



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+E-SOL) A USAGE MULTIPLE
(COMMERCIAL ET HABITATION)**

Réalisé par :

- **BENCHADI Sabrina.**
- **ZADDI Samira.**

promoteur :

M.ATTAL.R

Membres de jury :

M.A.BOUROUBA

M.B.MEZIANI

Promotion : 2016-2017

Remerciements

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ❖ *Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.*
- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr ATTAL.R. pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Nous faisons également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude et particulièrement M^r.SAIGH et M^{elle}.SALIMA qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*
- ❖ *Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.*
- ❖ *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

À mon très chers frère Mehdi et sa femme Linda.

À ma sœur sonia et son mari Hakim.

À mes sœur lamia et taous.

À mes meilleurs amis en particuliers Abderrehman (Bihman), Abdellah et Lhadi et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

À mon encadreur bien sur : " Mr R.ATTAL" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À tout la promotion de Génie Civil 2017.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

À mes très chers sœurs Nadia, Rahima et Anissa et leur maris.

À ma belle sœur Wassila

À mes très chers frères Madjid et Malek.

À mon fiancé Saddek et ma belle famille.

À toute la famille "BENCHADI".

À mes meilleurs amis en particuliers Bihman, Abdellah et Lhadi et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

À mon encadreur bien sur : " Mr R.ATTAL" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À tout la promotion de Génie Civil 2017.



Notation et symboles :

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{ij}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Table de matière

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités

1. Introduction	1
2. Présentation de l'ouvrage	1
3. Données géotechniques du site.....	1
4. Caractéristiques géométriques	1
5. Caractéristiques des matériaux	2
6. Autres caractéristiques.....	4
7. Les aciers.....	5
8. Les actions et sollicitations.....	6
9. Evaluation des charges et des surcharges.....	8
10. Pré dimensionnement des poteaux	10
11. Voile	16
12. Les poutres	16

Chapitre 2 : Calcul des éléments secondaires

1. Introduction	18
2. Les planchers	18
3. Ferrailage des poutrelles.....	26
4. Etude de la dalle de compression	37
5. Plancher à dalle pleine.....	37
6. Calcul des dalles pleines.....	39
7. Etude de la poutre de chaînage.....	50
8. Etude des escaliers.....	53
9. Etude de la poutre palière	57
10. Etude de l'ascenseur	61
11. Etude de l'acrotère	67

Chapitre 3 : Etude et analyse sismique du bâtiment

1. Introduction	74
2. Modélisation	74
3. Choix de la méthode de calcul.....	75
4. Résultats obtenus.....	78
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	81

Chapitre 4 : Etudes des éléments structuraux

1. Introduction	86
2. Etude des poteaux.....	86
3. Etude des poutres.....	97
4. Etude des voiles.....	105

Chapitre 5 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction	115
2. Combinaison de calcul	115
3. Reconnaissance du sol.....	115
4. Choix du type de fondation	116
5. Ferrailage du radier général.....	120
6. Etude du voile périphérique	129

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

Table des figures

Figure 1.1. <i>Diagramme contraintes déformations.</i>	3
Figure 1.2. <i>Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).</i>	3
Figure 1.3. <i>Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.</i>	4
Figure 1.4. <i>Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier.</i>	6
Figure 1.5. <i>Surfaces afférentes du poteau le plus Sollicité.</i>	11
Figure 1.6. <i>Coupe verticale d'un voile.</i>	16
Figure 2.1. <i>Coupe transversale sur un plancher à corps creux.</i>	19
Figure 2.2. <i>Vue de disposition des poutrelles.</i>	19
Figure 2.3. <i>Schéma statique de la poutrelle.</i>	22
Figure 2.4. <i>Ferraillage de la dalle de compression.</i>	37
Figure 2.5. <i>Plan d des dalles pleines.</i>	38
Figure 2.6. <i>Dalle pleine 2 appui.</i>	39
Figure 2.7. <i>Section de la dalle pleine à ferrailler.</i>	40
Figure 2.8. <i>Schéma de ferraillage de la dalle D4.</i>	42
Figure 2.9. <i>Dalle pleine 3 appui.</i>	43
Figure 2.10. <i>Section de la dalle pleine à ferrailler.</i>	43
Figure 2.11. <i>Schéma de ferraillage de la dalle D3.</i>	46
Figure 2.12. <i>Dalle pleine 4 appui.</i>	46
Figure 2.13. <i>Schéma de ferraillage de la dalle D13.</i>	50
Figure 2.14. <i>Schéma statique de la poutre de chaînage.</i>	50
Figure 2.15. <i>Schéma de ferraillage de la poutre de chaînage.</i>	52
Figure 2.16. <i>Vue en plan et schéma de l'escalier droits à deux volées.</i>	53
Figure 2.17. <i>Dimensionnement d'escalier.</i>	54
Figure 2.18. <i>Schéma statique de l'escalier.</i>	54
Figure 2.19. <i>Section d'escalier à ferrailler</i>	55
Figure 2.20. <i>Schéma de ferraillage de l'escalier.</i>	57
Figure 2.21. <i>Schéma statique de la poutre palière</i>	57
Figure 2.22. <i>Schéma de ferraillage de la poutre palière.</i>	60
Figure 2.23. <i>Schéma statique et concept d'ascenseur.</i>	61
Figure 2.24. <i>Coupe transversale d'ascenseur.</i>	61
Figure 2.25. <i>Schéma représentant la surface d'impact.</i>	62
Figure 2.26. <i>Schéma de ferraillage du local machine.</i>	65
Figure 2.27. <i>Schéma de ferraillage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur</i>	67
Figure 2.28. <i>Modèle de calcul de l'acrotère</i>	67
Figure 2.29. <i>Coupe transversale de l'acrotère</i>	67
Figure 2.30. <i>Section de l'acrotère à ferrailler.</i>	69
Figure 2.31. <i>Section de l'acrotère à ferrailler.</i>	71
Figure 2.32. <i>Schéma de ferraillage de l'acrotère.</i>	73
Figure 3.1. <i>Spectre de réponse.</i>	78
Figure 3.2. <i>Disposition des voiles de contreventement.</i>	78
Figure 3.3. <i>Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).</i>	80
Figure 3.4. <i>Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).</i>	80
Figure 3.5. <i>Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).</i>	81
Figure 4.1. <i>Zone nodale</i>	87
Figure 4.2. <i>Ancrage des armatures transversales</i>	88

Figure 4.3. <i>Section d'un poteau</i>	93
Figure 4.4. <i>Schéma de ferrailage des poteaux du RDC , E. Sol et étage 1</i>	95
Figure 4. 5. <i>Schéma de ferrailage des poteaux des étages 2 et 3</i>	95
Figure 4.6. <i>Schéma de ferrailage des poteaux des étages 4 et 5</i>	96
Figure 4.7. <i>Schéma de ferrailage des poteaux des étages 6 et 7</i>	96
Figure 4.8. <i>Schéma de ferrailage du poteau des étages</i>	96
Figure 4.9. <i>Répartition des moments dans les zones nodales</i>	101
Figure 4.10. <i>Formation de rotules plastique</i>	102
Figure 4.11. <i>Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible</i>	104
Figure 4.12. <i>Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant et terrasse inaccessible</i>	104
Figure 4.13. <i>Schéma de ferrailage de la poutre principale étage courant</i>	104
Figure 4.14. <i>Schéma des contraintes</i>	107
Figure 4.15. <i>Schéma de ferrailage du Voile Vy1 (niveau entresol)</i>	110
Figure 4.16. <i>Voile avec ouverture</i>	111
Figure 4.17. <i>Ferailage du linteau de RDC</i>	114
Figure 5.1. <i>Semelle filante</i>	116
Figure 5.2. <i>Schéma du radier</i>	120
Figure 5.3 <i>Schéma de ferrailage du radier</i>	123
Figure 5.4. <i>Schéma des lignes de rupture une partie du radier de bâtiment</i>	123
Figure 5.5. <i>Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens x-x)</i>	125
Figure 5. 6. <i>Schéma statique de la nervure (sens y-y)</i>	125
Figure 5. 7. <i>Schéma des nervures</i>	126
Figure 5. 8. <i>Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x</i>	128
Figure 5.9. <i>Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y</i>	128
Figure 5.10. <i>Schéma du voile périphérique avec détail de drainage</i>	129
Figure 5.11. <i>Le diagramme des contraintes est trapézoïdal</i>	130
Figure 5.12. <i>Schéma de ferrailage du voile périphérique</i>	133
Figure 5.13. <i>Coupe transversale du voile périphérique avec détail de drainage</i>	133

Table des tableaux

Tableau 1.1. <i>Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux</i>	8
Tableau 1.2. <i>Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux</i>	8
Tableau 1.3. <i>Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible dalles pleines</i>	8
Tableau 1.4. <i>Évaluation des charges revenant aux dalles pleines</i>	9
Tableau 1.5. <i>Évaluation des charges revenant au mur double cloison</i>	9
Tableau 1.6. <i>Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine</i>	9
Tableau 1.7. <i>Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine</i>	10
Tableau 1.8. <i>Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres</i>	10
Tableau 1.9. <i>Résultats de la descente de charge du poteau</i>	12
Tableau 1.10. <i>Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux</i>	13
Tableau 1.11. <i>Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux</i>	15
Tableau 2.1. <i>Les différents types de poutrelles dans le plancher</i>	21
Tableau 2.2. <i>Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles</i>	21
Tableau 2.3. <i>Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions</i>	22
Tableau 2.4. <i>Les différents moments en travée dans la poutrelle type 3</i>	24
Tableau 2.5. <i>Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC</i>	25
Tableau 2.6. <i>Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du premier étage</i>	25
Tableau 2.7. <i>Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de 2 à 7 ème étages</i>	25
Tableau 2.8. <i>Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 8 ème étage</i>	25
Tableau 2.9. <i>Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du (Terrasse inaccessible)</i>	26
Tableau 2.10. <i>Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles</i>	26
Tableau 2.11. <i>Calcul du ferrailage à l'ELU des différents types des étages courant</i>	32
Tableau 2.12. <i>Calcul du ferrailage à l'ELU des différents types de terrasse inaccessible</i>	34
Tableau 2.13. <i>Vérifications nécessaires à l'ELU</i>	34
Tableau 2.14. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	34
Tableau 2.15. <i>Vérifications de la flèche à l'ELS</i>	35
Tableau 2.16. <i>Données de quelque type de dalle pleine</i>	39
Tableau 2.17. <i>Ferrailage de dalles sur 2 appuis</i>	40
Tableau 2.18. <i>Vérification des états limitent de compression du béton</i>	41
Tableau 2.19. <i>Vérification des états limite d'ouverture des fissures</i>	42
Tableau 2.20. <i>Ferrailage de dalles sur 3 appuis</i>	44
Tableau 2.21. <i>Vérification des états limitent de compression du béton</i>	45
Tableau 2.22. <i>Vérification des états limite d'ouverture des fissures</i>	45
Tableau 2.23. <i>Ferrailage de dalles sur 4 appuis</i>	47
Tableau 2.24. <i>Vérification des états limites de compression du béton</i>	48
Tableau 2.25. <i>Vérification des états limite d'ouverture des fissures</i>	49
Tableau 2.26. <i>Moments et ferrailages correspondant</i>	51
Tableau 2.27. <i>Vérification des contraintes</i>	52
Tableau 2.28. <i>Vérification de la flèche</i>	54
Tableau 2.29. <i>Sollicitations dans l'escalier</i>	55
Tableau 2.30. <i>Ferrailage de l'escalier</i>	55
Tableau 2.31. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	56
Tableau 2.32. <i>Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)</i>	58
Tableau 2.33. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	60

Tableau 2.34. Ferrailage de la dalle de la machine.....	63
Tableau 2.35. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	65
Tableau 2.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	66
Tableau 2.37. Vérifications des contraintes.....	66
Tableau 2.38. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	68
Tableau 3.1. Valeurs des pénalités.....	76
Tableau 3.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	79
Tableau 3.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	82
Tableau 3.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	82
Tableau 3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	82
Tableau 3.6. Vérifications des déplacements de niveaux.....	83
Tableau 3.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	84
Tableau 3.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	84
Tableau 3.9. Dimensions finales des éléments structuraux.....	85
Tableau 4.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	87
Tableau 4. 2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	88
Tableau 4. 3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	90
Tableau 4. 4. Ferrailage transversales des poteaux.....	91
Tableau 4. 5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	92
Tableau 4. 6. Vérification des contraintes dans le béton.....	93
Tableau 4. 7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	94
Tableau 4.8. Dimensions de la zone nodale.....	94
Tableau 4.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	98
Tableau 4.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm ²	98
Tableau 4. 11. Vérification des contraintes tangentielles.....	100
Tableau 4. 12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	100
Tableau 4. 13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	101
Tableau 4. 14. Moments résistants dans les poteaux.....	102
Tableau 4. 15. Moments résistants dans les poutres principales.....	103
Tableau 4.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	103
Tableau 4.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	103
Tableau 4.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	103
Tableau 4.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à Y-Y'.....	106
Tableau 4.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	109
Tableau 4. 21. Sollicitations et ferrailage du trumeau.....	111
Tableau 4.22. Les armatures diagonales.....	113
Tableau 4.23. Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau.....	113
Tableau 5.1. Effort normal donné par la structure.....	120
Tableau 5.2. Section d'armateur du radier.....	121
Tableau 5.3. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	122
Tableau 5.4. Section d'armateur du radier à l'ELU.....	122
Tableau 5.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	122
Tableau 5.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	125
Tableau 5.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	126
Tableau 5.8. Résultats de ferrailage des nervures.....	126
Tableau 5.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	127
Tableau 5.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	127
Tableau 5.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	128
Tableau 5.12. Ferrailage des voiles périphérique.....	131
Tableau 5.13. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	132
Tableau 5.14. révérification des contraintes à l'ELS.....	132

INTRODUCTION

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec entre sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de 5 chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier) et un pré dimensionnement des éléments structuraux. a ensuite été fait au deuxième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au troisième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel SAP200 V19 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. au quatrième chapitre on a dimensionné les éléments principaux. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

Chapitre 01 Généralité

1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8+ Entresol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ Entresol à usage commercial.
- ✓ RDC à usage commercial et d'habitation type F3.
- ✓ Du premier étage au huitième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 3 logements de type F3).
- ✓ une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

3. Données géotechniques du site

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LABORATOIRE ET ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION, situé à IGHIL OUAZZOUG, Bejaia. Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du règlement [7].
- La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas **60cm** d'épaisseur.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,1\text{bars}$.
- L'ancrage minimal des fondations : **D=1.8 m**.

4. Caractéristiques géométriques

La structure présente une forme de (L) dont les dimensions sont :

$$L_x = 23,55 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 21,15 \text{ m}$$

Hauteur totale (acrotère non compris).....30,6 m

Hauteur du rez-de-chaussée.....03,06 m

Hauteur de l'entresol.....03,06 m

Hauteur des étages courants03,06 m

5. Caractéristiques des matériaux

5.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

5.1.1. Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).
- Il est influencé par les grandeurs suivantes :
- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- Le Cure du béton.

5.1.2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : [4] (*Art, A.2.1.1.1*).

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Lorsque : $j \geq 60$ On utilise la relation : $\begin{cases} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$

5.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad [4] \text{ (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

5.1.4. Diagramme contraintes déformations

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

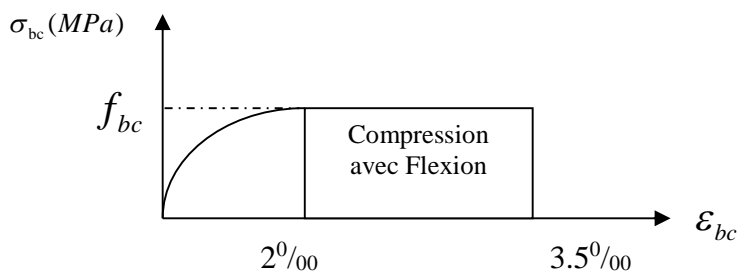


Figure 1.1. Diagramme contraintes déformations.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2‰ < \epsilon_{bc} < 3.5‰) ; f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [4] \quad (\text{Article A.4.3.4.1}).$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
- $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

5.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton

a) Etat limite ultime (ELU)

1) La contrainte limite de compression à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [1] \quad (\text{Article A.4.3}).$$

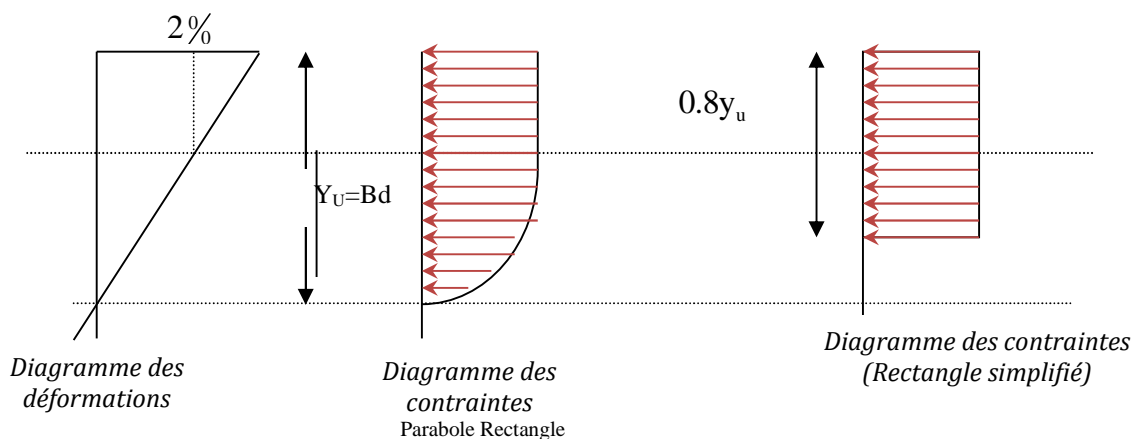


Figure 1.2. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{MPa}$.

b) Etat limite de service (ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad [4] \text{ (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

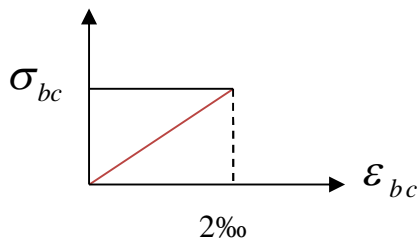


Figure 1.3. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

6. Autres caractéristiques

• Module de déformation longitudinale du béton

A court terme

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad [4] \text{ (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ $\rightarrow E_{ij} = 3214.2 \text{MPa}$.

A long terme

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vi}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad [4] \text{ (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ $\rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{MPa}$.

- **Coefficient de poisson**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

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

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

7. Les aciers

7.1. Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon [7] (Art.7.2.2) de les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

7.2. Nuances des aciers utilisés

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec $\emptyset 6$

7.3. Contraintes de calcul aux états limites

a) Etat limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \end{cases} \quad \text{Avec : } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s.$$

$$\text{Tell que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle.} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif.} \\ E_s = 2 \times 10^2 \text{ MPa Module d'élasticité longitudinale de l'acier.} \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas : } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations CBA (A .2.2.2).

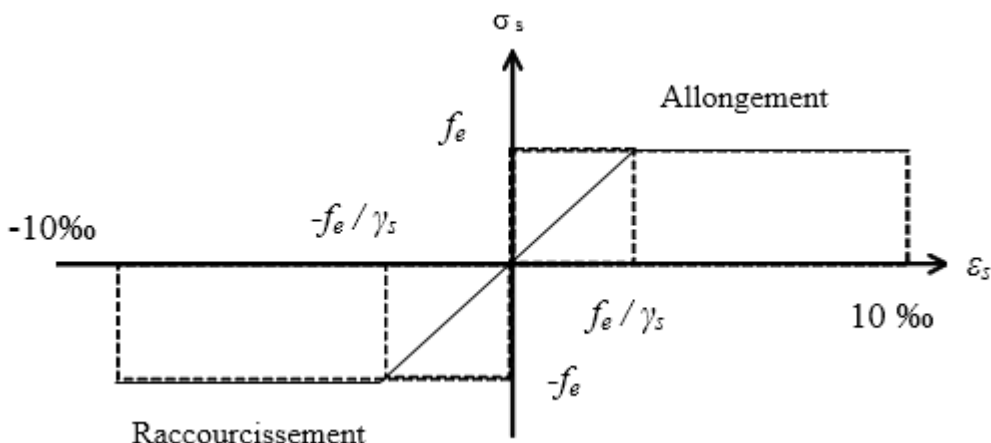


Figure 1.4. Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier.

c) Etat limite de service (ELS) : Selon [3]

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min [(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2}]$ [4] (A.4.5.3.3).

