure V.20 : schéma de ferrailage d'un voile

V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciels de calcul (SAP2000) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

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 du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA03** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.2.2.les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué du tuf sableux reposant sur une argile sableuse avec présence de cendres volcaniques et une argile verdâtre, la couche de terre végétale et de remblai est d'une épaisseur allant jusqu'à 0.40m par rapport au terrain naturel.

Nous suggérons des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 4.2m avec une contrainte admissible au sol de 0.123Mpa.

VI.2.3. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le SAP 2000 version 14.2.2

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

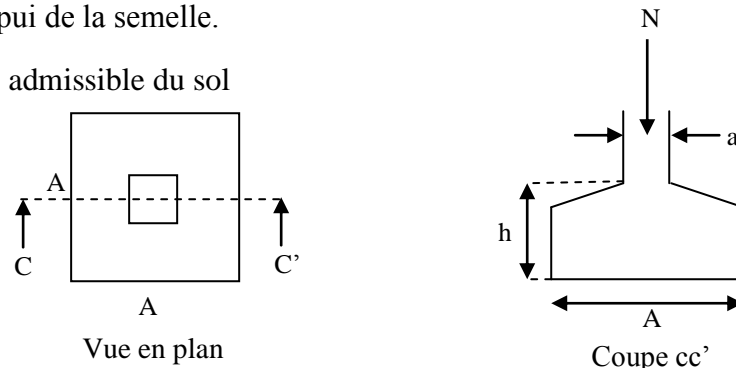


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N=2830.9\text{KN}$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2830.9 \times 10^3}{0.123}} = 4.79\text{m}$$

D'après le résultat, 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.

VI.2.4. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

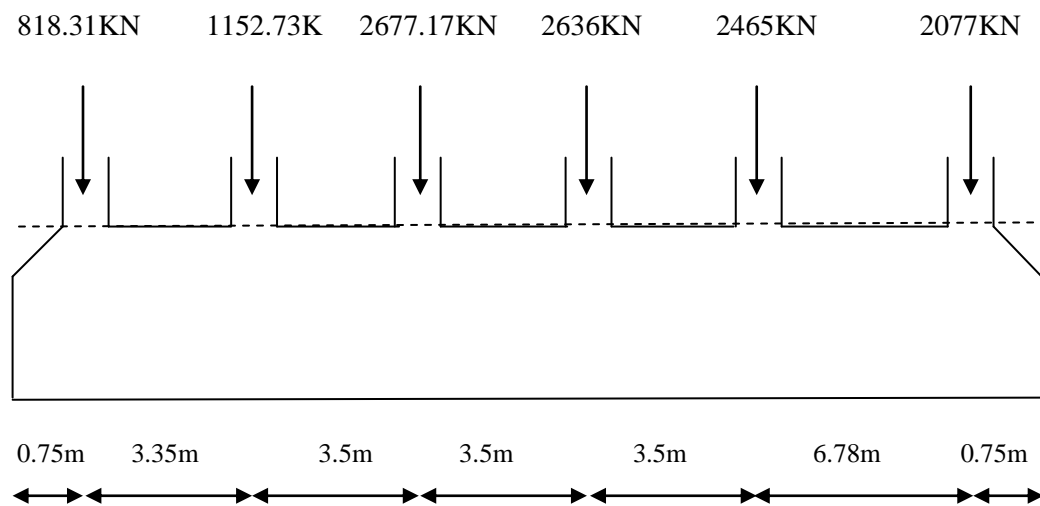


Figure VI.2 : Semelle filante

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 11828.80KN$$

$$L = 22.13m$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{11828.8 \times 10^{-3}}{0.123 \times 22.13} = 4.34m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 4.34m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 2.22m, donc on passe au radier général.

VI.2.5. Etude du radier général

VI.2.5.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

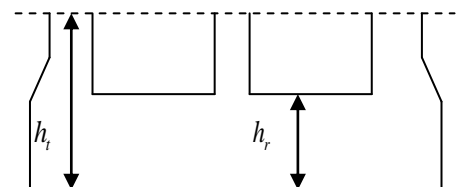


Figure. VI.3: dimension du radier.

VI.2.5.2. Pré dimensionnement

➤ La condition de coffrage

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 678m \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{648}{10} = 64.8cm \quad \text{on prend : } h_t = 70cm \dots \dots \dots (a)$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 6.78m \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{648}{20} = 32.4cm \quad \text{on prend : } h_r = 35cm.$$

➤ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on à un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq 1.02m \dots \dots \dots (b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 1.15m$ (nervure) et $h_r = 0.35m$

➤ La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{8.6455}{0.123} = 70.28m^2.$$

On à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 250.65m^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 250.65m^2$ (Le radier comporte pas de débord)

VI.2.5.3. Les vérifications nécessaire

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

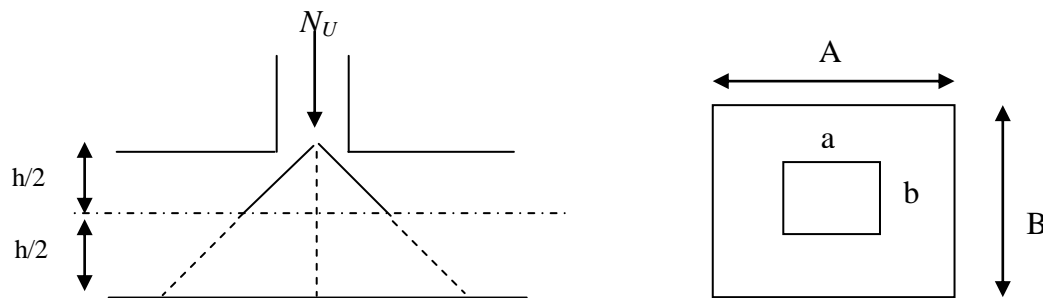


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 \times 2 + 2 \times 1.15) \Rightarrow \mu_c = 7.2m.$$

$$2.83MN \leq 0.045 \times 7.2 \times 1.15 \times \frac{25}{1.15} = 8.1MN \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right)$$

On considère une bande de largeur $b=1m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{41505.11 \times 6.78 \times 1}{2 \times 250.65} = 561.34 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{561.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 1.78 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier

➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.541(a)))

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 3083.5203 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 10.32 \text{ m.}$$

$$I_y = 8889.8148 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 6.08 \text{ m.}$$

$$S = 250.655 \text{ m}^2$$

Avec :

σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base

• Sens X-X :

$$N = 31803.66 \text{ KN et } M_x = 10158.49 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times x_G = 0.160 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times x_G = 0.092 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.143 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.123 \text{ Mpa} \text{ (condition n'est pas vérifiée)}$$

• Sens Y-Y :

$$N = 31803.66 \text{ KN et } M_y = 6937.83 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = 0.131 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = 0.122 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.128 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.123 \text{ Mpa} \quad (\text{condition n'est pas vérifiée})$$

Donc on va ajoute du débord dans les deux sens

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{115}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

On opte pour un débord de 60 [cm]

➤ **Ferraillage des débords :**

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 25.28 \text{ KNm}$$

$$D = 50 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferraillage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

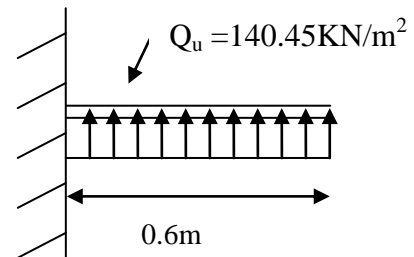


Figure VI.5 Schéma statique du débord

Tableau VI.1 Résumé des résultats

q_u (KN/m ²)	M_u (KNm)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
140.45	25.28	1.32	3.98	5T14=6.16	0.14	89.7	15	201.63

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 140.45 \times 0.5 = 70.22 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.21 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} . \text{ Donc la condition est vérifiée, pas d'armature transversale.}$$

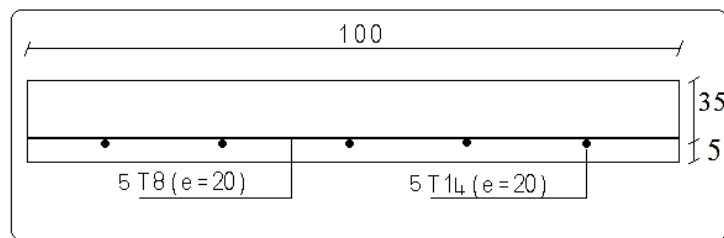


Figure VI.6.détail ferrailage du débord

Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA2003** (article 10.1.5)

• Suivant X-X : $e = \frac{14561.63}{30720.3} = 0.47 \text{ m} < \frac{24.45}{4} = 6.11 \text{ m}$ (condition vérifiée)

• Suivant Y-Y : $e = \frac{37949.9}{30720.3} = 1.23 \text{ m} < \frac{15.1}{4} = 3.77 \text{ m}$ (condition vérifiée)

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0.75 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 252.56 \text{ m}^2$).

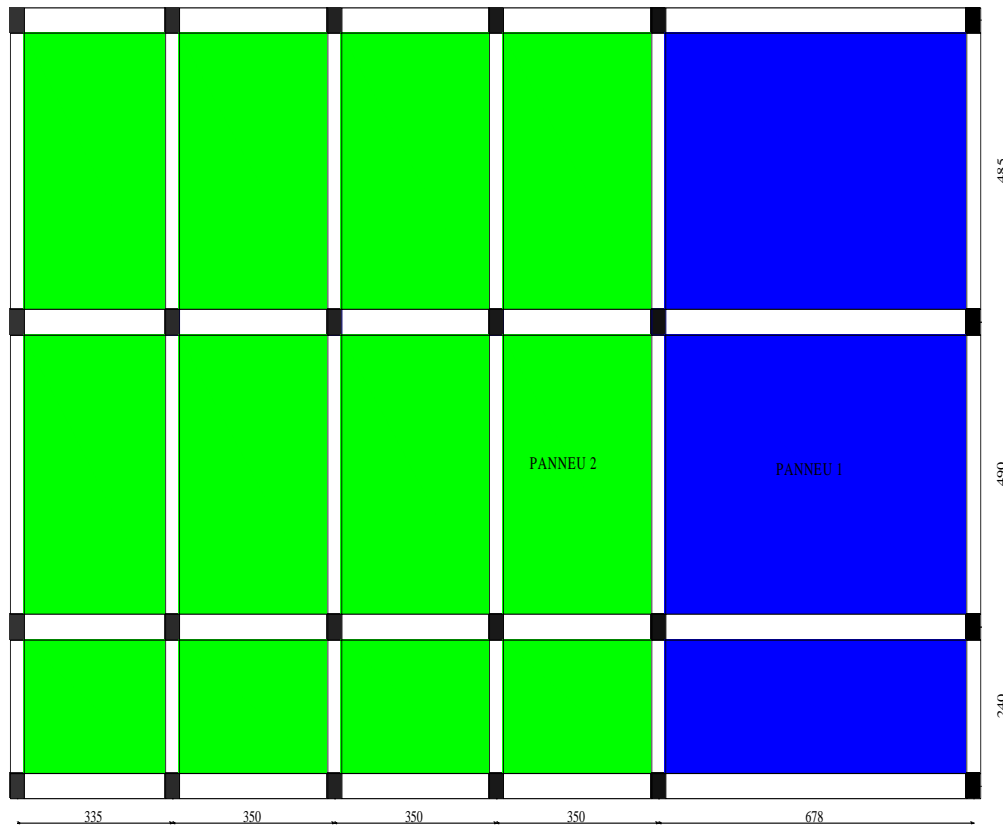
$$N \geq 1.5 \times 0.75 \times 252.56 \times 10 = 2841.3 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

VI.2.5.4. Ferrailage

➤ La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau 1 et 2.



: Ces panneaux seront ferrailer comme le panneau 1

: Ces panneaux seront ferrailer comme le panneau 2

✓ **Panneau 1**

$$L_x = 4.6m \text{ et } L_y = 6.48m.$$

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.35 = 8.75KN / m^2$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_U = \frac{N_U}{S} + 1.35 \times G_0 = \frac{41505.11}{250.65} + 1.35 \times 8.75 = 177.4KN / m^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_S = \frac{N_S}{S} + G_0 = \frac{30242.77}{250.65} + 8.75 = 129.4KN / m^2$$

N_S : Est l'effort normale de service.

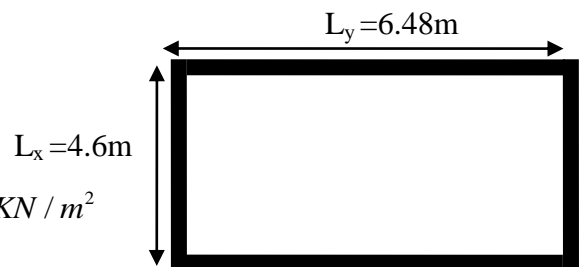


Figure VI.7 : Dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• à l'ELU

$$\rho = 0.70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 256.9 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 110.98 \text{ KNm}$$

✓ En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 218.36 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 94.33 \text{ KNm}$$

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = -128.45 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_0 = 1 \times 0.35 \text{ m}^2$

✓ Condition de non fragilité:

On calcul A_{\min} :

$$h_r = 35 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0.70 \text{ et HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.22 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = 2.8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.2 Résumé des résultats de ferrillages

		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x	Travée	218.36	20.59	3.22	7T20=21.99	15
	Appui	128.45	11.69	2.8	6T16=12.06	15
Sens y-y	Travée	94.33	8.48	2.8	6T14=9.24	15
	Appui	128.45	11.69	2.8	6T16=12.06	15

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 425.76 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{\max} = 425.76 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 272.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{425.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 1.33 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée}$$

• **à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.3 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	172.92	14.51	638.97	15	201.63
	M_a	101.72	10.39	291.18	15	201.63
y-y	M_t	100.59	11.27	741.35	15	201.63
	M_a	59.17	6.04	169.38	15	201.63

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section des armatures et la section du béton à 40 cm

Tableau VI.4 : Les nouvelles sections d'armature

Moments		Nouvelle section	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	S_t (cm)
Travée	xx	8T20	25.18	7.95	192.19	15	201.63	12
	yy	5T20	15.71	5.46	194.35	15	201.63	20
Appui		5T20	15.71	5.52	113.05	15	201.63	20