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2}] \quad [4] \quad (A4.5.3.4).$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

8. Les actions et sollicitations

8.1. Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- ✓ Poids propres des éléments de construction.
- ✓ Le poids de revêtement et cloisons.
- ✓ Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q_i)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA)

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

- ✓ Séisme.
- ✓ Chocs de véhicules routiers.
- ✓ Explosion.
- ✓ Vent.

8.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

8.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- ✓ Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.

9. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau 1.1. *Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux*

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.01	0.2
2	Mortier de pose	20	0.01	0.2
3	Lit de sable	18	0.01	0.18
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.3
5	Cloisons	10	0,1	1
6	Enduit de plâtre	/	/	0,15
7	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5,3
Q étages courant				1,5

Tableau 1.2. *Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Étanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.05	1.1
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.3
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de plâtre	/	/	0.15
7	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,75
charge d'exploitation Q				1

Tableau 1.3. *Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible dalles pleines.*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,14	3,5
2	Carrelage	20	0,01	0,2
3	Mortier de pose	20	0,01	0,2
4	Lit de sable	18	0,01	0,18
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5,35
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau 1.4. *Évaluation des charges revenant aux dalles pleines*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,01	0,2
3	Mortier de pose	20	0,01	0,2
4	Lit de sable	18	0,01	0,18
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				4.85
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau 1.5. *Évaluation des charges revenant au mur double cloison*

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	9	0.15	1.35
3	Lame d'aire	/	0.05	/
4	Brique creuses	9	0.1	0.9
5	Enduit de plâtre	/	/	0.15
Charge permanent G				2,8

Tableau 1.6. *Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15/cos(α)	4,88
2	Carrelage	Horizontal	0.01	0.2
		Vertical	0.01	0.2
3	Mortier de pose	Horizontal	0.01	0.2
		Vertical	0.01	0.2
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(α)	0,31
5	poids des marches	22	h/2	1,87
6	Garde de corps	/	/	0,1
Charge permanent G				7,96
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau 1.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0.17	4.25
2	Carrelage	22	0.02	0.44
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.03	0.54
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5,9
charge d'exploitation Q				2,5

10. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Tableau 1.8. Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	Poids propres ($\gamma_c \times b \times h \times H_e$)
Entresol	50×50	19,125
RDC		19,125
Etages 1	45 × 50	17,2125
Etages 2	45 × 45	15,49125
Etages 3	40 × 45	13,77
Etages 4	40 × 40	12,24
Etages 5	35 × 40	10,71
Etages 6	35 × 35	9,371
Etages 7	30 × 35	8,0325
Etages 8	30 × 30	6,885

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H_e : 3,06 m (hauteur du poteau pour tous les étages).

10.1. Surfaces afférentes

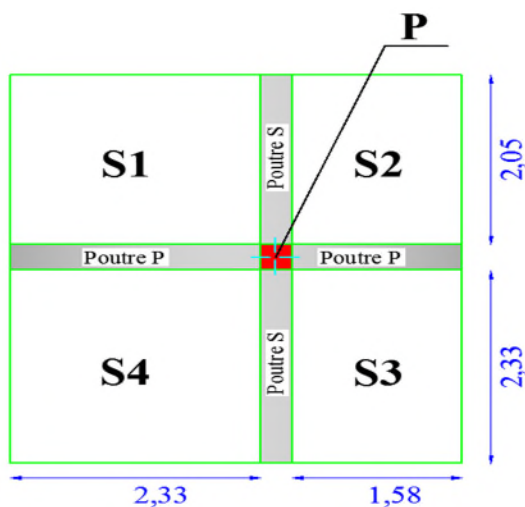


Figure 1.5. Surfaces afférentes du poteau le plus Sollicité.

$$\begin{cases} S1 = 4,78 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,24 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,68 \text{ m}^2 \\ S4 = 5,43 \text{ m}^2 \end{cases} \quad S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 17,13 \text{ m}^2$$

- Les longueurs des poutres sont données par :

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,91 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,38 \text{ m} \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp} \quad \Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,4 * 3,91 = 11,73 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,4 * 4,38 = 13,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{\text{poutres}} = 24,87 \text{ KN}$$

10.2. Les charges transmises au poteau le plus sollicité

- Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit:

$$G_{\text{terrasse inac}} = Gc.c \times Sc.c = 5,6 \times 17,13 = 95,928 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = Gc.c \times Sc.c = 5,9 \times 17,13 = 101,067 \text{ KN}$$

- Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suit:

$$Q_{\text{terrasse inac}} = 1 \times 17,13 = 17,13 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1,5 \times 17,13 = 25,695 \text{ KN}$$

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

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

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

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

Tableau 1.9. Résultats de la descente de charge du poteau.

Étages	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	plancher	98,4975	17,13
	poutres	24,87	
	poteaux	6,885	
	Somme	130,25	
étage 7	venant de 8	130,25	42,825
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	8,0325	
Somme	253,94	42,825	
étage 6	venant de 7	253,94	65,9505
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	9,371	
Somme	378,97	65,9505	
étage 5	venant de 6	378,97	86,5065
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	10,71	
Somme	505,34	86,5065	
étage 4	venant de 5	505,34	104,493
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	12,24	
Somme	633,24	104,493	
étage 3	venant de 4	633,24	119,91
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	13,77	
Somme	762,671	119,91	
étage 2	venant de 3	762,671	132,758
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	15,49125	
Somme	893,821	132,758	
étage 1	venant de 2	893,821	144,834
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	17,2125	
Somme	1026,7	144,834	

RDC	venant de 1	1026,7	158,35
	plancher	90,789	
	poutres	24,87	
	poteaux	19,125	
	Somme	1161,47	158,35
	G = 1161,47KN		Q = 158,35
N_u' = 1805,52 KN			

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

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le [4] (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique est deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 15%.

$$N_u = 1,15 N_u' = 1,15 \times 1805,52$$

$$N_u = 2076,35 \text{ KN.}$$

10.3. Vérifications à faire

➤ Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

❖ Vérification du poteau du dernier niveau (30*30) cm²

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{201,536 \times 1,15 \times 10^{-3}}{14,16}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,01636 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or pour le poteau du dernier niveau $B = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,09 \text{ m}^2 \geq 0,01611 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau 1.10. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etage	Nu'(KN)	Nu(KN)	(B ≥ B _{calculé})		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
8	201,536	231,766	0,09	0,01636	Vérifiée
7	407,062	468,121	0,105	0,03304	Vérifiée
6	610,541	702,122	0,1225	0,04956	Vérifiée

5	811,973	933,769	0,14	0,06591	Vérifiée
4	1011,62	1163,36	0,16	0,08212	Vérifiée
3	1209,47	1390,89	0,18	0,09818	Vérifiée
2	1405,8	1616,66	0,2025	0,11412	Vérifiée
1	1603,29	1843,78	0,225	0,13015	Vérifiée
RDC	1805,52	2076,35	0,25	0,14657	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement**

D’après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)cm^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)
- A_s : section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l’acier.
- $f_e = 400$ MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$\lambda = l_f / i$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d’étage – hauteur de la poutre principale)

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

$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$: rayon de giration

Exemple de calcul

❖ **Vérification du poteau à la base RDC (50×50)**

On a : $L_0 = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,862 \text{ m}$

$i = \sqrt{\frac{0,50^2}{12}} = 0,144338 \text{ m}$

Ce qui donne : $\lambda = 1,862/0,144338 = 12,90031 < 50$

donc $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} = 0,827516$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,2304\text{m}^2 > 0,114068 \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 1.11. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br ^{calc}	
8	231,7663	0,086603	21,50052	0,79035	0,0784	0,013331	Vérifiée
7	468,1212	0,101036	18,42902	0,805344	0,0924	0,026425	Vérifiée
6	702,1221	0,101036	18,42902	0,805344	0,1089	0,039634	Vérifiée
5	933,7691	0,11547	16,12539	0,815384	0,1254	0,052062	Vérifiée
4	1163,359	0,11547	16,12539	0,815384	0,1444	0,064862	Vérifiée
3	1390,892	0,129904	14,33368	0,822413	0,1634	0,076885	Vérifiée
2	1616,665	0,129904	14,33368	0,822413	0,1849	0,089366	Vérifiée
1	1843,78	0,144338	12,90031	0,827516	0,2064	0,101292	Vérifiée
RDC	2076,346	0,144338	12,90031	0,827516	0,2304	0,114068	Vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

11. Voile

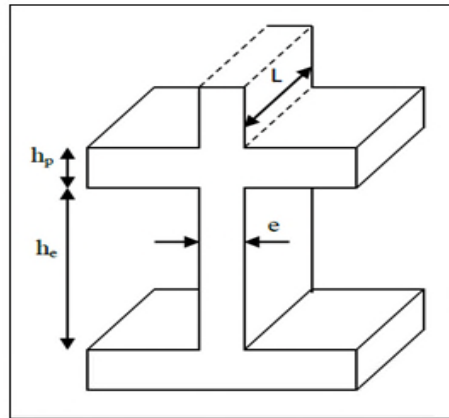


Figure 1.6. Coupe verticale d'un voile.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$ (1).
- $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$(3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 40 = \mathbf{266 \text{ cm}}$$

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq 266 / 20 = \mathbf{13.3 \text{ cm}}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 15 \text{ cm}$** .

12. Les poutres

12.1 Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le [3] le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$L_x / 15 < h < L_x / 10$$

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$)

$$\text{D'où: } 31 \text{ cm} < h < 46.5 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 40 \text{ cm}$** .

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm.}} \text{ forfaitairement}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

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

12.2: les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 495 - 30 = 465\text{ cm}$)

$L_{\max} = 465\text{cm}$, $31\text{cm} < h < 46.5\text{cm}$.

On prend: **$h = 40\text{ cm}$** .

$b = 30\text{ cm}$. forfaitairement

-La suite de calcul même pour les étages courant :

Étage	Poutre	L_{\max}	B	h	Vérification de RPA
RDC	PP	410	30	40	✓
	PS	375	30	40	✓
1^{er} au 8^{ème} étage	PP	465	30	40	✓
	PS	465	30	40	✓

Chapitre 02 Calcul des éléments secondaire

1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers corps, plancher dalle plein, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur ([3], [4], [7]...).

2. Les planchers

Pour tout construction le plancher est un structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements).

Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations

Dans ce projet nous traitons d'abord le plancher à corps creux et ensuite le plancher à dalle plein.

2.1. Plancher à corps creux

Ce plancher sera constitué de corps creux (sans rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle (ce sont les éléments résistants du plancher), d'une dalle de compression (dalle en béton armé, de hauteur varie de 4 à 6 cm), et le treillis soudée.

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad [4].$$

Avec :

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

ht : Hauteur totale du plancher.

- **Planchers pour tous les étages :**

$$L_{\max} = (495 - 40) = 465 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{465}{22.5} = 20,66 \text{ cm} .$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($ht=20+4$) = **24cm**.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 20\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 4\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

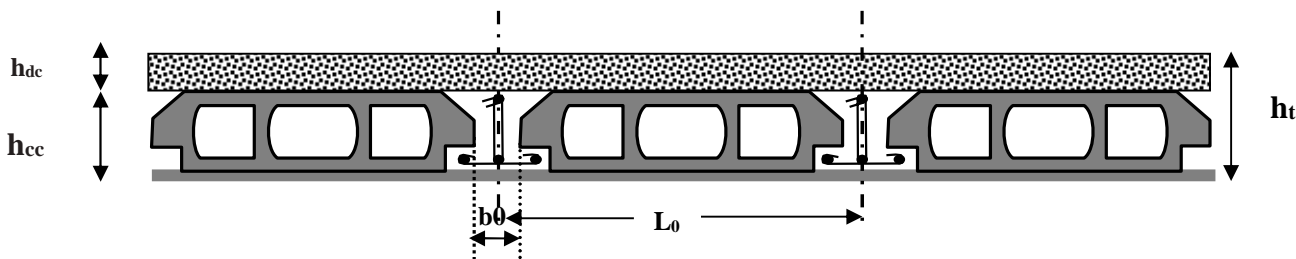


Figure 2.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

2.1.2. Les poutrelles

➤ Définition

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

➤ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (figure.2.2).

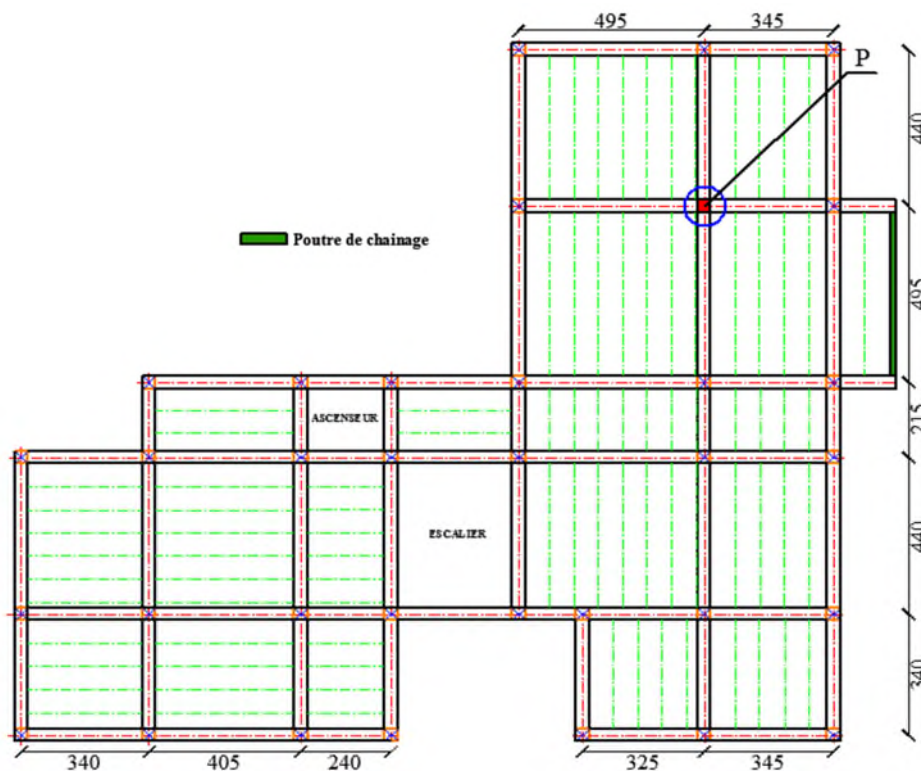


Figure 2.2. Vue de disposition des poutrelles.

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

$$b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2}, \frac{185}{10} \right) = 18.5 \text{ cm.}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 18.5 + 10 = 47 \text{ cm}$$

Soit : $b_{\text{eff}} = 47 \text{ cm.}$

2.1.3. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ Méthode de Caquot

✓ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Comme la condition suivante $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfaite dans les portées successives, on utilisera la méthode de Caquot minoré.

✓ Application de la méthode

Moment en travée

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

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

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l, \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

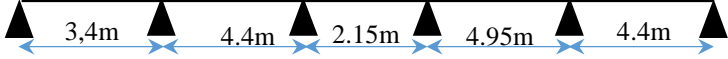


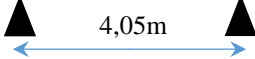
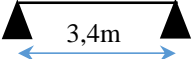
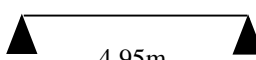
Remarque

Dans la méthode de **Caquot minorée**, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

✓ **Types de poutrelles**

On distingue 6 types de poutrelles dans notre plancher :

Tableau 2.1. Les différents types de poutrelles dans le plancher.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

✓ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau 2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1, 2 et 3	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 4, 5 et 6	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

✓ Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

$$\text{A l'ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) * l_0$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = (G + Q) * l_0 = 0.65\text{m}$$

Tableau 2.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
				q _u (KN/ml)	q _u ' (KN/ml)	q _s (KN/ml)	q _s ' (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	5.75	3.83	1	6.021	4.339	4.388	3.142
Etage courant	5.3	3.53	1.5	6.113	4.563	4.42	3.272

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, le premier sur la méthode de Caquot minorée de (type 3) du plancher étage courant.

2.1.4. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 3 plancher courant)

✓ Schéma statique

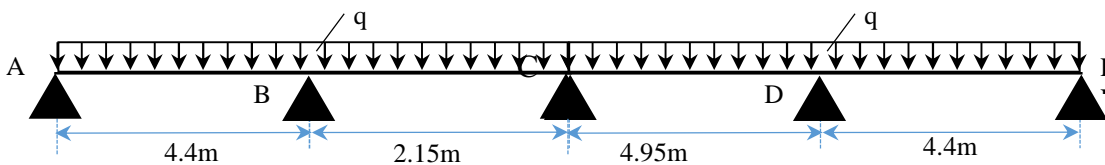


Figure 2.3. Schéma statique de la poutrelle.

✓ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

Calcul des moments

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.4}{2.15} = 2.04 \notin [0,8 ; 1,25]$$

✓ Moments aux appuis

✓ Appui de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le BAEL nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis. ces aciers sont calculée à partir d'un moment égal :

$$M_A = M_E = -0,15 \max(M_{0_{AB}} ; M_{0_{DE}})$$

$$\text{Avec : } M_{0DE} = M_{0AB} = \begin{cases} ELU: 11.04 \text{ KN.m} \\ ELS: 7.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui de rives intermédiaires

Appui B :

$$\text{Calcul des longueurs fictives ; } \begin{cases} L'_{AB} = L_{AB} = 4.4m \\ L'_{BC1} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 2.15 = 1.72m \\ L_{DE} = L_{DE} = 4.4m \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4.563 \times (1.72^3 + 4.4^3)}{8,5 \times (1.72 + 4.4)} \\ ELS: -\frac{3.272 \times (1.72^3 + 4.4^3)}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} \end{cases} \Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: -7.918 \text{ KN.m} \\ ELS: -5.678 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui C :

$$L'_{CD} = 0.8 * 4.95 = 3.96m$$

$$\text{Calcul des longueurs fictives ; } L'_{BC1} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 2.15 = 1.72m$$

$$M_C = \begin{cases} ELU: -\frac{4.563 \times (1.72^3 + 3.96^3)}{8,5 \times (1.72 + 3.96)} \\ ELS: -\frac{3.272 \times (1.72^3 + 3.96^3)}{8,5 \times (1,75 + 3,96)} \end{cases} \Rightarrow M_C = \begin{cases} ELU: -6.35 \text{ KN.m} \\ ELS: -4.553 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui D :

$$L'_{CD} = 0.8 * 4.95 = 3.96m$$

$$\text{Calcul des longueurs fictives ; } L_{DE} = 4.4m$$

$$M_D = \begin{cases} ELU: -\frac{4.563 \times (3.96^3 + 4.4^3)}{8,5 \times (3.96 + 4.4)} \\ ELS: -\frac{3.272 \times (3.96^3 + 4.4^3)}{8,5 \times (3.96 + 4.4)} \end{cases} \Rightarrow M_D = \begin{cases} ELU: -9.458 \text{ KN.m} \\ ELS: -6.782 \text{ KN.m} \end{cases}$$

NB : les moments aux appuis sont négatifs, mais pour le calcul de M_t par la méthode de Caquot on les remplace par leurs signes.

Moments en travées

Ici on reprend la totalité de la charge G.

Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4.4}{2} - \frac{7.918}{6.113 \times 4.4} = 1.906 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 2.38 q = \begin{cases} ELU: 14.53 \text{ KN.m} \\ ELS: 10.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU : 14.53 - 7.918 \left(\frac{1.906}{4.4}\right) = 11.099 \text{ KN.m} \\ ELS : 10.52 - 5.678 \left(\frac{1.906}{4.4}\right) = 8.046 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 2.4. Les différents moments en travée dans la poutrelle type 3.