✓ **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : $S_t = 12 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures // L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

VI.2.5.5. Schéma de ferrailage

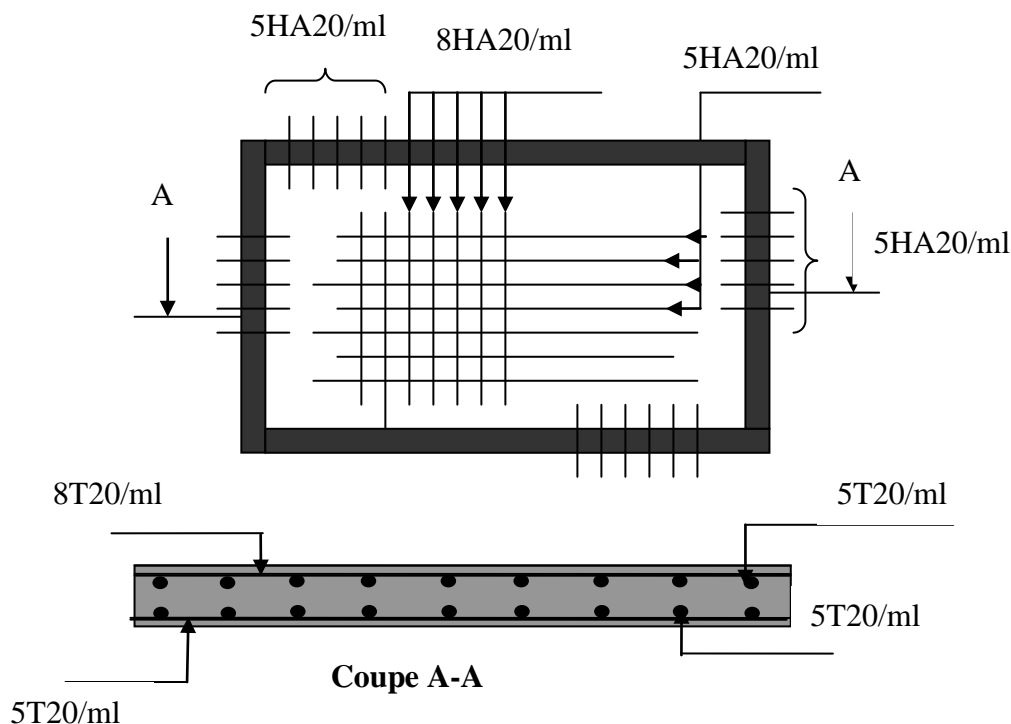


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du radier

✓ **Panneau 2**

$L_x = 3.2m$ et $L_y = 4.6m$.

soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN} / m^2$$

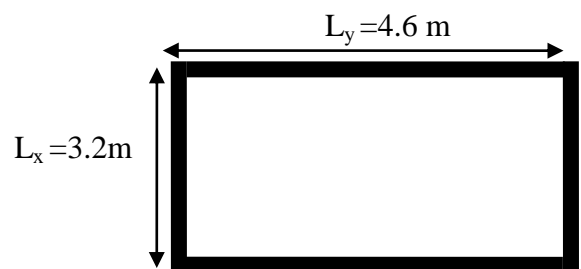


Figure VI.9 : Dalle sur quatre appuis

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_U = \frac{N_U}{S} + 1.35 \times G_0 = \frac{41505.11}{250.65} + 1.35 \times 10 = 179.08 \text{ KN} / m^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_S = \frac{N_S}{S} + G_0 = \frac{30242.77}{250.65} + 10 = 130.65 \text{ KN} / m^2$$

N_S : Est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **à l'ELU**

$$\rho = 0.70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 125.43 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 54.18 \text{ KNm}$$

✓ En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 106.61 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 46.05 \text{ KNm}$$

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = -62.71 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_0 = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$

✓ Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$h_r = 40 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0.69 \text{ et HA } f_c E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.6 \text{ cm}^2 / ml \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = 3.2 \text{ cm}^2 / ml \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.5 Résumé des résultats de ferrillages

		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x	Travée	106.61	8.52	3.6	6T14=9.24	15
	Appui	62.71	4.95	3.2	5T12=5.65	20
Sens y-y	Travée	46.05	3.62	3.2	4T12=4.52	25
	Appui	62.71	4.95	3.2	5T12=5.65	20

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 306.23 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_{\max} = 306.23 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 191.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{306.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} \Rightarrow \tau_u = 0.82 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée}$$

• **à l'ELS**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.6: vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	84.49	3.88	103.29	15	201.63
	M_a	49.7	2.69	94.96	15	201.63
y-y	M_t	49.14	2.66	93.90	15	201.63
	M_a	49.7	2.69	94.96	15	201.63

Les contraintes dans les aciers sont vérifiées.

✓ **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : $S_t = 12 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures // L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

VI.2.5.5. Schéma de ferrailage

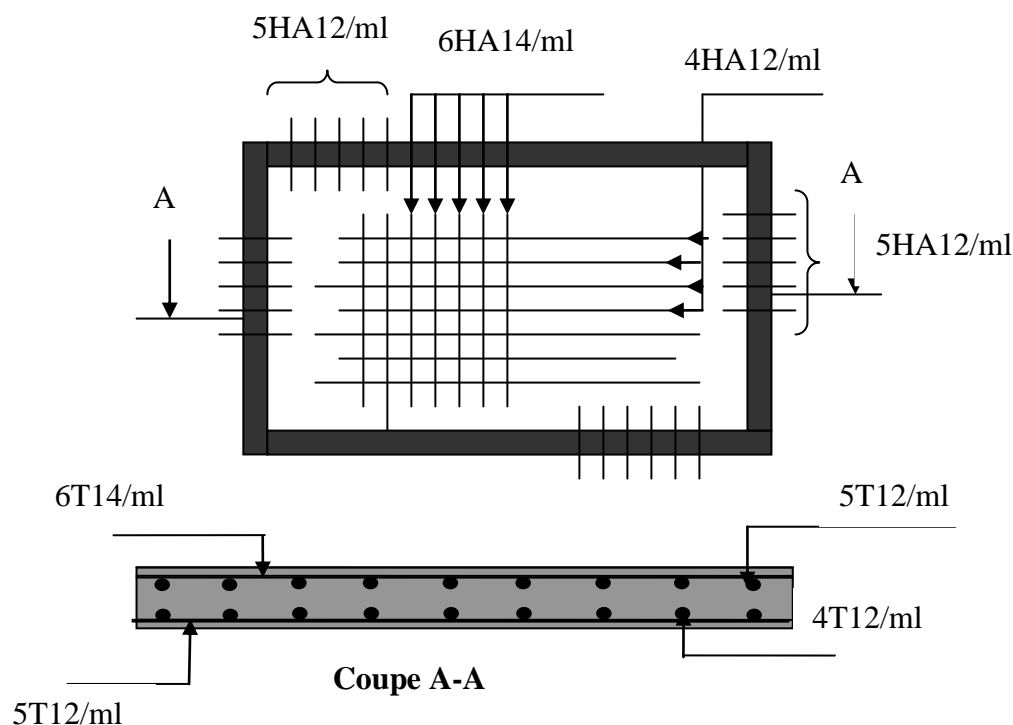


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du radier

VI.2.6. Calcul des nervures

VI.2.6.1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.2.6.2. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.9 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

on a $\begin{cases} q_u = 179.8 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_s = 130.65 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

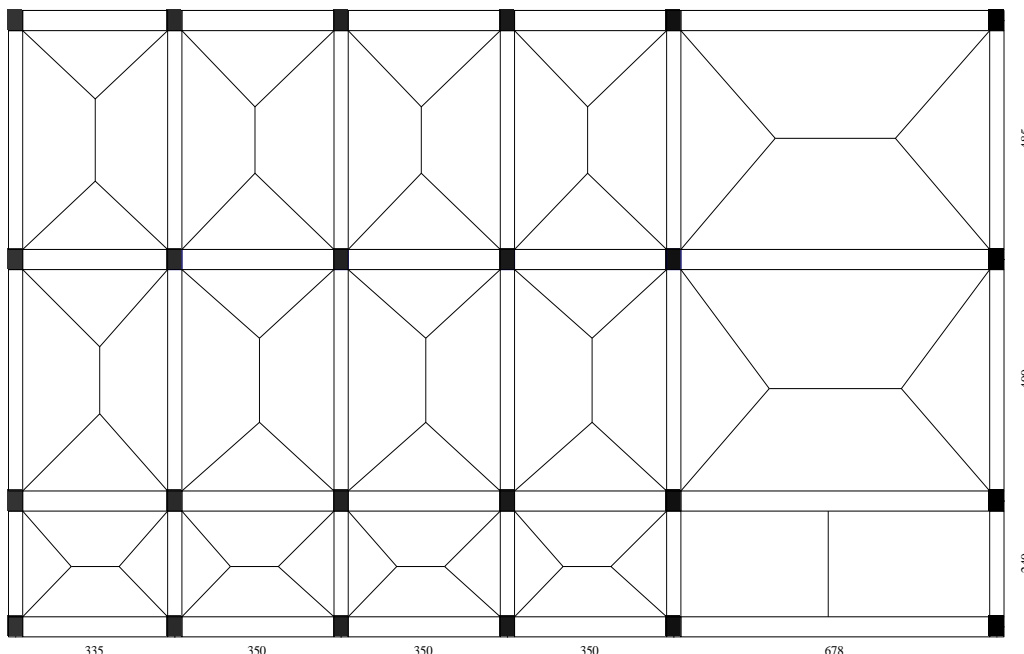


Figure. VI.11: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

BAEL article III.5.2

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Moments aux appuis**

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

Avec :

Les longueurs fictives :

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

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

• **Sens transversal (y-y): nervure intermédiaire**

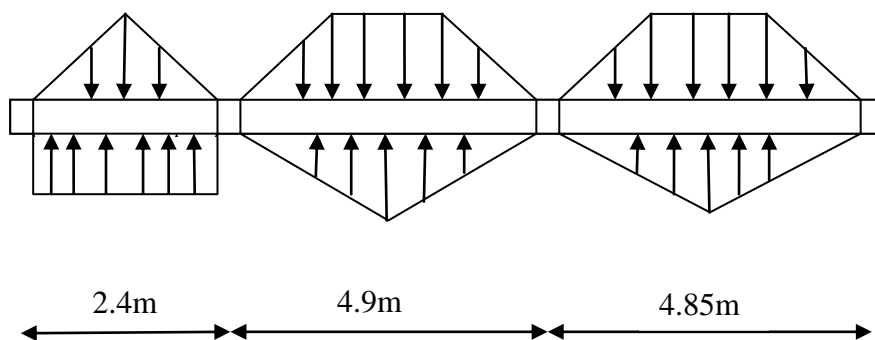


Figure.VI.12. Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

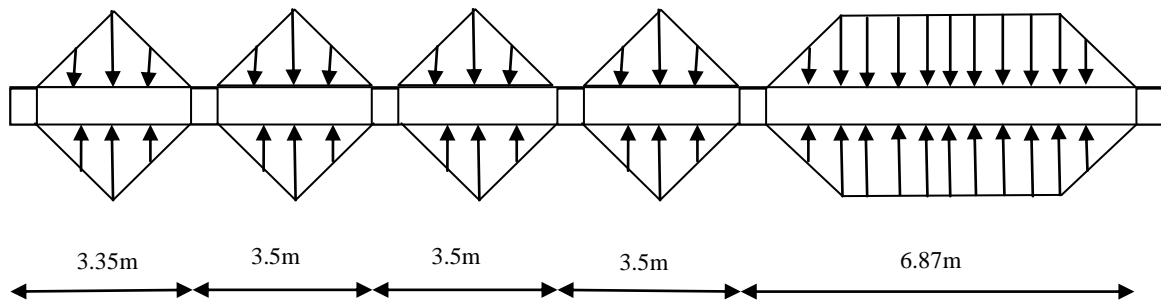
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU)

Travée	L (m)	L'	P_u^M (KN/m)	P_u^V (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	2.4	2.4	516.22	616.11	0	-698.56	244.65	1030.39	-448.26
B-C	4.85	3.88	306.85	616.11	-698.56	-723.89	190.88	1499.28	-1488.84
C-D	4.9	4.9	306.85	616.11	-723.89	0	452.29	1361.73	-1657.20

Tableau VI.8: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)

Travée	L (m)	L'	P_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
A-B	2.4	2.4	382.36	0	-517.41	-165.74
B-C	4.85	3.88	298.46	-517.41	-704.09	259.37
C-D	4.9	4.9	298.46	-704.09	0	439.93

- **Sens longitudinal (x-x) :** nervure de rive (5 travées)

**Figure.VI.13.** Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU)

Travée	L (m)	L'	P_u^M (KN/m)	P_u^V (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.35	3.35	365.59	548.38	0	-505.26	166.88	1069.36	-767.71
B-C	3.5	2.8	459.67	359.19	-505.26	-523.62	189.32	633.82	-623.33

C-D	3.5	2.8	459.67	359.19	-523.62	-423.97	858.51	600.11	-657.05
D-E	3.5	2.8	459.67	359.19	-423.97	-1878.93	-1011.49	1220.12	-388.71
E-F	6.78	6.78	458.54	356.15	-1878.93	0	1444.08	930.22	-1484.47

Tableau VI.10 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS)

Travée	L (m)	L'	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (Nm)
A-B	3.35	3.35	265.65	0	-302.60	175.40
B-C	3.5	2.8	335.24	-302.60	-309.20	207.42
C-D	3.5	2.8	335.24	-309.20	-309.20	204.13
D-E	3.5	2.8	335.24	-309.20	-1373.47	-741.75
E-F	6.78	6.78	333.19	-1373.47	0	1043.04

✓ Les sollicitations maximales sont :

A L'ELU

Sens y-y

$$M_{appuis}^{\max} = -723.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 452.29 \text{ KN.m}$$

$$V_{Max} = 1657.2 \text{ KN}$$

Sens x-x

$$M_{appuis}^{\max} = -1878.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 1444.08 \text{ KN.m}$$

$$V_{Max} = 1484.47 \text{ KN}$$

A ELS

Sens y-y

$$M_{appuis}^{\max} = -704.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 439.93 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{appuis}^{\max} = -1373.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 1043.04 \text{ KN.m}$$