Travée BC	Travée CD	Travée DE
$x_0 = 1.194 \text{ m.}$	$x_0 = 2.372 \text{ m.}$	$x_0 = 2.552 \text{ m.}$
$M_0(x_0) = \begin{cases} ELU: 3.49 \text{ KN.m} \\ ELS: 2.51 \text{ KN.m} \end{cases}$	$M_0(x_0) = \begin{cases} ELU: 18.69 \text{ KN.m} \\ ELS: 13.481 \text{ KN.m} \end{cases}$	$M_0(x_0) = \begin{cases} ELU: 14.41 \text{ KN.m} \\ ELS: 10.43 \text{ KN.m} \end{cases}$
$M_t = \begin{cases} ELU: = -3.558 \text{ KN.m} \\ ELS: = -2.531 \text{ KN.m} \end{cases}$	$M_t = \begin{cases} ELU: = 10.851 \text{ KN.m} \\ ELS: = 7.893 \text{ KN.m} \end{cases}$	$M_t = \begin{cases} ELU: = 10.442 \text{ KN.m} \\ ELS: = 7.574 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$\text{on a : } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6.113 \times 4.4}{2} - \frac{7.918}{4.4} = 11.649 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6.113 \times 4.4}{2} - \frac{7.918}{4.4} = -15.248 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = 7.29 \text{ KN} \\ V_C = -5.84 \text{ KN} \end{cases}, \text{ Travée CD: } \begin{cases} V_C = 14.502 \text{ KN} \\ V_D = -15.758 \text{ KN} \end{cases}, \text{ Travée DE: } \begin{cases} V_D = 15.598 \text{ KN} \\ V_E = -11.299 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau 2.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T2	-0.99	-5.927	7.303	12.718	-0.71	-4.25	5.312
T4	-1.88	/	12.534	12.379	-1.36	/	9.062
T5	-1.32	/	8.833	10.392	-0.95	/	6.387

Tableau 2.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du premier étage.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.66	-9.458	10.851	15.758	-1.19	6.782	7.893
T3	-1.66	9.458	11.099	15.758	-1.19	6.782	8.046
T2	-0.99	-5.927	7.303	12.718	-0.71	-4.25	5.312
T4	-1.88	/	12.534	12.379	-1.36	/	9.062
T5	-1.32	/	8.833	10.392	-0.95	/	6.387

Tableau 2.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de 2 à 7 eme étages.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.66	-9.458	10.851	15.758	-1.19	-6.782	7.893
T3	-1.66	9.458	11.099	15.758	-1.19	6.782	8.046
T2	-0.99	-5.927	7.303	12.718	-0.71	-4.25	5.312
T4	-1.88	/	12.534	12.379	-1.36	/	9.062
T5	-1.32	/	8.833	10.392	-0.95	/	6.387
T6	-2.81	/	18.723	15.13	-2.03	/	13.538

Tableau 2.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 8 ème étage.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.66	-9.458	10.851	15.758	-1.19	-6.782	7.893
T2	-0.99	-5.927	7.303	12.718	-0.71	-4.25	5.312
T3	-1.66	9.458	11.099	15.758	-1.19	6.782	8.046
T5	-1.32	/	8.833	10.392	-0.95	/	6.387
T6	-2.81	/	18.723	15.13	-2.03	/	13.538

Tableau 2.9. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du (Terrasse inaccessible)

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.99	-8.993	10.955	15.499	-1.44	-6.512	8.019
T2	-0.94	-5.636	7.371	12.515	-0.68	-4.081	5.395
T3	-1.57	-8.993	11.049	-15.499	-1.14	-6.512	8.068
T5	-1.305	/	8.7	10.236	-0.95	/	6.341
T6	-2.76	/	18.441	14.902	-2.016	/	13.44

3. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 4 groupes de ferrailage :

Tableau 2.10. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC	-1.88	/	12.534	12.379	-1.36	/	9.062
Etage courant	-1.88	/	12.534	12.379	-1.36	/	9.062
Terrasse IN	-1.57	-8.993	11.049	-15.499	-1.14	-6.512	8.068
Type 6	-2.81	/	18.723	15.13	-2.031	/	13.538

• Exemple de calcul (type 3 étages courant)

Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 11.099 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -9.458 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.66 \text{ KN.m} \\ V = 15.284 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 8.046 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6.782 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65\text{cm}$.

Données : $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$

➤ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu}

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,16 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,074 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,011099 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,011099}{14,16 \times 0,65 \times 0,22^2} = 0,025 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022} \right] = 0,0315$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0315) = 0,21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,011099}{0,21 \times 348} = 1,47 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,47 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,72 \text{ cm}^2 > A_t = 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{9,458 \times 10^{-3}}{14,16 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,138 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,138 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,186 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{\text{inter}} = 1,33 \text{ cm}^2$$

❖ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{rive}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,66 \times 10^{-3}}{14,16 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,024 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.030 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,217m \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,66 \times 10^{-3}}{0,217 \times 348} = 0,22cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,265 cm^2$$

$$A_a^{min} = 0,265 cm^2 < A_a^{inter} = 1,33.....Condition vérifiée$$

✓ **Choix des barres**

En travée :A = 1.47cm² → soit 3HA10 = 2.36 cm²

En appui intermédiaire :A = 1,33 cm² → soit 2HA10 = 1,57 cm²

En appui de rive :A = 0,22cm² → soit 1HA10 = 0,79 cm²

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10mm; 6.85mm; 10mm)$$

On prend $\phi_t = 6mm$

$$D'où, A_t = 2\phi_6 = 0,57 cm^2$$

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 15.758 \times \frac{10^{-3}}{0,1 \times 0,22} = 0,72 MPa$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3,33 MPa$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) St \leq \min(0,9d; 40 cm) \Rightarrow St \leq 19.8 cm$$

$$2) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 cm$$

$$3) St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 202.66cm$$

D'où, **St = 15 cm**

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

✓ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 15.758 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,453 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3HA10 + 1HA10 \quad 3.15 \text{ cm}^2 > 0,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$

✓ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(15.758 \times 10^{-3} - \frac{9.458 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.36 + 1.57 = 3.93$$

$A_l = 3.93 > -0.92 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire,

Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0,9d ; (30 - 4) \text{ cm}) = 19.8$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 15.758 \text{ KN} < 132,165 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0.841 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Etat limite de compression de béton (Vérification des contraintes)
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

Etat limite de compression de béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

En travée

- ✓ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -117.02 \text{ cm}^3 < 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la nervure la vérification des contraintes se fera comme une section en T

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

✓ **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15 A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 A d] = 0$$

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 2,36] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 22] = 0$$

$$5y^2 + 255.4y - 1218,8 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne **y = 4,38cm**

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 4,38^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,38 - 4)^3 + 15 \times 2,36 \times (22 - 4,38)^2 \Rightarrow I = 12811 \text{ cm}^4$$

I = 12811cm⁴

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.046 \times 10^{-3}}{10131 \times 10^{-8}} \times 4.38 \times 10^{-2}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.751 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -343.9 < 0$$

\Rightarrow calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 23,55 y - 518.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 104.48 \Rightarrow y = 3.64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (3.64)^3}{3} + 15 \times 1,57(22 - 3.64)^2$$

I = 8983 cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{-6.782 \times 10^{-3}}{8983 \times 10^{-8}} \times 3.64 \times 10^{-2}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.753 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la flèche**

✓ **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$l = 4,4m$; $M_{0s} = 10.69 \text{ KN.m}$; $M_{ts} = 8.046 \text{ KN.m}$;

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=24 \text{ cm} > 22.07 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$3) L = 4.4 < 8 \text{ m}$$

or $A=2.36\text{cm}^2 > 1.98\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5\text{m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4.4}{500} = 8.8 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le [2] en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots [2]$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 8.34 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 6.76 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 10.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} j = G_{plancher} + G^{cloison} = 3.3 + 1 = 4.3 \text{ KN/m}^2 \\ g = G_{plancher} + G_{cloison} + G_{revetement} \\ g = 3.3 + 1 + (0.44 + 0.4 + 0.54 + 0.15 + 0.27 = 5.3 \text{ KN/m}^2) \\ p = G_{totale} + Q_{totale} = 5.3 + 1.5 = 6.8 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients λ, μ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le [2] pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3.98 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.592 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 22} = 1.07 \%$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 172.06 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 139.46 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 220.54 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 7414 \text{ cm}^4 \\ y = 3.57 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_g &= \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.61 \\ \mu_j &= \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.55 \\ \mu_p &= \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.68 \end{aligned} \right.$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$v = 0.0827 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 30474.62 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\left\{ \begin{aligned} I_{f_{gi}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9779.47 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10511.78 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 9044.38 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 17006.61 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right. ; \left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 8.8 \text{ mm} \\ f_{ji} &= M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3.8 \text{ mm} \\ f_{pi} &= M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 7.1 \text{ mm} \\ f_{gi} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5.1 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 3 de l'étage courant), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.11. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents types des étages courant.

Types	Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α 10 ⁻²	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Type 1	Travée	10.851	0.024	3.08	21.7	1.43	1.72	3HA10=2.36
	Appui Inter	9.458	0.138	18.6	20.3	1.33	0.26	2HA10=1.57
	appui de rive	1.66	0.024	3.06	21.7	0.21	/	1HA10=0.79
Type 2	Travée	7.303	0.016	2.06	21.8	0.96	1.72	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	5.927	0.086	11.3	21	0.81	0.26	2HA10=1.57
	appui de rive	0.99	0.0144	1.81	21.8	0.13	/	1HA10=0.79
Type 3	Travée	11.099	0.025	3.15	21.7	1.47	1.72	3HA10=2.36
	Appui Inter	9.458	0.138	18.6	20.3	1.33	0.26	2HA10=1.57
	appui de rive	1.66	0.024	3.06	21.7	0.22	/	1HA10=0.79

Type 4	Travée	12.534	0.028	3.56	21.68	1.66	1.72	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	/	/	/	/	/	/	/
	appui de rive	1.88	0.027	3.47	21.69	0.24	/	1HA10=0.79
Type 5	Travée	8.833	0.0198	2.5	21.7	1.16	1.72	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	/	/	/	/	/	/	/
	appui de rive	1.32	0.019	2.43	21.78	0.174	/	1HA10=0.79
Type 6	Travée	18.723	0.042	5.36	21.5	2.50	1.72	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Inter	/	/	/	/	/	/	/
	appui de rive	2.81	0.041	5.2	21.5	0.37	0.26	1HA10=0.79

Tableau 2.12. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents types de terrasse inaccessible.

Types	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10^{-2}	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Type 1	Travée	10.955	0.024	3.11	21.7	1.45	1.72	3HA10=2.36
	Appui Inter	8.993	0.13	17.6	20.4	1.26	0.26	2HA10=1.57
	appui de rive	1.57	0.089	11.69	20.9	0.84	/	1HA10=0.79
Type 2	Travée	6.111	0.0137	1.72	21.8	0.8	1.72	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	5.636	0.082	10.7	21.05	0.760	0.26	2HA8=1.01
	appui de rive	0.94	0.0137	1.72	21.8	0.12	/	1HA10=0.79
Type 3	Travée	11.049	0.024	3.1	21.7	1.46	1.72	3HA10=2.36
	Appui Inter	8.993	0.13	17.6	20.4	1.26	0.26	2HA10=1,57
	appui de rive	1.57	0.022	2.89	21.7	0.2	/	1HA10=0.79
Type 4	Travée	7.371	0.016	2.08	21.8	0.97	1.72	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	5.636	0.082	10.74	21.05	0.77	0.26	2HA8=1.01
	appui de rive	0.94	0.0137	1.72	21.8	0.12	/	1HA10=0.79
Type 5	Travée	8.7	0.019	2.46	21.7	1.15	1.72	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	/	/	/	/	/	/	/
	appui de rive	1.305	0.019	2.4	21.7	0.17	/	1HA10=0.79

Type 6	Travée	18.441	0.041	5.28	21.5	2.46	1.72	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Inter	/	/	/	/	/	/	/
	appui de rive	2.77	0.040	5.15	21.5	0.37	/	1HA10=0.79

Remarque

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau 2.13. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
TYPE 6	0.68 < 3,33	3.84 > 0.43	/	15.13 < 132.165	0.808 < 3,33
RDC	0.57 < 3,33	2.59 > 0.365	2.81 > 0.49	12.718 < 132.165	0.67 < 3,33
Etage courant	0.72 < 3,33	3.15 > 0.45	3.93 > 0.92	15.758 < 132.165	0.84 < 3,33
Terrasse IN	0.7 < 3,33	3.15 > 0.445	3.93 > 0.86	15.499 < 132.165	0.83 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 2.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Type 6	Travée	13.538	3.05	4.90	15927	4.17 < 15	Vérifiée
	appui	/	/	/	/	/	/
RDC et Etage 1 à 8 étage	Travée	9.062		3.87	10130.6	3.47 < 15	Vérifiée
	appui	/	/	/	/	/	/
Terrasse IN	Travée	8.068	2.36	4.38	12811	2.759 < 15	Vérifiée
	appui	-6.512	1.57	3.64	8983	2.64 < 15	Vérifiée

Tableau 2.15. Vérifications de la flèche à l'ELS.

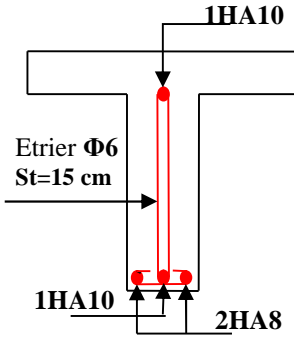
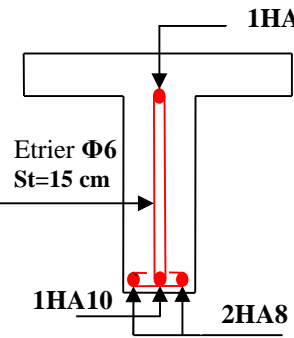
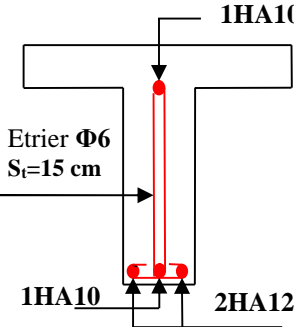
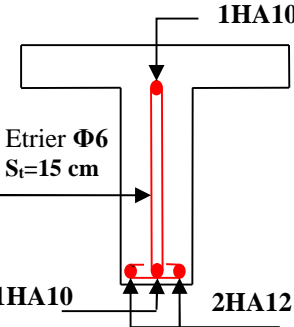
Niveaux	Type 1	Type 2	Type 4	Type5	Type 6
L (m)	4.95	4.05	4.05	3.4	4.95
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	2.795	2.795	2.795	2.795	2.795
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3.445	3.445	3.445	3.445	3.445
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	4.42	4.42	4.42	4.42	4.42
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	8.56	5.73	5.73	4.038	8.56
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	10.55	7.06	7.06	4.98	10.55
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	13.53	9.06	9.06	6.38	13.53
I (cm⁴)	12811	10131	10130.6	10130.6	15926.81
I₀ (cm⁴)	30474.62	28864.67	28864.67	28864.67	32384.76
λ_i	3.98	5.21	5.21	5.21	3.07
λ_v	1.592	2.084	2.08	2.08	1.23
σ_{st}^j (MPa)	176.59	153.72	153.75	108.36	137.82
σ_{st}^g (MPa)	217.65	189.40	189.50	133.56	169.87
σ_{st}^p (MPa)	279.13	243.066	243.14	171.36	217.095
μ_j	0.62	0.48	0.48	0.35	0.62
μ_g	0.68	0.56	0.56	0.43	0.68
μ_p	0.74	0.63	0.63	0.52	0.74
I_{fji} (cm⁴)	9667.23	9069.68	9002.21	11258.42	12215.36
I_{fgi} (cm⁴)	9044.38	8104.74	8129.41	9761.50	11508.71
I_{fpi} (cm⁴)	8496.57	7414051	7369.43	8517.21	10861.44
I_{fgv} (cm⁴)	16096.57	14651.85	14684.07	16701.67	19380.14
f_{ji} (mm)	6.7	3.2	3.21	1.27	5.29
f_{gi} (mm)	8.8	4.4	4.39	1.18	6.92
f_{pi} (mm)	12	6.2	6.21	2.67	9.40
f_{gv} (mm)	14.8	7.3	7.29	3.18	12.33
Δf (mm)	11.3	5.9	5.89	2.76	9.52
f_{adm} (mm)	9.9	8.1	8.1	6.8	9.9
Observation	<i>Non vérifié</i>	<i>vérifié</i>	<i>vérifié</i>	<i>vérifié</i>	<i>vérifié</i>

Remarque :

Pour le type 1 on va choisir **2HA12+1HA10=3.05**, la flèche devienne Δf (mm) = **9.6** < f_{adm} (mm) = **9.9**

Schéma de ferrailage

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Type 1			
Type 2			
Type 3			
Type 4		/	

<p>Type 5</p>		/	
<p>Type 6</p>		/	

4. Etude de la dalle de compression

- Barres perpendiculaires (⊥) aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$b = 65 \text{ cm}$.

$f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

- Barres parallèle(∥) aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } \begin{cases} A_{\perp} : 6\phi 6/\text{ml} \Rightarrow 1,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow s_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \\ A_{\parallel} : 6\phi 6/\text{ml} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow s_t = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

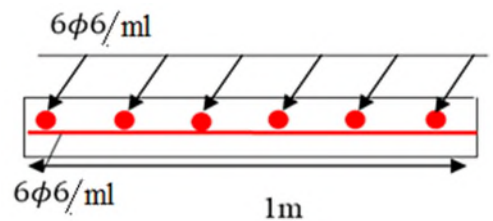


Figure 2.4. Ferrailage de la dalle de compression.

5. Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

- Critère de résistance

$$e \leq Lx/20 \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$Lx/35 \leq e \leq Lx/30 \rightarrow \text{Pour une dalle travaillant comme une poutre sur deux appuis.}$$

$Lx/45 \leq e \leq Lx/40 \rightarrow$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

- **Résistance au feu**

- $e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Avec :

e : Epaisseur de la dalle.

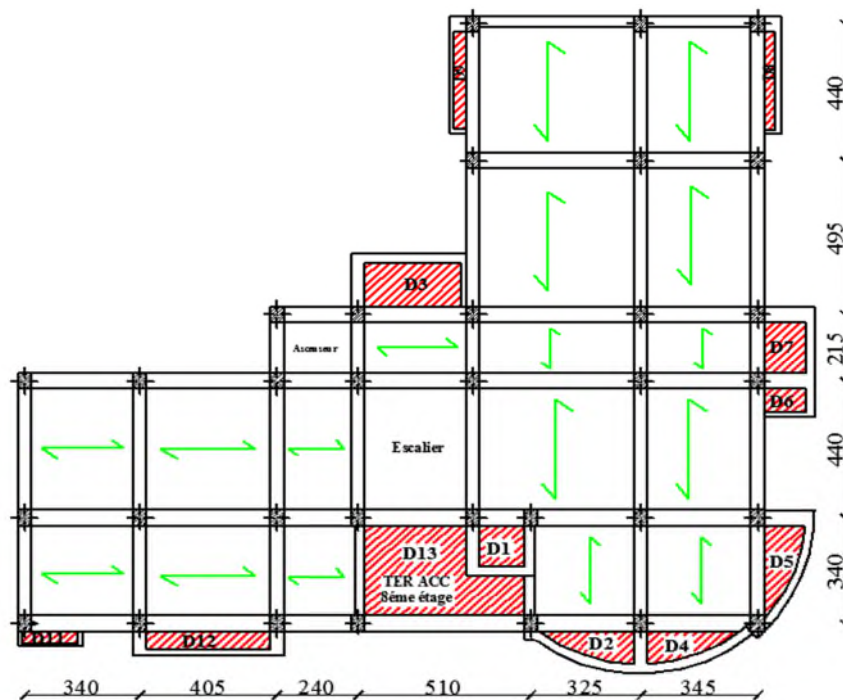


Figure 2.5. Plan d des dalles pleines.

Dans notre projet, nous disposons de deuze (12) panneaux de dalles pleines (figure II.4).En se basant sur les critères cités ci-dessus, les résultats de calcul d'épaisseurs de quelque panneau sont donnés sur le tableau suivant :

Panneaux	Appuis	Lx	Ly	Lx/Ly	e cal (cm)	e choisi (cm)
<i>D1</i>	3	1.45	1.45	0.96	3	12
<i>D2</i>	2	1.35	2.95	0.43	3	12
<i>D3</i>	3	1.7	3.1	0.55	4	12
<i>D13</i>	4	3.1	4.8	0.64	7	14

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles $e = 12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle tassasse accessible), on opte pour une épaisseur de **14 cm**.

6. Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

Tableau 2.16. Données de quelque type de dalle pleine.

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
2 appuis (D4)	1.35	3.15	0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
3 appuis (D3)	1.7	3.1	/	/	/	/	/
4 appuis (D 13)	3.1	4.8	0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117

➤ Calcul des sollicitations

6.1. Dalle sur deux appuis appui

- Calcul à l'ELU

- ✓ Calcul de chargement.