VI.2.6.3. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T  en flexion simple.

$$h=1.15\text{m} \quad h_0=0.40\text{m} \quad b_0=0.45\text{m} \quad d=1.035\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{6.78}{10}, \frac{4.9}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.678, 2.45)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.65\text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.70\text{m}$$

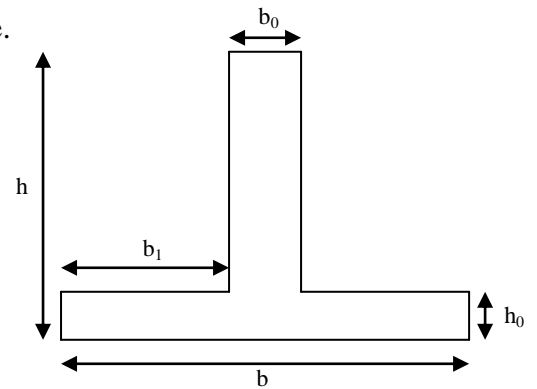


Figure.VI.14. Section   ferrillé

➤ Calcul des armatures

En travée :(sens y-y)

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 8.062\text{Mpa}$$

$M_T > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ le calcul se fera comme une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tr}^{\max}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{439.93 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.45 \times 1.035^2} = 0.064 < 0.186$$

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

On a: $\mu_l = 0.3916$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.083$$

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}} = \frac{439.29 \times 10^{-3}}{1.002 \times 348} = 12.63\text{cm}^2$$

Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$$A = 0.6\% \times b_0 \times h = 0.006 \times 0.45 \times 0.75 = 31.05\text{cm}^2$$

Donc on choisit : $A = 10\text{HA}20 = 31.42\text{cm}^2$

En appuis :

$$\mu_{bU} = \frac{M_{appuis}^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{723.89 \times 10^{-3}}{0.45 \times 1.035^2 \times 14.2} = 0.001 < 0.186$$

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

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.001}) = 0.0013$$

$$Z = 1.035 \times (1 - 0.4 \times 0.0013) = 1.03 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}} = \frac{723.89 \times 10^{-3}}{1.03 \times 348} = 20.1 \text{ cm}^2$$

Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$$A = b \times h \times 0.6\% = 0.45 \times 1.15 \times 0.006 = 31.05 \text{ cm}^2. \text{ Donc on choisit : } A = 10\text{HA}20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Y-Y	Travée	742.83	12.63	31.05	10T20=31.42
	Appuis	1085.84	20.01	31.05	10T20=31.42
X-X	Travée	2164.46	40.75	31.05	10T25=49.09
	Appuis	2818.4	55.14	31.05	12T25=58.91

➤ Les vérifications

• Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{1657.2 \times 10^{-3}}{1.7 \times 1.035} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b_0}{2}\right) = \min\left(\frac{1150}{35}, 20, \frac{450}{2}\right) = 20 \text{ mm} \text{ .soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, \phi_t^{\min}\right) = \min\left(\frac{115}{4}, 12, 10 \times 2\right) = 12 \text{ cm}$$

- **À l'ELS : Vérification des contraintes**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.12 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	M_t	439.93	5	15	141.73	201.63
	M_a	704.09	8	15	226.84	201.63
X-X	M_t	1040.04	9.65	15	218	201.63
	M_a	1373.47	12.71	15	241.86	201.63

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section des armatures

On aura :

Tableau VI.13 : les nouvelles sections d'armatures

Sens	Moments	Nouvelle section	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	M_t	10T20	31.05	5	141.73	15	201.63
	M_a	8T25	39.27	7.39	181.62	15	201.63
X-X	M_t	8T32	58.91	9.65	183.67	15	201.63
	M_a	8T32+2T25	74.16	11.89	194.95	15	201.63

VI.2.6.4. Schéma de ferrailage

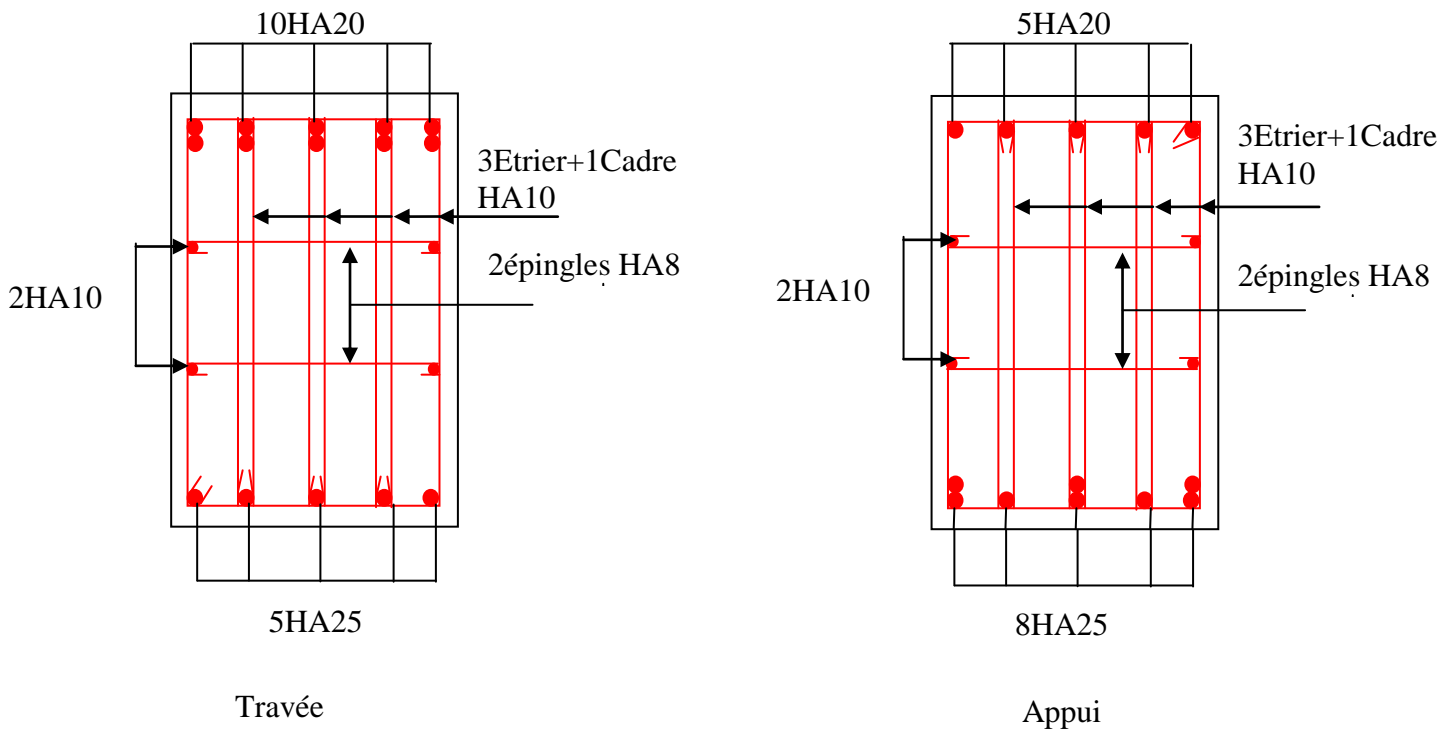


Figure VI. 15 : Schéma de ferrailage de la nervure sens y-y

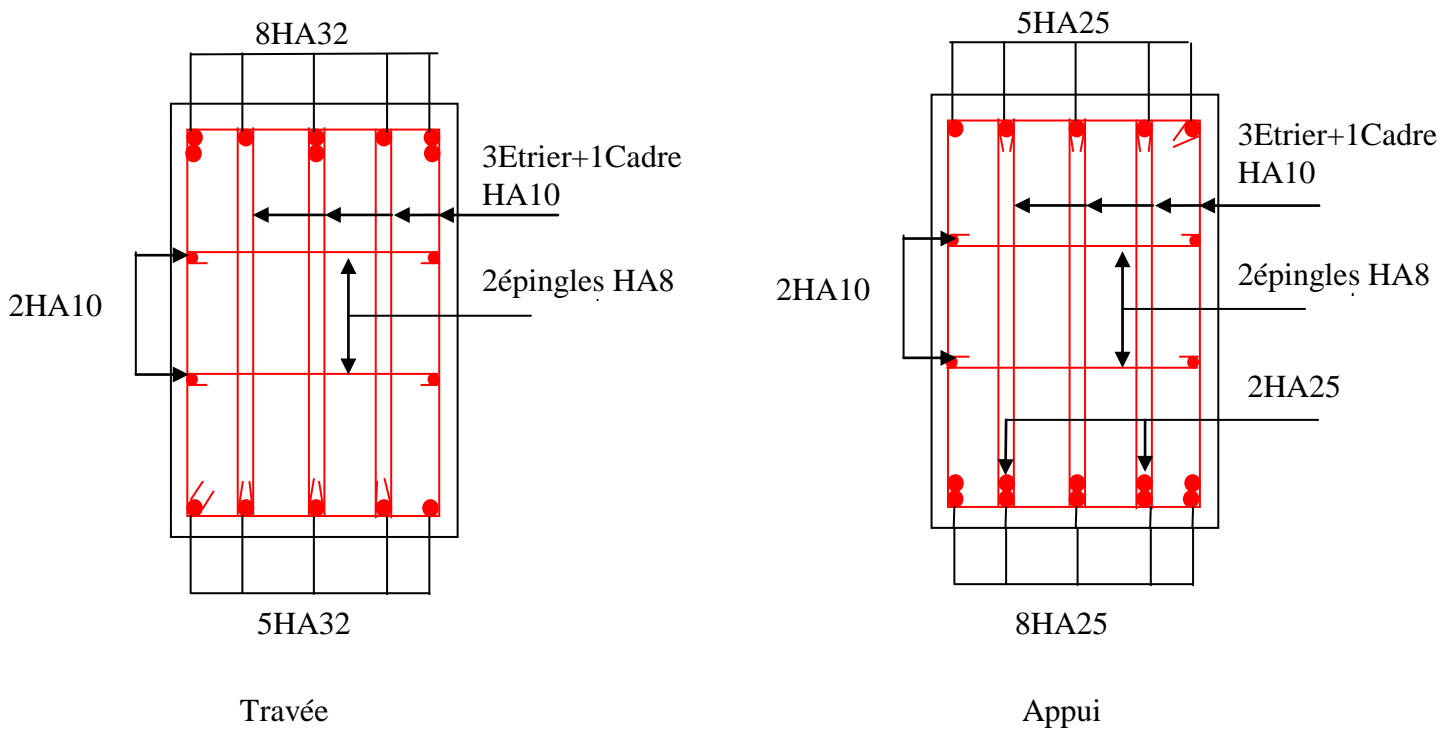


Figure VI. 16 : Schéma de ferrailage de la nervure sens x-x

VI.3. Etude du voile adossé:

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel. Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

Pour ce qui est de notre cas ; notre voile est un mur de soutènement. De ce fait il n'a de fonction que de reprendre la poussée des terres. Il doit remplir les exigences suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas diminuer sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.1. Dimensions de voile adossé :

Les dimensions du voile adossé sont représentées sur la figure suivante :

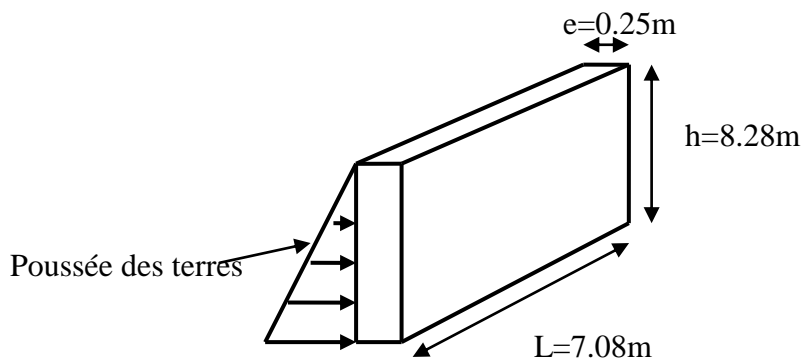


Fig.VI.17 : Dimensions de voile adossé.

VI.3.2. Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$.

(HENRY Thonier)

VI.3.3.Méthode de calcul :

Le voile adossé est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

VI.3.4. Sollicitations :**a) Poussée des terres :**

$$P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 18 \times 8.28 \times \text{tg}^2\left(\frac{3.14}{4} - \frac{52}{2}\right) = 78.24 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile adosse en tenant compte d'une surcharges $Q=10\text{KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{3.14}{4} - \frac{0.52}{2}\right) = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.5. Ferrailage de voile adosse :**❖ Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 113.46 \text{ KN/m}.$$

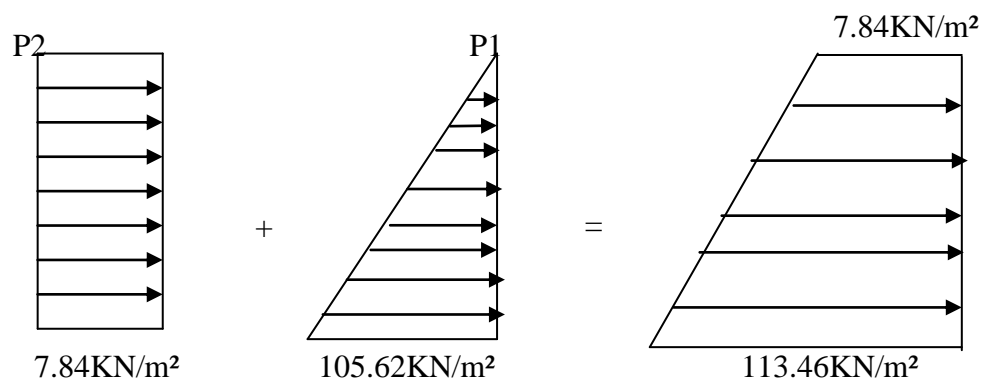


Fig. VI.18: Diagrammes des contraintes.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que.