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 8.79 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0.43 > 0.4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- ✓ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2) \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_x = 1.7 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 1.445 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0.3655 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = M_y^a = -0,3 \times M_x = -0.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Calcul de la section d'armatures

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml ($b=1\text{ml}$).

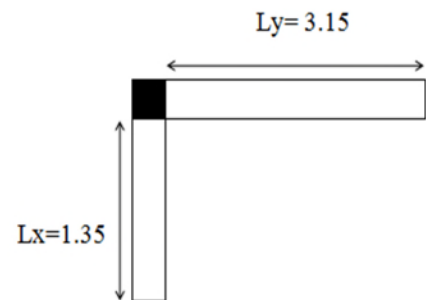


Figure 2.6. Dalle pleine 2 appui.

-F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3\text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=12-3=9\text{ cm}$



Figure 2.7. Section de la dalle pleine à ferrailer.

✓ **Calcul du ferrailage**

$$\mu_{bu} = \frac{1.445 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14,16} = 0.012 < \mu_{\ell} = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.015; z = 0.089\text{ m}$$

$$A_t = \frac{1.445 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0.46\text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition non fragilité**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Sens x-x :

$$A_{\min} = 1.23\text{cm}^2 > A_{\text{calculée}} \quad \text{donc on ferraille avec } A_{\min}$$

Soit : $A_s = 4\text{HA8/ml} = 2.01\text{ cm}^2/\text{ml}$.

Calcul de l'espacement

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.17. Ferrailage de dalles sur 2 appuis.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	1.445	0.012	0.015	0.089	0.46	1.23	4HA8=2.01	25
	Selon y	0.3655	0.0031	0.0039	0.089	0.116	0.96	4HA8=2.01	25
En appuis	x=y	0.51	0.0044	0.0055	0.089	0.163	1.23	4HA8=2.01	25

➤ **Vérifications à l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{8.79 \times 1,35}{2} \times \frac{3.15^4}{1,35^4 + 3.15^4} = 5.74 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{8.79 \times 3.15}{2} \times \frac{1,35^4}{1,35^4 + 3.15^4} = 0,14 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{5.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,064 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots \text{ vérifiée .}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1ml = 6.35 \text{ KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 1.26 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées (réel) $\begin{cases} M_{xs}^t = 0.85M_x = 1.071 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0.75M_y = 0.3315 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis (réel) $\begin{cases} M_{xs}^a = M_{ys}^a = -0.3 \times M_{0x} = -0.378 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul de y** : $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$.
- **Calcul de I** : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2$.
- **Vérification de σ_{bc}** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Tableau 2.18. Vérification des états limitent de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	1.071	2.05	1743.4	1.26	15	Vérifiée
	Selon y	0.33	2.05	1743.4	0.39	15	Vérifiée
En appuis	x=y	0.378	2.05	1743.4	0.44	15	Vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Vérification de contraint des aciers

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

Avec η=1,6 (HA) et f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau 2.19. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	1.071	63.97	201,633	vérifiée
	Selon y	0.33	19.74	201,633	vérifiée
En appuis	x=y	0.378	22.6	201,633	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

- $h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) * l_x \right\} \Leftrightarrow 0,12 > 0,057 \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$
- $A \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 \leq 4.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$

Sens Y-Y :

- $h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right) \times l_y \right\} \Leftrightarrow 0.12 \geq 0,118 \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$
- $A \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 \leq 4.05 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

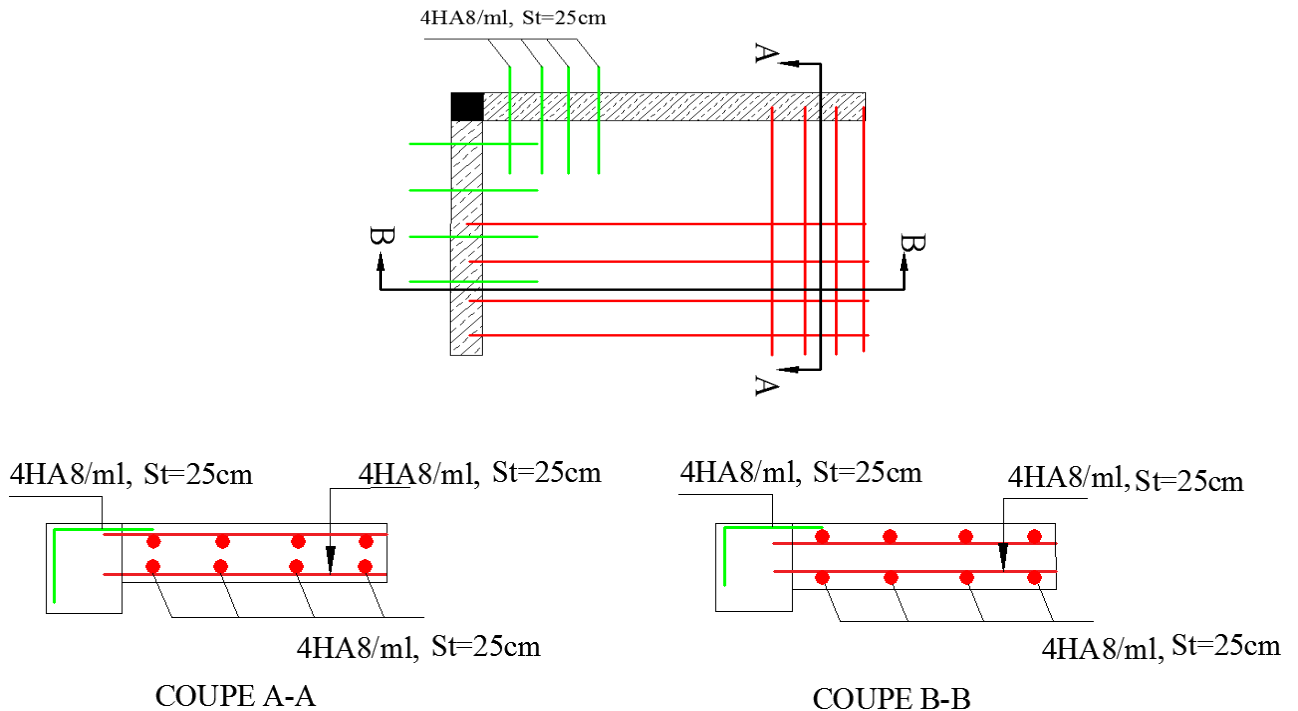


Figure 2.8. Schéma de ferrailage de la dalle D4.

6.2. Dalle sur trois appuis

- Calcul à l'ELU

- ✓ Calcul de chargement

$$G = 4,85 \text{ KN/m}^2; Q=3,5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,7975\text{KN/ml.}$$

$$L_x=1,7 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 1,55 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q \times L_y^3}{24} = 14,64 \text{ KN.m} \\ M_y = q \frac{L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + q \frac{L_y^3}{48} = 9,44 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

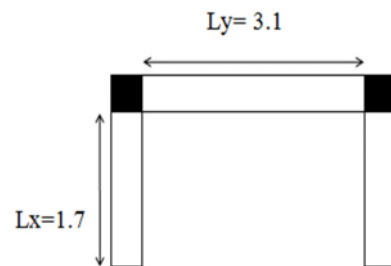


Figure 2.9. Dalle pleine 3 appui.

- ✓ Calcul des moments corrigé (réel)

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 12,44 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 7,08 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $M_x^a = M_y^a = -0,3 \times M_x = -4.39 \text{ KN.m}$

- ✓ Calcul de la section d'armatures

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3 \text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=12-3=9 \text{ cm}$



Figure 2.10. Section de la dalle pleine à ferrailier.

- Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{12.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14,16} = 0.1086 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A^* = 0$$

$$\alpha = 0.14 \quad ; \quad z = 0.084 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{12.46 \times 10^{-3}}{0,084 \times 348} = 4.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition non fragilité

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Sens x-x :

$$A_{\min} = 1.17\text{cm}^2 < A_{\text{calculée}} \quad \text{donc on ferraille avec } A_{\text{calculée}}$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

➤ **Calcul de l'espacement**

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/5) = 20\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 20\text{cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.20. Ferrailage de dalles sur 3 appuis.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A Cal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A Choisit (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	12.44	0.1086	0.084	0.084	4.22	1.17	5HA12=5.65	20
	Selon y	7.08	0.0617	0.078	0.087	2.33	0.96	4HA10=3.14	25
En appuis	x=y	4.39	0.038	0.048	0.088	1.43	1.17	4HA8=2.01	25

➤ **Vérifications à l'ELU**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11.79 \times 1,7}{2} \times \frac{3.1^4}{1,7^4 + 3.1^4} = 9.19 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{11.79 \times 3.1}{2} \times \frac{1,7^4}{1,7^4 + 3.1^4} = 1,51 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{9.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,102 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1 / 1,5) = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8.35\text{KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 10.36\text{KN.m} \\ M_y = 6.68\text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées (réel) $\begin{cases} M_{xs}^t = 0.85M_x = 8.81 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0.75M_y = 5.01 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis (réel) $\begin{cases} M_{xs}^a = M_{ys}^a = -0.3 \times M_x = -3.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Calcul de y :** $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 .$

• **Calcul de I :** $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 .$

Vérification de σ_{bc} : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} .$

Tableau 2.21. Vérification des états limitent de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	8.81	3.1	3942.2	7.03	15	Vérifiée
	Selon y	5.01	2.4	2510.7	4.95	15	Vérifiée
En appuis	x=y	3.10	2.04	1743.5	3.65	15	Vérifiée

➤ **Etat limite d’ouverture des fissures**

✓ **Vérification de contraint des aciers**

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa} .$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{ij}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau 2.22. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	8.81	196.13	201,633	vérifiée
	Selon y	5.01	195.40	201,633	vérifiée
En appuis	x=y	3.10	185.99	201,633	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

$$1. \quad h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) * l_x \right\} \Leftrightarrow 0,12 > 0,072 \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

$$2. \quad A \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 > 4,5 \Rightarrow \text{condition non vérifiée} .$$

On doit vérifier la flèche

Sens Y-Y :

$$1. \quad h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right) \times l_y \right\} \Leftrightarrow 0,12 \geq 0,116 \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

$$2. \quad A \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 < 4,05 \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.

Localisation		f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf ≤ f _{adm} (mm)	Observation
D3	X-X	1,103	0,357	1,221	0,51	1,456 ≤ 3,4	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage**

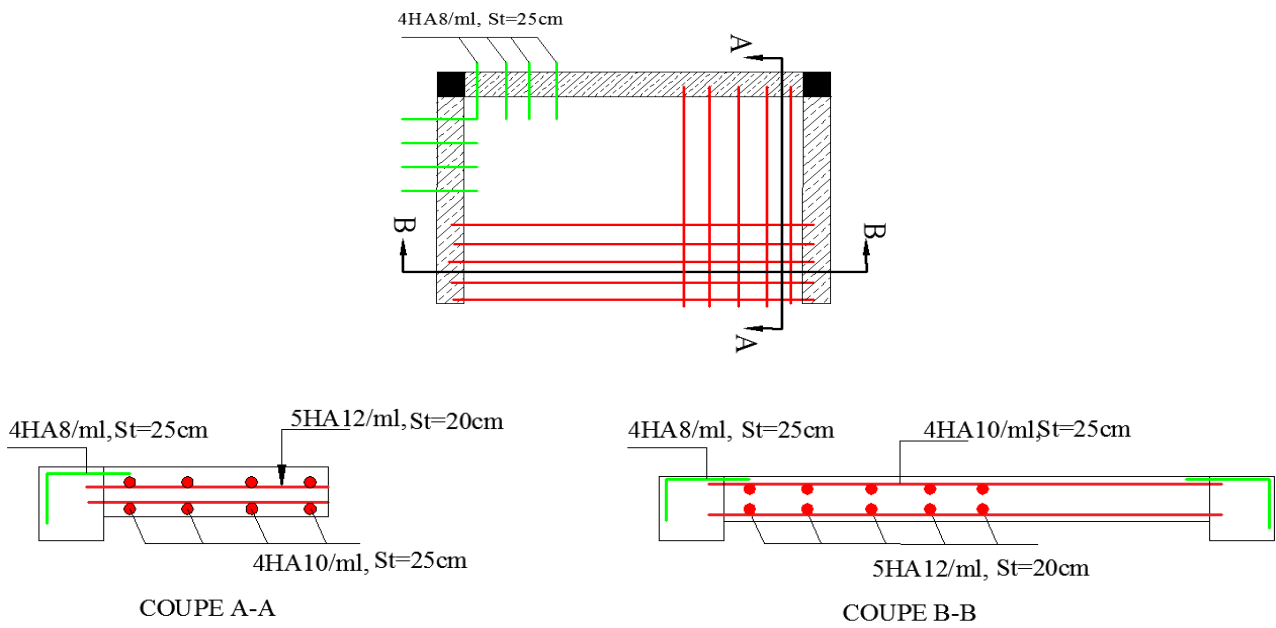


Figure 2.11. Schéma de ferrailage de la dalle D3.

6.3. Dalle sur quatre appuis

Calcul des sollicitations

- Calcul a l'ELU

✓ **Calcul de chargement**

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 9.47 \text{ KN/ml}$$

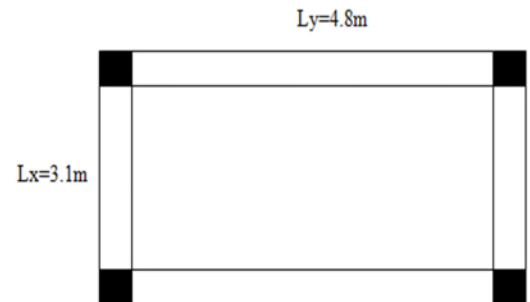


Figure 2.12. Dalle pleine 4 appui.

$\rho = 0.64 > 0.4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Donc :

$$\begin{cases} M_x = 6.96 \text{ KN.m} \\ M_y = 2.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments corrigé (réel)**

Moments en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x = 5.22 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 1.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_x = -3.48 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de la section d'armatures**

- Le ferrailage de la dalle plein du la terrasse accessible se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

-F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3\text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=14-3=11\text{ cm}$

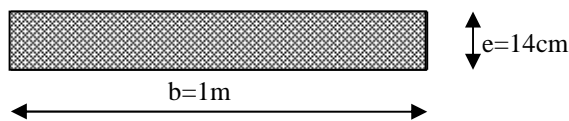


Figure 2.12 Section de la dalle pleine à ferrailier.

➤ **Calcul du ferrailage**

$$\mu_{bu} = \frac{5.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14,16} = 0.0304 < \mu_{\ell} = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.038; z = 0.108\text{ m}$$

$$A_t = \frac{5.22 \times 10^{-3}}{0,108 \times 348} = 1.38\text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition non fragilité**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Sens x-x :

$$A_{\min} = 1.31\text{cm}^2 < A_{\text{calculée}} \quad \text{donc on ferraille avec } A_{\text{calculée}}$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA8/ml} = 2.01\text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Calcul de l'espacement

La fissuration est nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_r = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$$

$$\text{Sens y-y: } S_r = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.23. Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{Choisit} (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	Selon x	5.22	0.0304	0.038	0.108	1.38	1.31	4HA8=2.01	25
	Selon y	1.81	0.0105	0.013	0.109	0.47	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis	x=y	3.48	0.0203	0.025	0.108	0.92	1.31	4HA8=2.01	25

➤ **Vérifications à l'ELU**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{9.47 \times 3.1}{2} \times \frac{4.8^4}{3.1^4 + 4.8^4} = 12.50 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{9.47 \times 4.8}{2} \times \frac{3.1^4}{3.1^4 + 4.8^4} = 3.36 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{12.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.113 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} \times (1 / 1.5) = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 6.85\text{KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 5.39\text{KN.m} \\ M_y = 2.75\text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées (réel) $\begin{cases} M_{xs}^t = 0.75M_x = 4.04 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0.75M_y = 2.07\text{KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis (réel) $\begin{cases} M_{xs}^a = M_{ys}^a = -0.5 \times M_{0x} = -2.69 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul de y** : $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 .$
- **Calcul de I** : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 .$
- **Vérification de σ_{bc}** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} .$

Tableau 2.24. Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	4.04	2.29	2687.6	3.44	15	Vérifiée
	Selon y	2.07	2.29	2687.6	1.76	15	Vérifiée
En appuis	x=y	2.69	2.29	2687.6	2.29	15	Vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Vérification de contraint des aciers

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm} ; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201,6\text{MPa} .$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{ij}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau 2.25. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	4.04	196.53	201,633	vérifiée
	Selon y	2.07	100.56	201,633	vérifiée
En appuis	x=y	2.69	131.02	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

1. $h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x'}{20 \times M_{0x}} \right) * l_x \right\} \Leftrightarrow 0,14 > 0,116 \Rightarrow$ la condition vérifiée .
2. $A \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 \leq 5.5 \Rightarrow$ la condition et vérifiée .

Sens Y-Y :

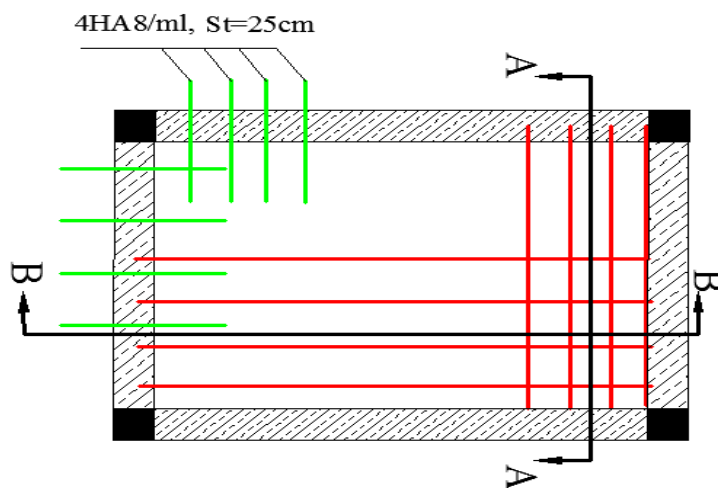
1. $h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_y'}{20 \times M_{0y}} \right) \times l_y \right\} \Leftrightarrow 0.14 \leq 0,18 \Rightarrow$ la condition non vérifiée .
2. $A \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 \leq 5.5 \Rightarrow$ condition vérifiée

On doit vérifier la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.

Localisation		f _{gv} (mm)	f _{jt} (mm)	f _{pt} (mm)	f _{gt} (mm)	Δf ≤ f _{adm} (mm)	Observation
D4	Y-Y	1,339	0,375	0,572	0,446	1,089 ≤ 9,6	vérifiée

Schémas de ferrailage



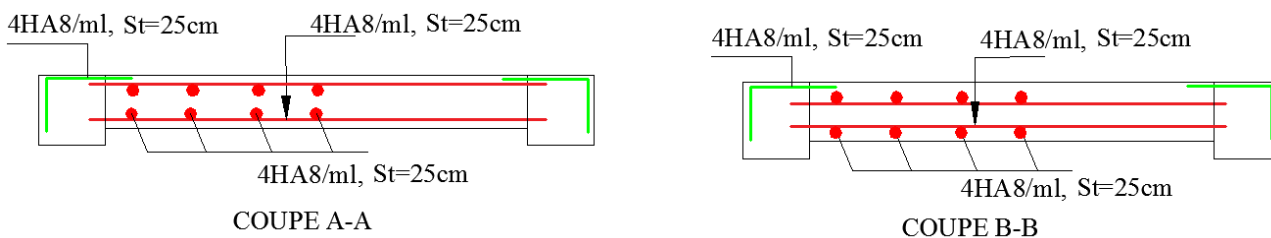


Figure 2.13. Schéma de ferrailage de la dalle D13.

7. Etude de la poutre de chaînage

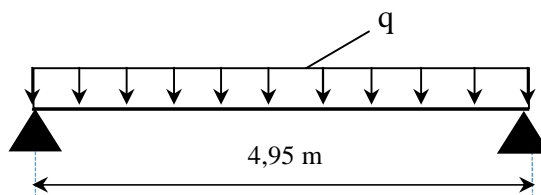


Figure 2.14. Schéma statique de la poutre de chaînage.

7.1. Définition

Une poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

7.2. Dimensionnement

D'après le [1] (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui à reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 30 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 20 \text{ cm}$$

❖ Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{4.95-0.3}{15} = 33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{4.95-0.3}{10} = 46,5 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA 99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } \mathbf{b=30 \text{ cm} \quad h=35 \text{ cm.}}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

Poids propre $G_{p.c} = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur $G_{mur} = 2.8 (3.06 - 0.4) = 7.45 \text{ KN/ml}$.

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13.6 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2/8 = 41.66 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l/2 = 33.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 10.075 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2/8 = 30.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 35.411 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 26.231 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$Appuis \begin{cases} M_a^u = -0.4 M_u = -16.664 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.4 M_s = -12.344 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau 2.26. Moments et ferraillages correspondant.

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	35.411	A	0.081	0.106	0.306	3.32	1.159	3.39=3HA12
Appui	16.664		0.038	0.048	0.313	1.526	1.159	2.36=3HA10

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = 33.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau} < \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcule A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$- S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m.}$$

$$- S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.288 \text{ m.}$$

$$- S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})} ; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau 2.27. Vérification des contraintes.

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	26.231KN.m	8.85	34183	6.79
En appui	-12.344KN.m	7.59	25465	3.67

➤ **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35\text{cm} < 42\text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.39 < 10.08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 4,95 \text{ m} < 8\text{m}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau 2.28. Vérification de la flèche.

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
8.38	3.4	6.49	4.61	6.85	9.9	<i>vérifiée</i>

Schéma de ferrailage

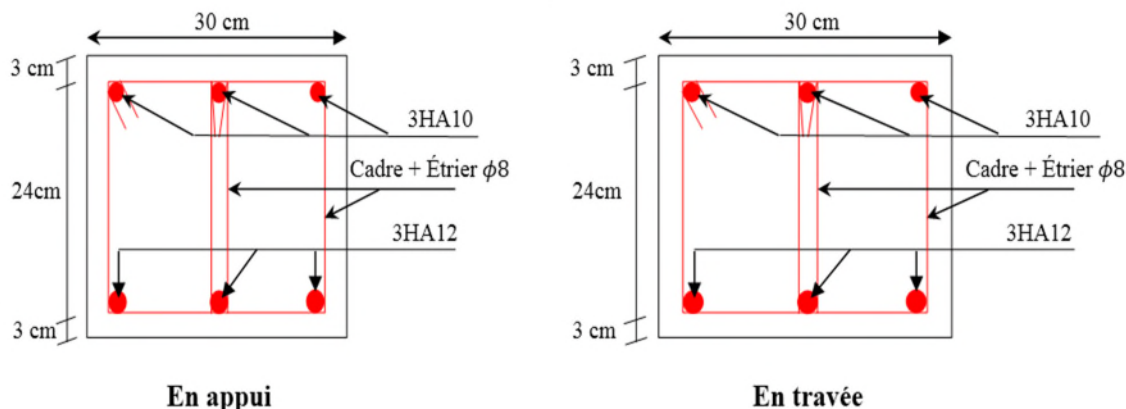


Figure 2.15. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

8. Etude des escaliers

L'escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on Cite celui de notre projet :

8.1. Escalier droit à deux volées pour tous les étages

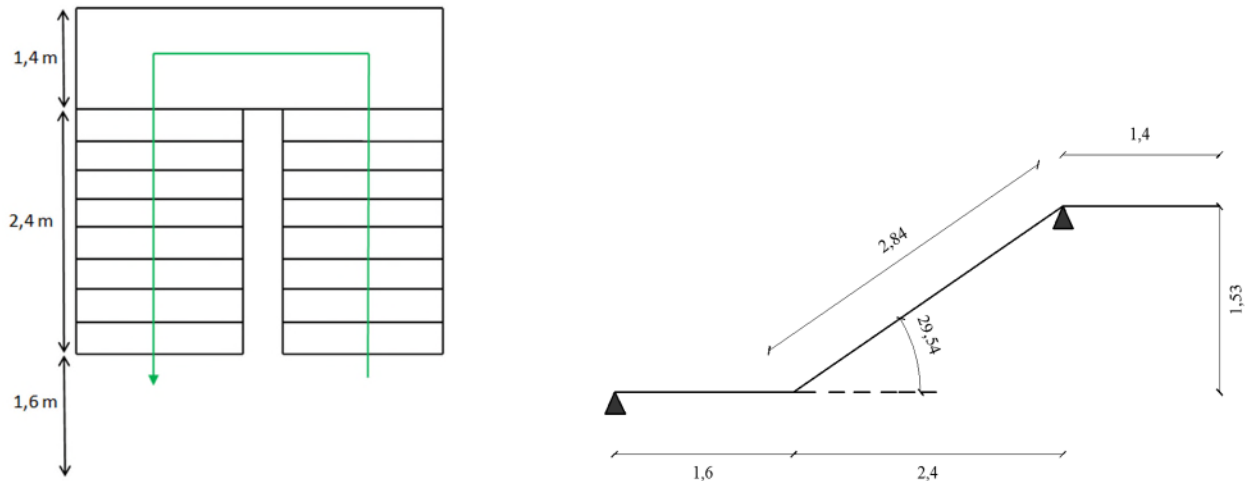


Figure 2.16. Vue en plan et schéma de l'escalier droits à deux volées.

H : la hauteur du palier.

L_0 : longueur projetée de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier de repos.

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :
 $n = 153/17 = 9$ contres marches

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

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

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{g}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0,17}{0,3}\right) = 29,54^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 14,82 \text{ cm} \leq e \leq 22,23 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée

Soit $e = 17 \text{ cm}$

Figure 2.17. Dimensionnement d'escalier.

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L _{p1} (m)	L _{p2} (m)	L _v (m)	L(m)	α	E (cm)
1,53	17	9	30	2,40	1,6	1,4	2,84	4,44	29,54°	17

Calcul des sollicitations

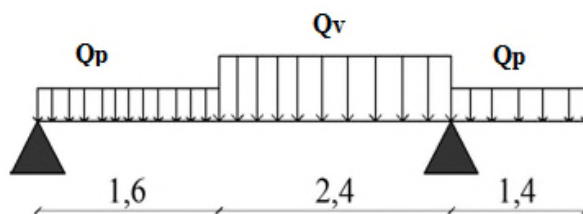


Figure 2.18. Schéma statique de l'escalier.

volée $\begin{cases} G_v = 7,96 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$; palier $\begin{cases} G_p = 5,9 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,49 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,71 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,46 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,4 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,4 + q_p \cdot 1,6 + q_p \cdot 1,4$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 47,37 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 34,07 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 22,56 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 16,22 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **calcul des sollicitations**

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

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.29. Sollicitations dans l'escalier.

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	22,56	16,22	22,56	0	0	22,56	21,60	15,57
B	47,37	34,07	-30,94	-11,4	-8,24			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85M_{0u} = 18,36 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -10,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .

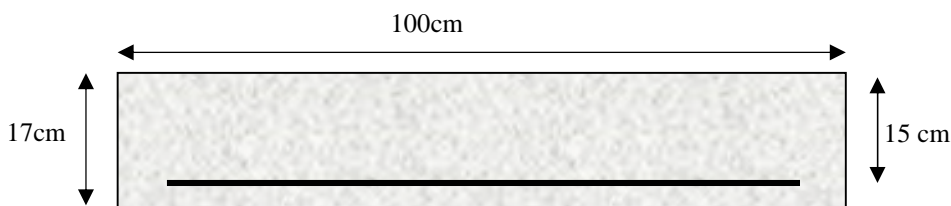


Figure 2.19. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.30. Ferraillage de l'escalier.

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	18,36	0,057	0,074	0,145	3,63	1,81	4HA12 = 4,52	25
appui	-10,8	0,033	0,043	0,147	2,11	1,81	4HA10 = 3,14	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,13 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 22,56 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,1504 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

- **Calcul à l'ELS**
- **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 15,57 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 13,23 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -7,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.31. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13,23	3,88	10330,8	4,97	15	Vérifiée
En appui	-7,78	3,31	7645,3	3,57	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=17 \text{ cm} < 33,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 4,52 \text{ cm}^2 < 15,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 5,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$.

- **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g : $\begin{cases} q_v^g = 7,96 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,9 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 11,74 = 9,97 \text{ KN.m}$

Sous j : $\begin{cases} q_v^j = 6,75 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 4,25 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 9,82 = 8,34 \text{ KN.m}$

Sous p : $\begin{cases} q_v^p = 10,46 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 8,4 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 15,57 = 13,23 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,301\%$; $\begin{cases} \lambda_i = 6,96 \\ \lambda_v = 2,78 \end{cases}$; $I_0 = 43806,2 \text{ cm}^4$; $\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ Calcul des σ_{st}

$\sigma_{st}^g = 160,93 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^j = 134,62 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^p = 213,55 \text{ MPa}$

✓ Calcul des μ

$\mu_g = 0,09$; $\mu_j = 0,012$; $\mu_p = 0,213$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 29575 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 44239 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 19355 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 38496 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 6,98 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,69 \text{ mm} \\ f_{pi} = 6,14 \text{ mm} \\ f_{gi} = 3,02 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 8,41 < \bar{f} = \frac{5400}{1000} + 5 = 10,4 \text{ mm} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

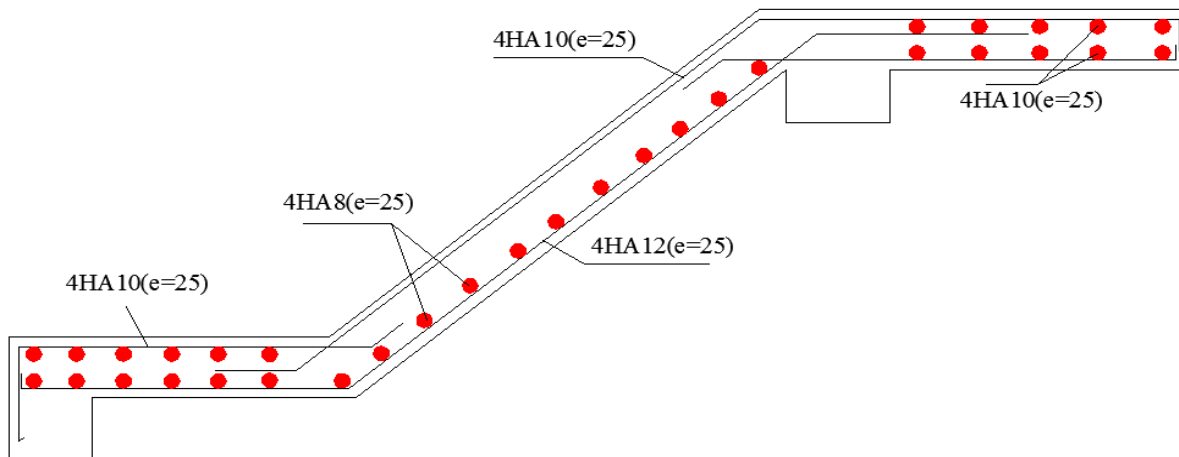


Figure 2.20. Schéma de ferrailage de l'escalier.

9. Etude de la poutre palière

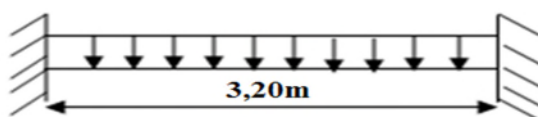


Figure 2.21. Schéma statique de la poutre palière.

9.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 47,37 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 34,07 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 50,40 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 36,32 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 64,51 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 54,83 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -32,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 80,64 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.32. Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	54,83	A	0,164	0,220	0,255	6	1,01	Vérifiée
Appui	- 32,25		0,096	0,127	0,266	3,4	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{80,64 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,96 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

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

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

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,41 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -10,8 \times \frac{3,2}{2} = -17,28 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le [3], dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

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

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17,28 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 4,7 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,59 \text{ cm}^2$$

➤ Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{17,28 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,76 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S} + \tau^{tor}^2} = \sqrt{0,96^2 + 2,76^2} = 2,92 \text{ Mpa}$$

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

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ Ferrailage globale

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6 + \frac{4,7}{2} = 8,35 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 + 2HA12 = 8,42 cm²

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,4 + \frac{4,7}{2} = 5,75 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14+1HA12 = 5,75 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,59 = 1,04 \text{ cm}^2$

Soit $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

Vérification à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 36,32 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 46,48 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85M_0 = 39,51 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -23,24 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.33. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	39,51	11,71	49573	9,33	15	Vérifiée
En appui	-23,24	10,13	37938	6,20	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 27,20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,42 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

3) $L = 3,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage**

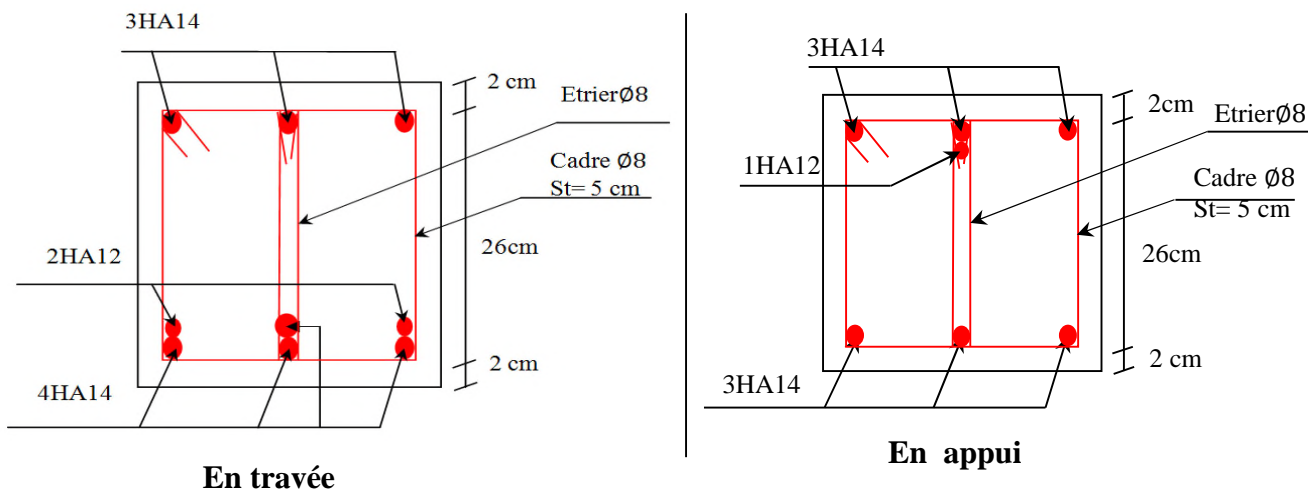


Figure 2.22. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

10. Etude de l'ascenseur

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

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine II.5. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

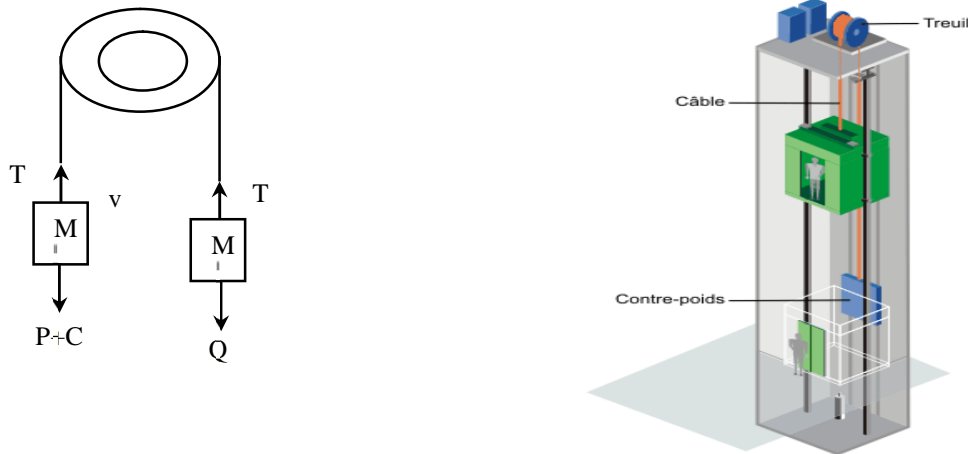


Figure 2.23. Schéma statique et concept d'ascenseur.

10.1. Les caractéristiques

- V= 1.6 m /s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 51 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 145 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- .B_s× T_s = 2 ×1,85 m² dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale) 630 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

10.2. Dalle de salle machine (locale)

- h: épaisseur de la dalle
- h₀ épaisseur de revêtement
- a₀ et U sont || à l_x

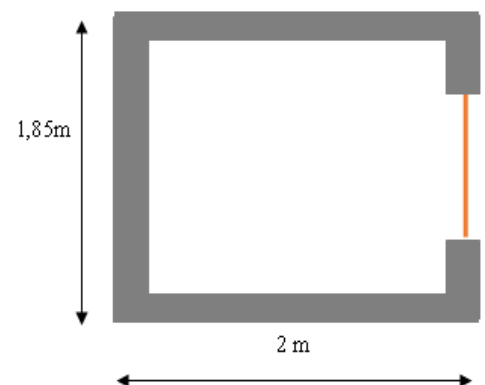


Figure 2.24. Coupe transversale d'ascenseur.

- b_0 et V sont \parallel à l_y

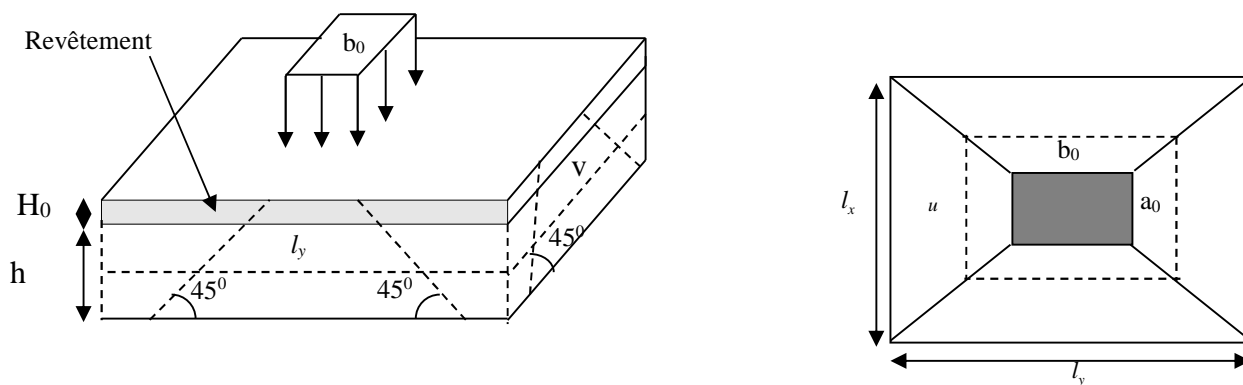


Figure 2.25. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2\xi \times h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi \times h_0 \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant.

$$\begin{cases} U = 80 + 20 + 2 * 1 * 5 = 110 \text{ cm} \\ V = 80 + 20 + 2 * 1 * 5 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

✓ M_1^x et M_1^y Du système de levage

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu * M_2) q \\ M_1^y = (M_2 + \nu * M_1) q \end{cases} \quad \nu : \text{coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92; \quad U/l_x = 110/185 = 0.59; \quad V/l_y = 110/200 = 0.55.$$

Soit $M_1 = 0.068$ $M_2 = 0.054$

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 72.3 = 97.605 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0.068 * 97.605 = 6,63 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,054 * 97.605 = 5.27 \text{ KN.m}$$

✓ M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 0.92 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0437 \quad [\text{Annexe 1}]$$

$$\mu_y = 0,8251$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 6.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 6.6 + 1,5 \times 1 = 10.41 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0437 \times 7,9110.41 \times 1,85^2 = 1.56$$

$$M_2^y = 1.28 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 1.56 + 6.63 = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 1.28 + 5.27 = 6.55 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,9615 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,5675 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,457 \text{ KN.m}$$

Tableau 2.34. Ferrailage de la dalle de la machine

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée x-x	6.9615	0.01517	0.019	0.1786	1.12	1.664	3HA10=2.36
Travée y-y	5.5675	0.012	0.015	0.1789	0.89	1.6	3HA8=1.51
Appui	2.457	0.0053	0.0067	0.179	0.39	1.664	3HA8=1.51

- Vérification de condition de non fragilité Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 1.12 \text{ cm}^2 \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.92}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.664 \text{ m}^2.$$

Sens yy : $A_y \leq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 0.89 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$

En appui : $A_x \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 0.39 \text{ cm}^2 \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.92}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.664 \text{ m}^2.$$

Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$97.605 \leq \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$97.605 \leq 660$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97.605}{3 \times 1,10} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{29.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0.068 + 0,2 \times 0,054) \times 72.3 \\ M_1^y = (0,054 + 0,2 \times 0,068) \times 72.3 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5.697$$

$$M_1^y = 4.88$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 6.6 + 1 = 7.6 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0509 \times 7.6 \times 1,85^2 = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 1.16 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 5.134 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 0,3M_x = 2,1051 \text{ KN.m}$$

Tableau 2.35. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée x-x	5,96	2.36	3.23	8846	2.18<15	149.23< 201,63	Vérifiée
Travée y-y	5.13	1.51	2.638	5957	2.27	198<201.63	Vérifiée
Appui	2,105	1.51	2.63	5957	0.932	81.428< 201,63	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

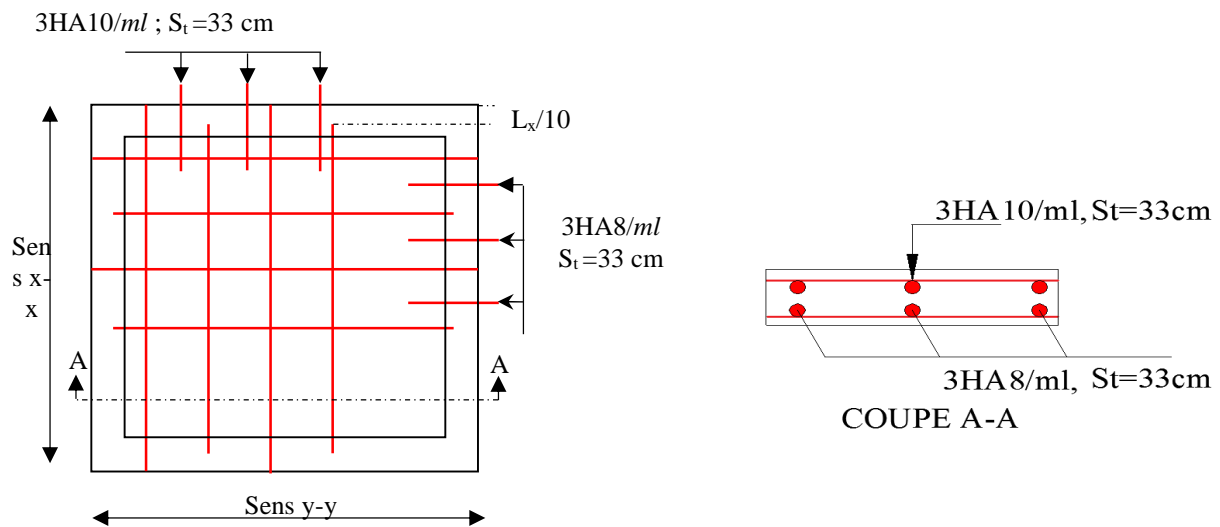


Figure 2.26. Schéma de ferrailage du local machine.