$$\begin{cases} L_x = 6.18m \\ L_y = 7.57m \\ e = 25cm \end{cases}$$

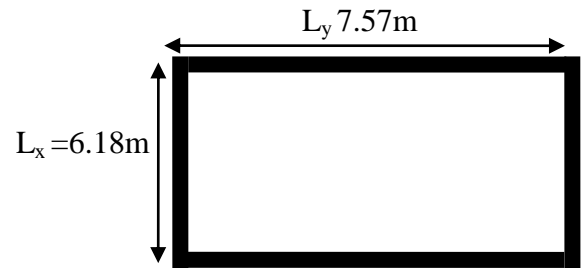


Figure VI.19 : Dalle sur quatre appuis

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0m) = 1.5 \times (P_2) = 7.84 \text{ KN} / \text{m}^2. \\ \sigma_{\max}(h = 8.28m) = 1.35 \times (P_1) + 1.5 \times (P_2) = 113.64 \text{ KN} / \text{m}^2. \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 87.19 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.18}{7.57} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans deux seul sens. il est calculé comme une plaque.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{array}{ll} L_x = 6.18m & b = 100 \text{ cm} \\ L_y = 7.57 m & h = 25\text{cm} \end{array}$$

$$\alpha = 0.81 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 238.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 146.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{oy} = 124.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{ox} = 202.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.3 * M_{ox} = -71.50 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% * b * h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 * 25 * 100}{100} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 14 : Section des armatures du voile adossé

	Sens	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	St (cm)
travée	Xx	2.5	32.29	7HA25= 34.36	15
	Yy		18.06	7HA20= 21.99	15
appui		2.5	9.89	5HA16= 10.05	20

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{113.46 * 6.18}{2} = 350.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

a) A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 5.23 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G = 78.24 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 83.47 \text{ KN / m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 213.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 154.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 181.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 131.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 64.72 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

b. 1. 1) Contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

b. 1. 2) Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

Tableau VI.15 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	M_t	131.74	14.75	15	292.46	201.63
	M_a	46.49	6.65	15	208.73	201.63
X-X	M_t	181.82	18.41	15	290.79	201.63
	M_a	64.17	9.18	15	288.06	201.63

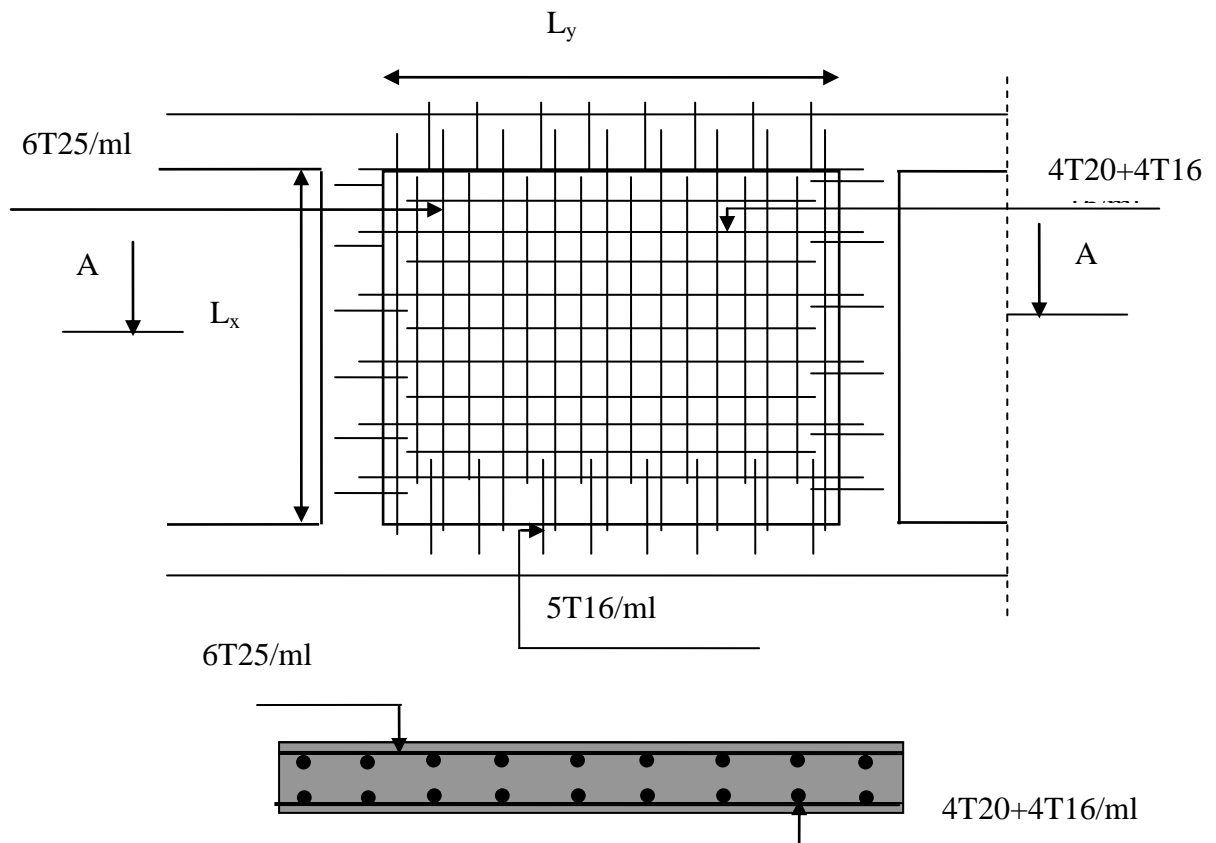
Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section des armatures et la résistance du béton $f_{c28}=35\text{MPa}$

On aura :

Tableau VI.16 : les nouvelles sections d'armatures

Sens	Moments	Nouvelle section	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	M_t	4HA20+4HA16	20.61	8.25	226.44	21	228.63
	M_a	5HA16	10.05	3.77	158.50	21	228.63
X-X	M_t	6HA25	29.45	10.13	223.06	21	228.63
	M_a	5HA16	10.05	5.21	218.75	21	228.63

VI.3.6. Schéma de ferrailage du voile adossé:

**Figure VI.20 :** Schéma de ferrailage du voile adossé.

VI.3.7.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile adossé d'une hauteur de 8.28m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur l'entre-sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : SAP2000, socotec, autocad ...etc.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.*
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.*
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.*
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.*
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux..*
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.*

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- HENRY Thonier, conception et calcul des structures de bâtiment Tome1, Edition presses des ponts, 01 /04/1999.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enceins mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