10.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (200×185 et h=20cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 6.6 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2 \times 1,85} = 39.19 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 45.79 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 63.32 \text{ KN/m}^2$

$\rho = l_x / l_y = 0.92 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0.0437 ; \mu_y = 0.8251$

➤ Calcul des moments à l'ELU

$M_x = 0.0437 \times 63.32 \times 1,85^2$

$M_x = 9.47 \text{ KN.m}$

$M_y = 7.81 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0,85 M_x = 8.0495 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 6.638 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3M_x = -3.788\text{KN.m}$$

➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 2.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée-x	8.0495	0.0175	0.022	0.178	1.29	1.664	3HA10=2.36
Travée-y	6.638	0.0144	0.018	0.178	1.06	1.6	3HA10=2.36
Appui	3.788	0.00825	0.0129	0.178	0.6	1.664	3HA8=1.51

Calcul à l'ELS

$$q_s = 46.79 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0.0509 * 46.79 * 1,85^2$$

$$M_x = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6.927\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6.0945\text{KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2.445 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 2.37. Vérification des contraintes.

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée-x	6.927	2.36	3.23	8846	2.53 < 15	173.45 < 201,63	Vérifiée
Travée-y	6.0945	2.36	3.23	8846	2.22 < 15	152.6 < 201.63	Vérifiée
Appui	-2.445	1.51	2.63	5957	1.083 < 15	94.576 < 201,63	Vérifiée

➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} > 7,86 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schémas de ferrailage**

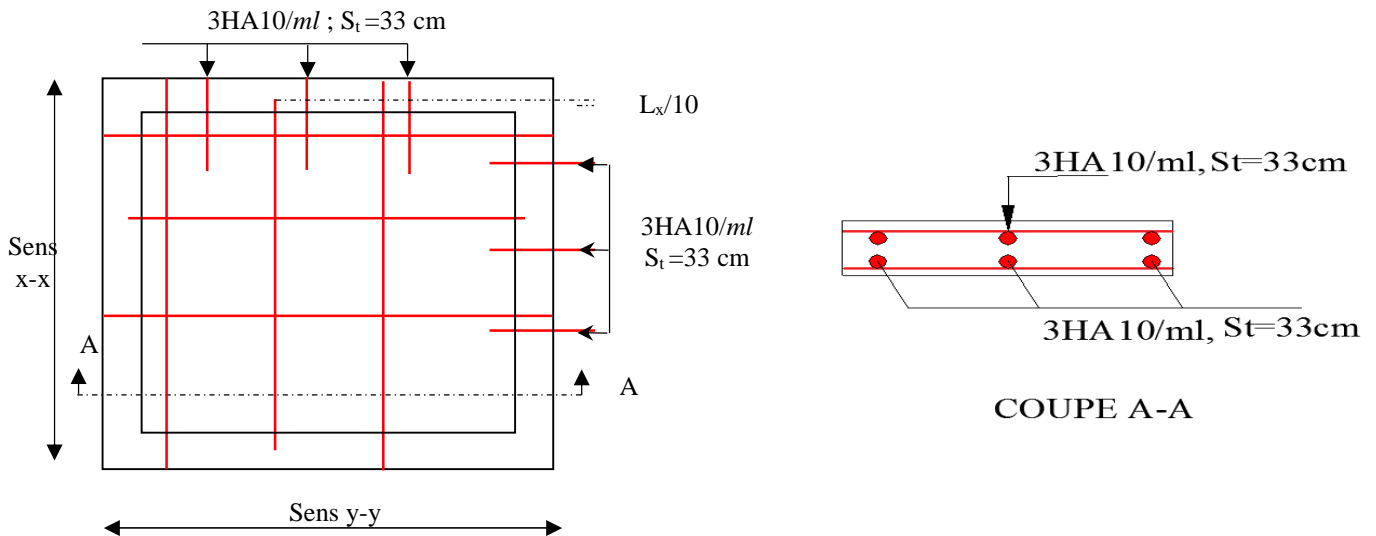


Figure 2.27. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

11. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (2.29).

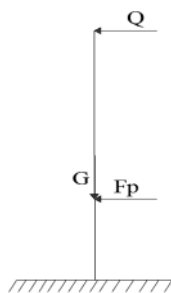


Figure 2.28. Modèle de calcul de l'acrotère.

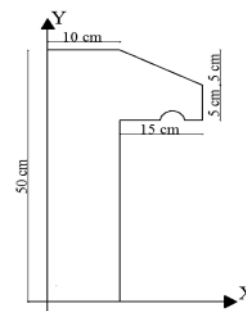


Figure 2.29. Coupe transversale de l'acrotère.

11.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

11.2. Evaluation des charges et surcharges

❖ **poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,06125 = 1,53 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 1,53 + 0,54 = 2,07 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation**

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

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone.} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale.} \\ W_p = 2,065 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 0,99 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 7,14 \text{ cm} \\ Y_G = 28,47 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,07 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,5 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,28 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau 2.38. *Combinaisons d'action de l'acrotère.*

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,07	2,79	2,07
M (KN.m)	0,78	0,75	0,5

11.3. Etude de l'acrotère à L'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,79} = 0,2688 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0,083 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le [2] (Art4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,5} = 0$$

$$l_f = 2 \times h = 1 \text{ m} : \text{Longueur de flambement}$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.006 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0,2688 + 0,02 + 0,006 = 0,2948 \text{ m.}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,79 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,79 \times 0,2948 = 0,82 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

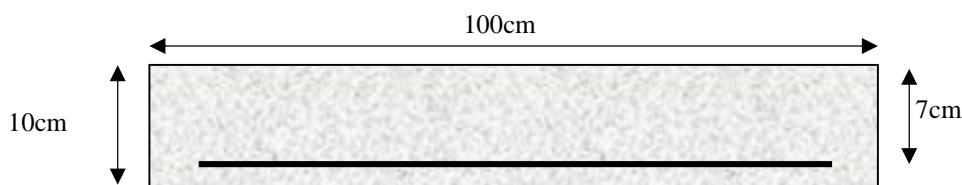


Figure 2.30. Section de l'acrotère à ferrailler

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,8758 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mf}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,8758 \times 10^{-3}}{14,16 \times 1 \times 0,07^2} = 0,01262 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,01587 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,06955 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{Mf}{z \times f_{st}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,27 \text{ cm}^2/ml$$

11.4. Etude de l'acrotère à L'ELA

➤ Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0,78}{2,07} = 0,3768 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0,083 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le [2] (Art4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,5} = 0.$$

$$l_f = 2 \times h = 1 \text{ m} : \text{Longueur de flambement}$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.006 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0,3768 + 0,02 + 0,006 = 0,4028 \text{ m.}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,07 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,07 \times 0,4028 = 0,83 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELA :

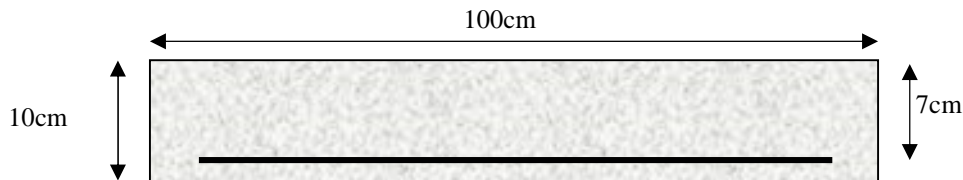


Figure 2.31. Section de l'acrotère à ferrailer.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,8714 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,8714 \times 10^{-3}}{18,48 \times 1 \times 0,07^2} = 0,00962 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,01208 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,06966 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0,31 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Remarque

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable.

✓ condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,84525 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A.$$

\Rightarrow On ferraille avec A_{\min} et on choisit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On choisit : } A_r = 4\text{HA}8 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ Calcul des espacements

$$\text{Sens principal : } S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens secondaire : } S_t \leq 50/4 = 12,5 \text{ cm}$$

✓ Vérification au cisaillement

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

$$V_u = Q + F_p = 1 + 0,99 = 1,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,02843 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d-y)}{\mu_t}$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,242 - 0,05 = 0,1915 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,1053 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,0128 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -2,39 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,192 \leq y_c \leq 0,292$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,2115 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,3737 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,1622 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,3748 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 166,71^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,2115 \Rightarrow y = 0,01995 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 4,823 \times 10^{-5}$$

d'où $\sigma_{bc} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{4,823 \times 10^{-5}} \times 0,01995 = 0,8562 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots$ vérifiée

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2,07 \times 10^{-3}}{4,823 \times 10^{-5}} \times (0,07 - 0,01995) = 32,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

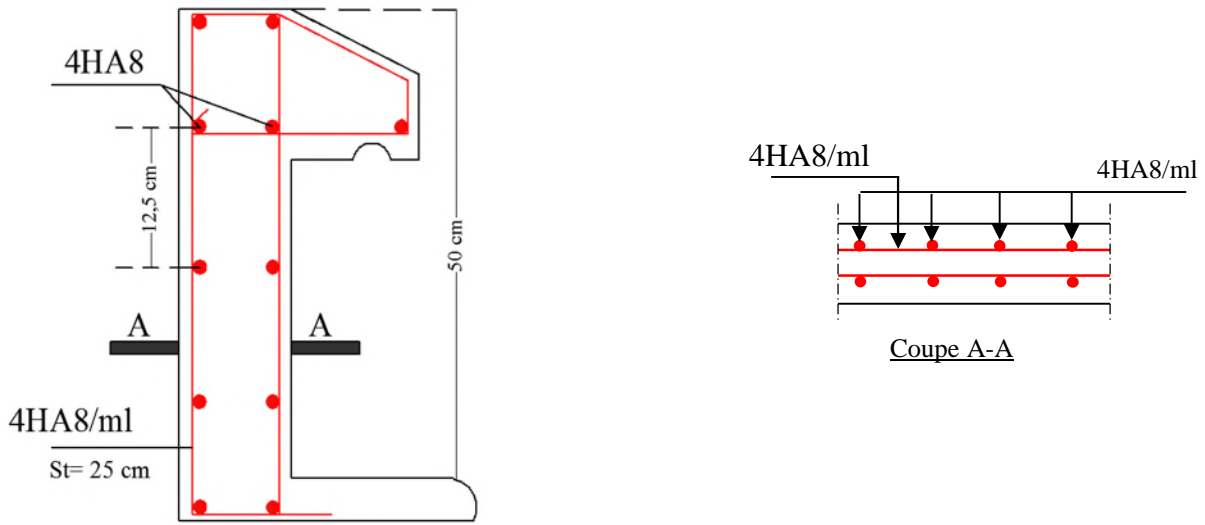


Figure 2.32. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre 03 Etude et analyse sismique du bâtiment

1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation eu éléments finis. Elle consiste à discrétisée la structure eu plusieurs éléments, les inconnues sont déterminée au niveau des nœuds. A l'aide de fonction d'interpolation on balaie l'élément puis la structure. Pour gagner du temps, nous nous servons d'un outil puissant pour effectuer tous les calculs avec le logiciel SAP 2000V19.

Ce logiciel (SAP 2000V19) nous permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, réponse) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (0.5m*0.5m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une affectation de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{X_{dyn}}$ et $V_{Y_{dyn}}$).

3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

3.2. Méthode dynamique

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable [1] (**Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

3.3. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ {Groupe d'usage (2)
Zone sismique (II a) ⇒ A= 0,15
- ✓ Dans le cas de notre projet, on a supposé un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, avec : **R = 5**
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 3.1. Valeurs des pénalités.

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non vérifié	0.05
06	Contrôles d'exécution	Non vérifié	0.1

Donc, $\begin{cases} Q_x = 1,35 \\ Q_y = 1,35 \end{cases}$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ [7] (Formule 4.5)

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
De notre cas : $\beta = 0,2$.

Dans notre cas : $W = 33964.179$ KN

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ [7] (Formule 4.3)

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$ [5]

D'où, $\eta = 0,816$

✓ On a un site meuble S2 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$ [7] (Tableau 4.7)

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 30,60 m$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé [7] (Tableau 4.6)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 23.55m \\ L_y = 21.15 m \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,57 s , 0,65 s) = 0,57 s \\ T_y = \min(0,60 s , 0,65 s) = 0,60 s \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.61 \\ D_y = 1.557 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 2216.01 KN \\ V_{yst} = 2141.73 KN \end{cases}$$

3.4. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

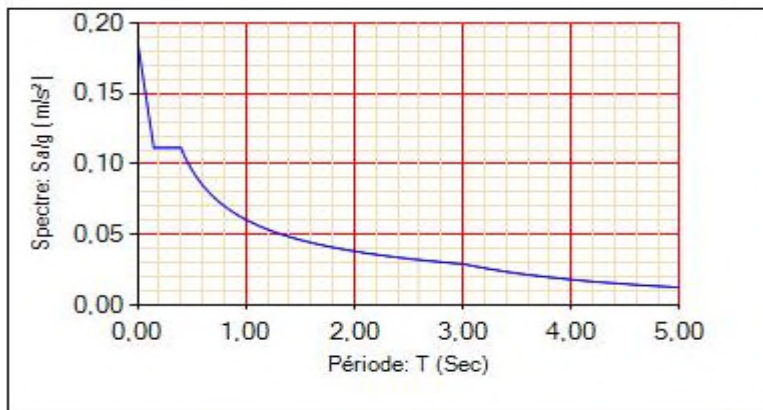


Figure 3.1. Spectre de réponse.

4. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V19, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.1. Disposition des voiles de contreventement

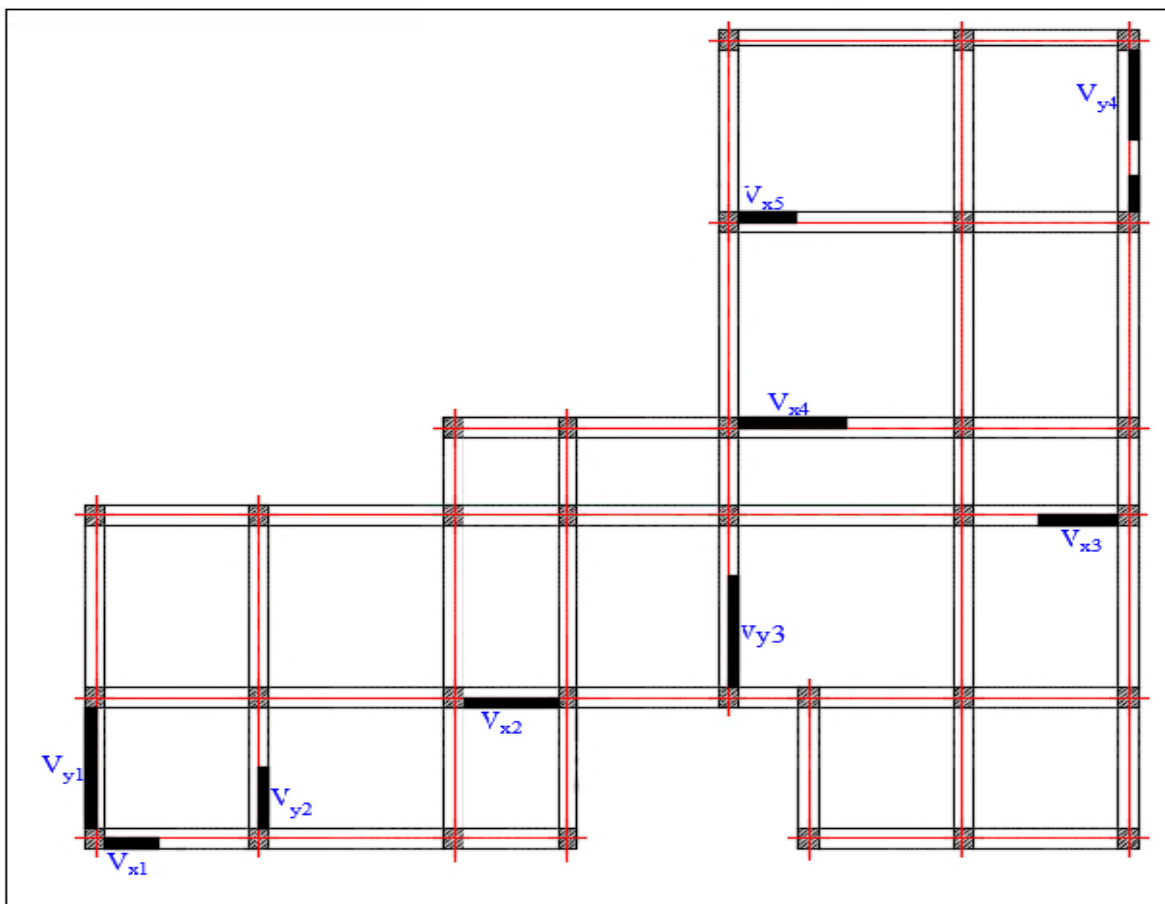


Figure 3.2. Disposition des voiles de contreventement.

Remarque

Le comportement de la structure (disposition des voiles de contreventement) est obtenu en touchant un peu à l'architecture du bâtiment (voire plan de la structure).

4.2. Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,729014	0,64629	0,03568	0,64629	0,03568
2	0,674589	0,03448	0,63331	0,68077	0,66899
3	0,660183	0,01289	0,0022	0,69366	0,67119
4	0,229366	0,12424	0,00233	0,8179	0,67352
5	0,20398	0,00246	0,13051	0,82036	0,80403
6	0,187816	0,00115	0,02245	0,82151	0,82648
7	0,119272	0,05308	0,0001	0,87459	0,82658
8	0,107136	0,00005519	0,04738	0,87464	0,87396
9	0,103226	0,001	0,00088	0,87564	0,87484
10	0,094978	0,000004275	0,00157	0,87565	0,8764
11	0,0801	0,00215	0,0002	0,87779	0,8766
12	0,077562	0,01512	0,00035	0,89292	0,87695
13	0,076231	0,00478	0,00246	0,89769	0,87941
14	0,075621	0,000008907	0,00775	0,8977	0,88716
15	0,074748	0,00475	0,00015	0,90245	0,88732
16	0,073848	0,00188	0,00107	0,90433	0,88839
17	0,071944	0,00137	0,007	0,9057	0,89539
18	0,07109	0,00001278	0,00058	0,90572	0,89597
19	0,070398	0,000004434	0,00291	0,90572	0,89888
20	0,069209	7,014E-07	0,00131	0,90572	0,9002

- **Interprétation des résultats obtenus**

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

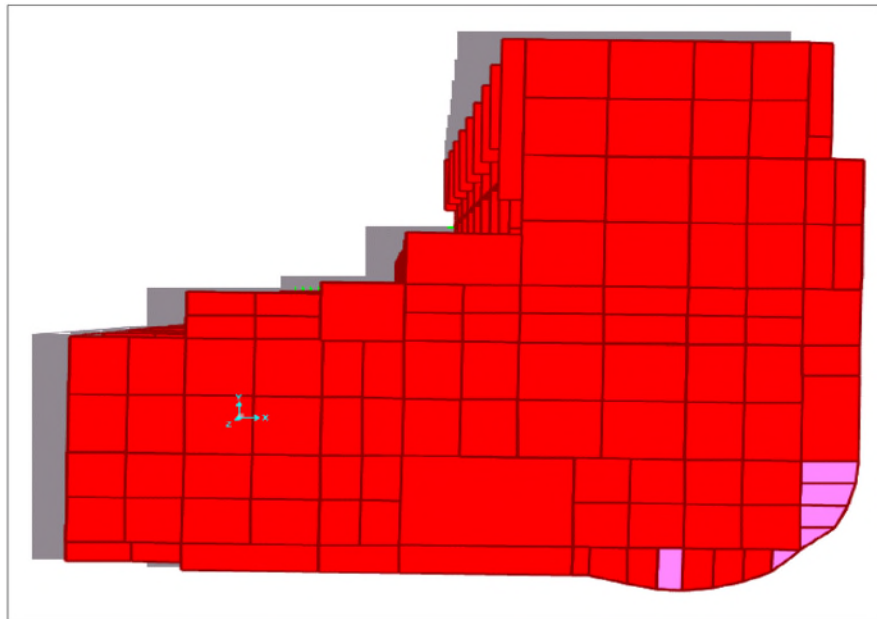


Figure 3.3. *Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).*

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

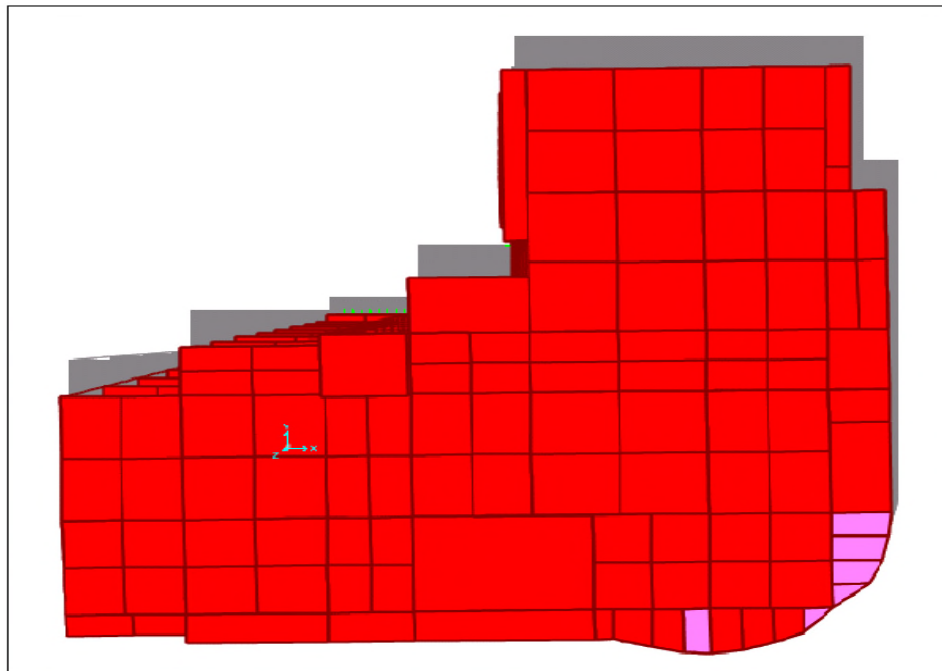


Figure 3.4. *Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).*

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

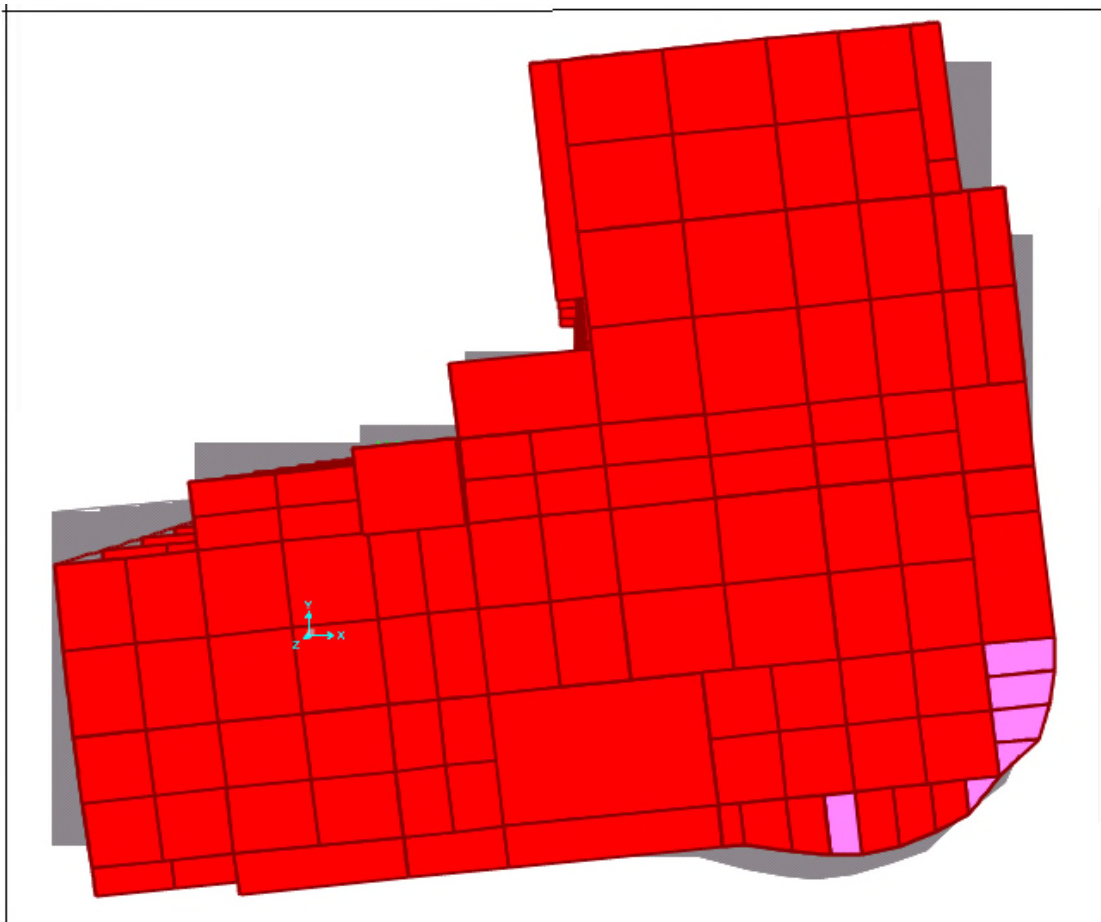


Figure 3.5. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).

5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le [7] (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- ✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E. Sol	9522,471	5192,502	64,71279968	35,2872
RDC	29144,78	4758,917	85,96342711	14,03657
1	25445,47	5798,717	81,44065386	18,55935
2	21877,29	5265,264	80,60143944	19,39856
3	18412,73	4704,665	79,64880727	20,35119
4	15066,98	4101,433	78,60317313	21,39683
5	11854,41	3434,55	77,53574835	22,46425
6	8785,279	2694,341	76,52935376	23,47065
7	5850,274	1879,569	75,68425387	24,31575
8	2914,364	1004,871	74,36053209	25,63947

Tableau 3.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E.Sol	41,829	61,002	40,67742	59,32258	146,807	277,386	34,608539	65,391
RDC	1491,237	799,662	65,09396	34,90603	1257,365	785,864	61,538134	38,461
1	1268,144	1173,386	51,94054	48,05945	1001,552	1432,226	41,152151	58,847
2	1256,74	1032,714	54,89256	45,10744	1006,962	1261,344	44,392687	55,607
3	1242,482	857,534	59,1653	40,83464	967,401	1105,752	46,663270	53,336
4	1116,116	761,459	59,44454	40,55545	942,195	907,677	50,932983	49,067
5	1008,467	613,22	62,18629	37,81371	825,173	762,038	51,988866	48,011
6	806,098	520,986	60,74204	39,25795	747,956	546,123	57,798326	42,201
7	654,835	353,08	64,96926	35,03073	578,35	388,022	59,847553	40,152
8	502,914	159,06	75,97186	24,02813	580,916	180,099	76,334369	23,665

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est vérifié.

5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le [7] exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8 V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2597.158	1777.808	Vérifiée
Suivant Y-Y	2666.645	1713.384	Vérifiée

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le [7] (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le [7] (Art4.43).

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6. Vérifications des déplacements de niveaux.

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
E.Sol	306,0	0,02	0,1	0	0,10	0,033	0,03	0,150	0	0,15	0,049
RDC	306,0	0,09	0,45	0,1	0,35	0,114	0,1	0,500	0,150	0,35	0,114
01	306,0	0,26	1,3	0,45	0,85	0,278	0,24	1,200	0,500	0,70	0,229
02	306,0	0,46	2,3	1,3	1,00	0,327	0,38	1,900	1,200	0,70	0,229
03	306,0	0,67	3,35	2,3	1,05	0,343	0,55	2,750	1,900	0,85	0,278
04	306,0	0,88	4,4	3,35	1,05	0,343	0,72	3,600	2,750	0,85	0,278
05	306,0	1,07	5,35	4,4	0,95	0,310	0,89	4,450	3,600	0,85	0,278
06	306,0	1,25	6,25	5,35	0,90	0,294	1,06	5,300	4,450	0,85	0,278
07	306,0	1,4	7	6,25	0,75	0,245	1,22	6,100	5,300	0,80	0,261
08	306,0	1,52	7,6	7	0,60	0,196	1,37	6,850	6,100	0,75	0,245

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

De notre cas les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont négligés car la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i : \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
E.Sol	306,0	10613,94	0,1	142,783	0,024	0,15	271,455	0,019
RDC	306,0	31531,539	0,35	2345,769	0,015	0,35	2415,782	0,015
01	306,0	27806,699	0,85	2441,53	0,032	0,7	2433,778	0,026
02	306,0	24138,073	1	2289,454	0,034	0,7	2268,306	0,024
03	306,0	20545,867	1,05	2100,016	0,034	0,85	2073,153	0,028
04	306,0	17029,705	1,05	1877,575	0,031	0,85	1849,872	0,026
05	306,0	13583,055	0,95	1621,687	0,026	0,85	1587,211	0,024
06	306,0	10206,405	0,9	1327,084	0,023	0,85	1294,079	0,022
07	306,0	6890,021	0,75	1007,915	0,017	0,8	966,372	0,019
08	306,0	3530,219	0,6	661,974	0,010	0,75	761,015	0,011

5.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le [7] article (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau 3.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (cm ²)	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
Entre	4225	1913,02	G+Q+Ey	0,181	Vérifiée
RDC	4225	2513,60	G+Q+Ex	0,238	Vérifiée
Etages 1	3900	1883,79	G+Q+Ex	0,193	Vérifiée
Etages 2	3600	1424,22	G+Q+Ey	0,158	Vérifiée
Etages 3	3300	1067,57	G+Q+Ey	0,129	Vérifiée
Etages 4	3025	787,892	G+Q+Ey	0,104	Vérifiée
Etages 5	2750	589,22	G+Q+Ex	0,086	Vérifiée
Etages 6	2500	480,44	G+Q+Ex	0,077	Vérifiée
Etages 7	2250	351,52	G+Q+Ex	0,062	Vérifiée
Etages 8	2025	191,36	G+Q+Ey	0,038	Vérifiée

6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le [7], ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau 3.9. *Dimensions finales des éléments structuraux.*

Niveaux	E. S	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
Poteau	65*65	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45	45*45
Voile	15 cm									
P.P (cm²)	30*40									
P.S (cm²)	30*40									

Chapitre 04 Etude des éléments structuraux

1. INTRODUCTION

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la [7] comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le [7] (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).

- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

h : hauteur de la poutre

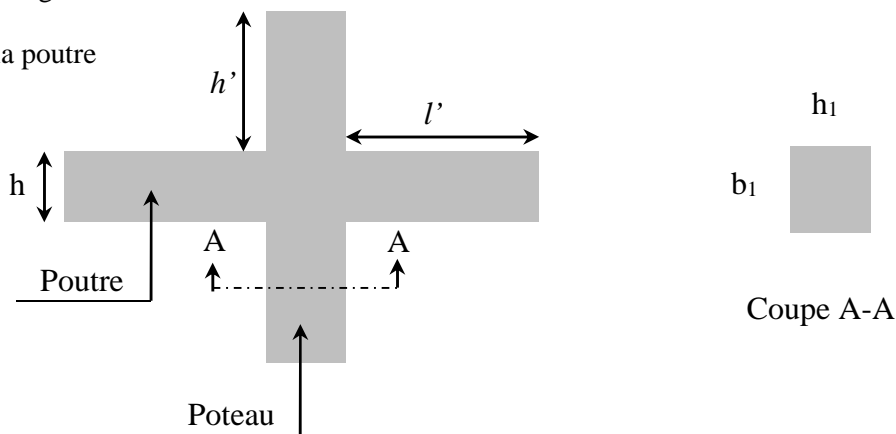


Figure 4.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et E. Sol	65*65	33.8	169	253.5
1 ^{ème} étage	65*60	31.2	156	234
2 ^{ème} étage	60*60	28.8	144	216
3 ^{ème} étage	60*55	26.4	132	198
4 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} étage	55*50	22	110	165
6 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
7 ^{ème} étage	50*45	18	90	135
8 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5

□ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_t^{min}$zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

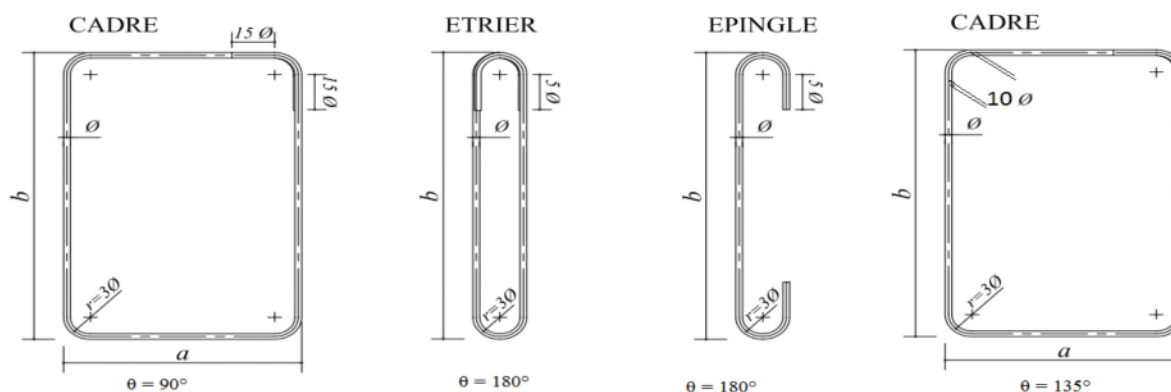


Figure 4.2. Ancrage des armatures transversales

2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V19, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau 4. 2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveau x	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)
RDC	2513.599	-142.6463	3.085	13.9492	190.4078	482.429

2.3. Calcul du ferrailage

□ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

□ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$$N^{max} = 2513.599 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = -142.6463 \text{ KN.m}$$

$$M^{max} = 190.4078 \text{ KN.m} \rightarrow N^{corr} = 482.429 \text{ KN}$$

$$N^{min} = 3.085 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = 13.9492 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 65 \text{ cm} ; d = 62 \text{ cm} ;$$

$$\text{Situation accidentelle: } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1,$$

Calcul sous N^{max} et M^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{142.6463}{2513.599} = 0.056 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Le calcul se fait alors comme suit :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 142.6463 + 2513.599 \times (0.62 - 0.65/2) = 884.158 \text{ m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.65 \times 18.48 = 1.52 > (2513.599 \times (0.62 - 0.03) -) \times 10^{-3} = 0.60 \text{ MN.m}$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée

N de compression et c à l'intérieur de la section donc ⇒ La section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{884.158 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,65 \times 0,62^2} = 0.191$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,27 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 39,92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -22,91 \text{ cm}^2/\text{ml} < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul sous M^{max} et N^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{190,4078}{482,429} = 0,39 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

$$M_u^A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 190,4078 + 482,429 \times \left(0,62 - \frac{0,65}{2} \right) = 332,72 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65 \times 0,65 \times 18,48 = 1,52 > (482,429 \times (0,62 - 0,03) - 332,72) \times 10^{-3} = -0,048 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow N$ est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la Section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

Alors :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^A}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{332,72 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,65 \times 0,62^2} = 0,072 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \alpha = 0,0935 \rightarrow z = 0,59$$

$$A_1 = \frac{332,72 \times 10^{-3}}{0,61 \times 400} = 13,93 \text{ cm}^2 \text{ donc:}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 13,93 \times 10^{-4} - \frac{482,429 \times 10^{-3}}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 65 \times 62 \times 2,1 / 400 = 4,86 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min}

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau 4. 3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A SAP (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
E. Sol	65*65	1.1	33.8	42.25	45.74	12HA20+4HA16
RDC	65*65	1.89	33.8	42.25	45.74	12HA20+4HA16
Etages 1	65*60	0.51	31.2	39	41.22	8HA16+8HA20
Etages 2	60*60	0.38	28.8	36	41.22	8HA16+8HA20
Etages 3	60*55	0.42	26.4	33	41.22	8HA16+8HA20
Etages 4	55*55	0.81	24.2	30.25	30.28	12HA16+4HA14
Etages 5	55*50	0.62	22	27.5	28.40	8HA16+8HA14
Etages 6	50*50	3.07	20	25	26.52	12HA14+4HA16
Etages 7	50*45	2.4	18	22.5	24.63	16HA14
Etages 8	45*45	4.02	16.2	20.25	20.36	4HA16+8HA14

✓ **Ferraillage transversale**

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau de entre sol (65×65):

Aadoptée = 12HA20+4HA16= 45.74cm².

Donc : $\phi_{l}^{min} = 1.6$ cm

Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$

lf = 0.7 l0 *tels que* **l0** = hétage – hpoutre

$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0,7 \times 3,06}{0,65} = 3.30 \Rightarrow \rho_a = 3,75$

D'où : $A_t = \frac{3,75 \times 67.174 \times 10^{-3} \times 0.15}{65 \times 400} \times 10^2 = 1.45 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_{l_{min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min}(12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a $3 < \lambda g = 3.3 < 5$, d'où:

$0.8\%(t \times b) \leq A_{tmin} \leq 0.3\%(t \times b)$

$(5 - 3) \rightarrow 0.3\% - 0.8\%$

$(5 - 3.3) \rightarrow 0.3\% - x$

$\Rightarrow A_{tmin} = 0.455\%(t \times b)$

✓ **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40 \phi_{l_{max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$

Tableau 4. 4. Ferraillage transversales des poteaux

Niveau	E- sol	RDC	1 étage	2éme étages	3éme étages	4éme étages	5éme él.6tages	6éme étages	7éme étages	8éme étages
Section (cm ²)	65*65	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45	45*45
$\phi_{l_{max}}$ (cm)	2	2	2	2	2	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6
$\phi_{l_{min}}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
L ₀ (m)	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
L _f (m)	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862
Λg	2.86	2.86	2.86	3.1	3.1	3.85	3.85	3.724	3.724	4.13
ρ _a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
Vu(kn)	67.174	164.763	94.22	107.226	108.967	107.195	98.718	89.584	67.684	68.289
L _r (cm)	80	80	80	80	80	64	64	64	56	56

S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A ^t _{cal} (cm ²)	1.45	3.56	2.038	2.51	2.55	2.74	2.52	2.51	1.9	2.13
A ^t _{min} (cm ²)	4.43	4.43	4.43	4.095	4.095	3.75	3.75	3.41	3.41	3.07
A ^t _{adopte} (cm ²)	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
Nombre des cadres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10

D'après le Code De Béton Armé [4] (Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.4. Vérifications nécessaires

□ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le [3](Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br ≥ Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
E.S	1913,02	0.1876	9.925	0.837	0.3969	0.1039	Vérifiée
RDC	2513.599	0.1876	9.925	0.837	0.3969	0.1365	Vérifiée
Etg 1	1883,785	0,1876	9,925	0,837	0,3654	0,1023	Vérifiée
Etg 2	1424.223	0,1732	10,751	0,834	0,3364	0,0776	Vérifiée
Etg 3	1132.636	0,1732	10,751	0,834	0,3074	0,06174	Vérifiée
Etg 4	763.958	0,1588	11,725	0,831	0,2809	0,0417	Vérifiée
Etg 5	730.953	0,1588	11,725	0,831	0,2544	0,03998	Vérifiée
Etg 6	544.647	0,1443	12,904	0,828	0,2304	0,02989	Vérifiée
Etg 7	365.732	0,1443	12,904	0,828	0,2064	0,02008	Vérifiée
Etg 8	194.16	0,1299	14,334	0,822	0,1849	0,010738	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

□ Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc,1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$V = h/2$ et $V' = h - V$ (une section symétrique)

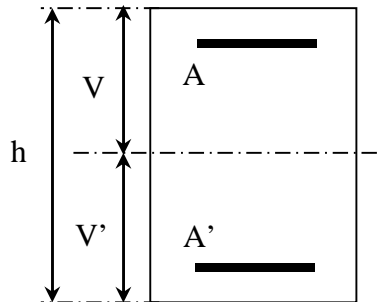


Figure 4.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 4. 6.Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	E. S	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
Sections	65*65	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45	45*45
d (cm)	62	62	62	57	57	52	52	47	47	42
A (cm ²)	45.74	45.74	41.22	36.44	36.44	30.28	28.4	26.52	24.63	20.36
V (cm)	32.5	32.5	32.5	30	30	27.5	27.5	25	25	22.5
V' (cm)	32.5	32.5	32.5	30	30	27.5	27.5	25	25	22.5
I _{yy} (m ⁴)	0.0268	0.0268	0.0245	0.0188	0.0179	0.013	0.012	0.0091	0.0076	0.004
N _{ser} (MN)	1.0527	1.3303	1.1516	0.9835	0.8247	0.674	0.5322	0.396	0.2662	0.1413
M _{ser} (MN.m)	0.0219	0.0530	0.0234	0.0218	0.0212	0.024	0.0252	0.0252	0.0215	0.0254
σ _{bc1} (MPa)	2.52	3.21	2.98	2.77	2.53	2.28	1.99	1.65	1.27	1.27
σ _{bc2} (MPa)	2.76	3.79	3.26	3.08	2.85	2.73	2.51	2.28	1.94	0.7
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observatio	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifié	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

□ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le [4] (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	σ _{bu} (MPa)	σ _{bu} (MPa)	Obs.
E. Sol	65*65	1.862	2.86	0.04	62	67.174	0,167	1,00	Vérifiée
RDC	65*65	1.862	2.86	0.04	62	164.763	0,409	1,00	Vérifiée
Etage 1	65*60	1.862	2.86	0.04	62	94.22	0,253	1,00	Vérifiée
Etage 2	60*60	1.862	3.1	0.04	57	107.226	0,314	1,00	Vérifiée
Etage 3	60*55	1.862	3.1	0.04	57	108.96	0,348	1,00	Vérifiée
Etage 4	55*55	1.862	3.85	0.04	52	107.195	0,375	1,00	Vérifiée
Etage 5	55*50	1.862	3.85	0.04	52	98.718	0,38	1,00	Vérifiée
Etage 6	50*50	1.862	3.724	0.04	47	89.584	0,382	1,00	Vérifiée
Etage 7	50*45	1.862	3.724	0.04	47	67.684	0,32	1,00	Vérifiée
Etage 8	45*45	1.862	4.13	0.04	42	68.289	0,361	1,00	Vérifiée

□ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

Tableau 4.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	E. Sol	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
Sections	65*65	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	45*50	45*45
h' (cm)	65	65	65	60	60	60	60	60	60	60
L' (cm)	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80

□ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50\text{cm}$.

•entre-Sol:

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max(51 ; 65 ; 65 ; 60\text{cm}) = 65\text{cm}$$

□ Schémas de ferrailage

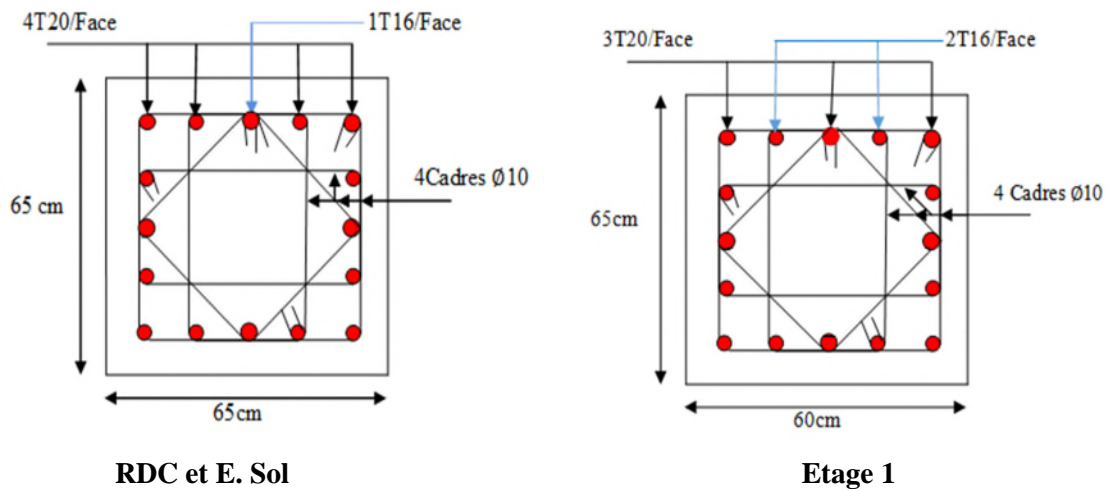


Figure 4.4. Schéma de ferrailage des poteaux du RDC, E. Sol et étage 1

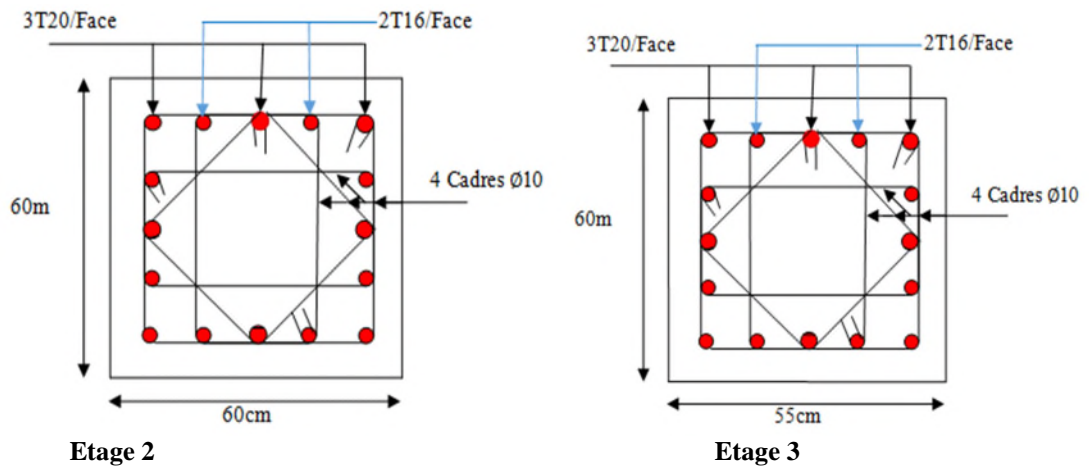


Figure 4. 5.Schéma de ferrailage des poteaux des étages 2 et 3

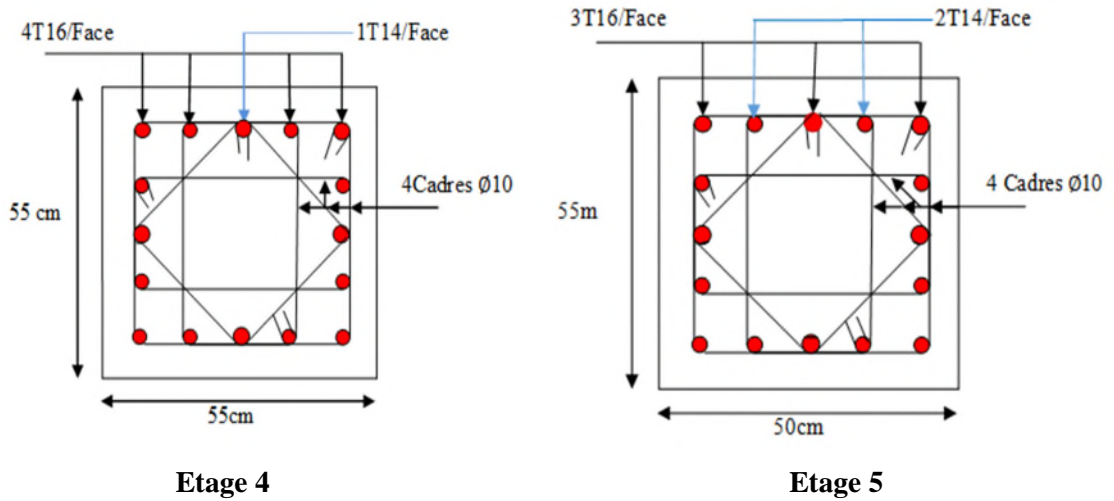


Figure 4.6. Schéma de ferrailage des poteaux des étages 4 et 5

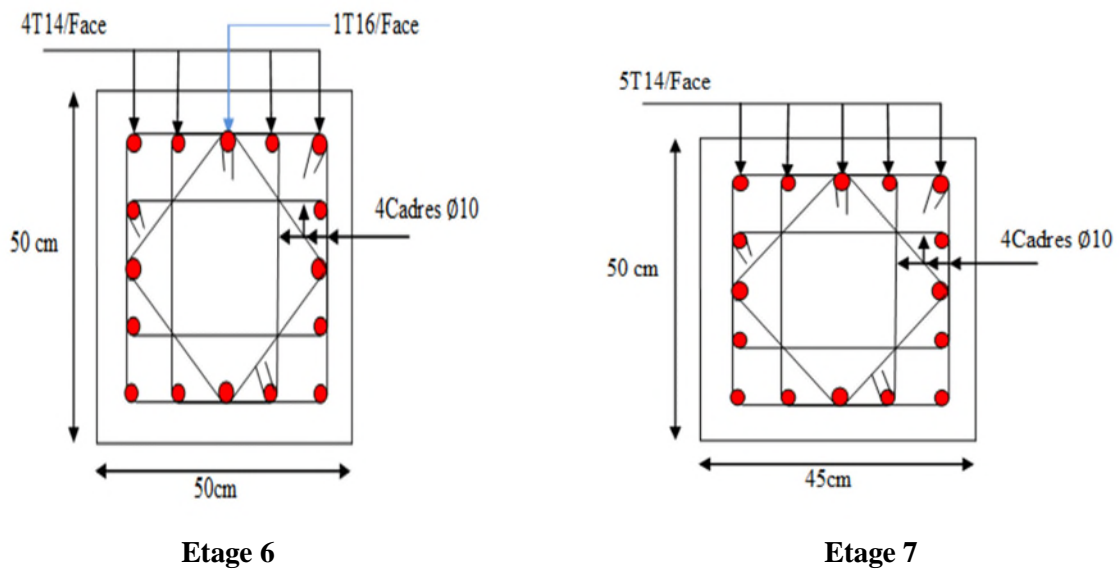


Figure 4.7. Schéma de ferrailage des poteaux des étages 6 et 7

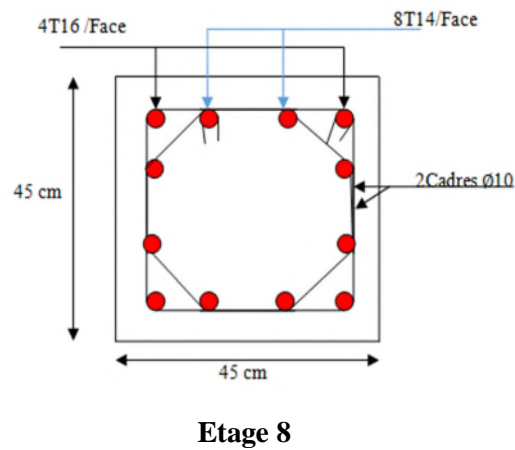


Figure 4.8. Schéma de ferrailage du poteau des étages

3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

3.1. Recommandations

□ Armatures longitudinales: [3] (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

□ Armatures transversales : [7] (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V19.

Tableau 4.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal(RPA)} (cm ²)	A SAP	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²) 0.5%	N ^{bre} de barres
Etages courant	Travée	95.5208	6.92	8.11	10.18	6	3HA14+2HA16
	Appui	-97.665	7.08	10.025	12.66	6	3HA14+4HA16
Terrasse inaccessible	Travée	26.5377	1.82	6.882	8.01	6	3HA14+3HA12
	Appui	-43.9907	3.06	-7.853	8.01	6	3HA14+3HA12

Tableau 4.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal(RPA)} (cm ²)	A SAP	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etage courant	Travée	84.789	6.09	6.88	8.01	6	3HA12+3 HA14
	appui	-92.848	6.71	-7.90	8.01	6	3HA12+3 HA14
Terrasse inaccessible	Travée	27.879	1.92	6.88	8.01	6	3HA12+3 HA14
	appui	-43.353	3.01	6.88	8.01	6	3HA12+3 HA14

➤ **Ferrailage longitudinal**

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée Avec les

sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -97.665 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \\ M_t = 95.5208 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \end{cases}$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97.665 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,48} = 0,128 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,128 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0,17 ; Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,34 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{97.665 \times 10^{-3}}{0,34 \times 400} \times 10^4 = 7.08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{95.5208 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,125 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,125 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,125}) = 0,16 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,345 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{97.665 \times 10^{-3}}{0,345 \times 400} \times 10^4 = 6.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11.43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11.43 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm} \text{ et } A_t = 4\phi_t = 2,01 \text{ cm}^2 (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier})$$

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le [7] (Art 7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$\text{On a } A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

$$\text{Pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm.}$$

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 4\%(b \times h)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{max} = 48 \text{ cm}^2$$

✓ Poutres secondaire : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaire : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cat} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	253.464	2.283	3,33	Vérifiée
Secondaires	153.634	1.384	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau 4. 12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	253.464	-97.665	8.37	7.29	-1.46	Vérifiée
Secondaires	153.634	-92.848	5.076	4.42	-8.85	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

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

Tableau 4. 13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	23.4568	3.39	9.63	47023.16	4.8	15	Vérifiée
	Appui	-27.409	3.39	9.63	47023.16	5.164	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	17.8458	3.39	9.63	47023.16	3.665	15	Vérifiée
	Appui	-21.241	3.39	9.63	47023.16	4.35	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 37.125\text{cm} \\ A = 8.42\text{cm}^2 < A_f = 11,65 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 37.125 \text{ cm} \\ A = 8.01\text{cm}^2 < A_f = 11.65 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.3. Schémas de ferrailage

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

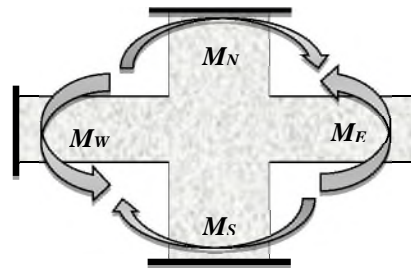


Figure 4. 9. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

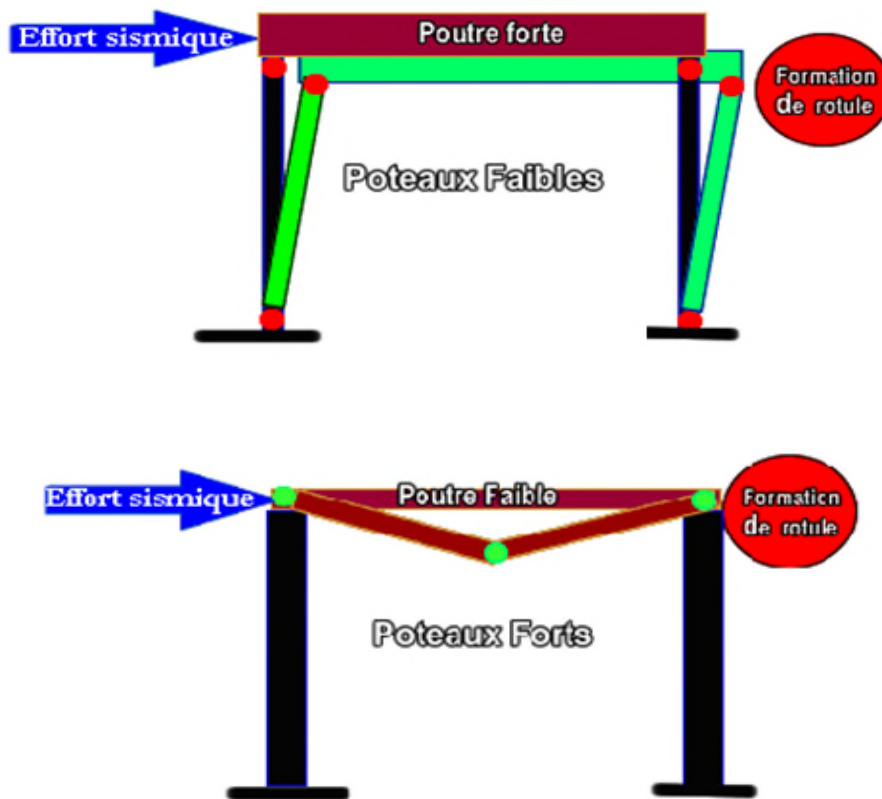


Figure 4. 10. Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d’armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau 4. 14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
E. Sol	0.65	0,585	22,87	348	465,587
RDC	0.65	0,585	22,87	348	465,587
Etages 1	0.65	0,585	20,61	348	419,578
Etages 2	0.6	0,54	20.61	348	387.30
Etages 3	0.6	0,54	20.61	348	387.30
Etages 4	0.55	0,495	15,14	348	260,802
Etages 5	0.55	0,495	14,2	348	244,609
Etages 6	0.5	0,45	13,26	348	207,652
Etages 7	0.5	0,45	12,315	348	192,853
Niveau 8	0.45	0,405	10,18	348	143,477

Tableau 4. 15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etage courant	0,4	0,36	12.66	348	158.60
Terrasse inaccessible	0,4	0,36	8.01	348	100.349

Tableau 4.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etage courant	0.4	0.36	8.01	348	100.349
Terrasse inaccessible	0.4	0.36	8.01	348	100.349

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau 4.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_{N+M_S}	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
E. Sol	465,587	465,587	931,174	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
R.D.C	419,578	465,587	885,165	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
Etage1	387.30	419,578	806.88	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
Etage2	387.30	387.30	774.6	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
Etage3	260,802	387.30	684.102	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
Etage4	244,609	260,802	505,411	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
Etage5	207,652	244,609	452,261	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
Etage6	192,853	207,652	400,505	133,799	158.6	365,49875	Vérifiée
Etage7	143,477	192,853	336,33	133,799	158.6	365,49875	Non Vérifiée
Etage8	0	143,477	143,477	100,349	100,349	250,8725	Non Vérifiée

Tableau 4.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_{N+M_S}	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
ES	465,587	465,587	931,174	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
R.D.C	419,578	465,587	885,165	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage1	342,39	419,578	761,968	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage2	342,39	342,39	684,78	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage3	260,802	342,39	603,192	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage4	244,609	260,802	505,411	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage5	207,652	244,609	452,261	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage6	192,853	207,652	400,505	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage7	143,477	192,853	336,33	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage8	0	143,477	143,477	100,349	100,349	250,8725	Non Vérifiée

D’après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée sauf pour les dernier étages donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Schémas de ferrailage des poutres