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 2

$\rho = 0.8$

$\frac{y}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Annexe 3

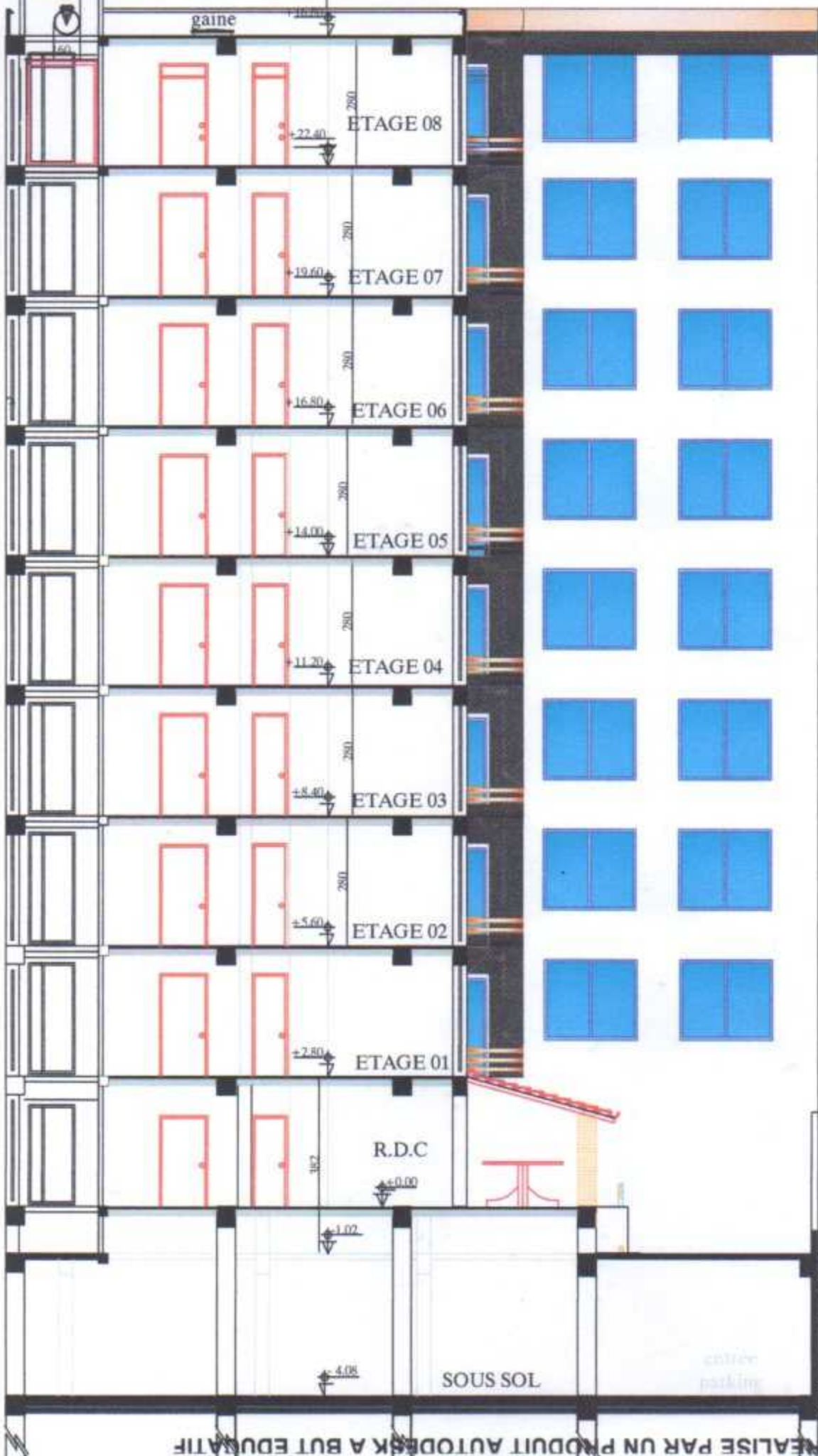
SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

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

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

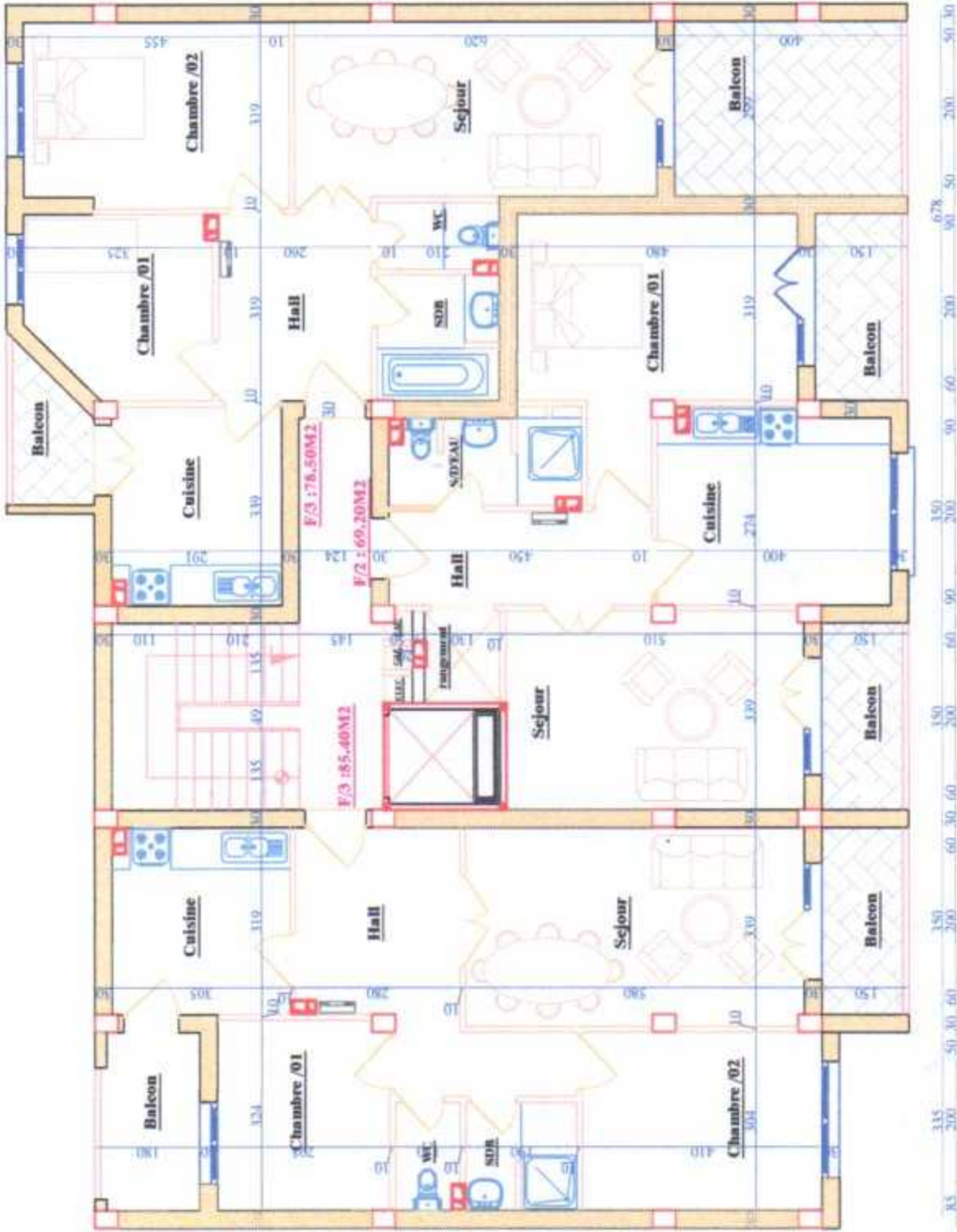
COUPE A-A



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



BLOC B

PLAN ETAGE, 01 & 02

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF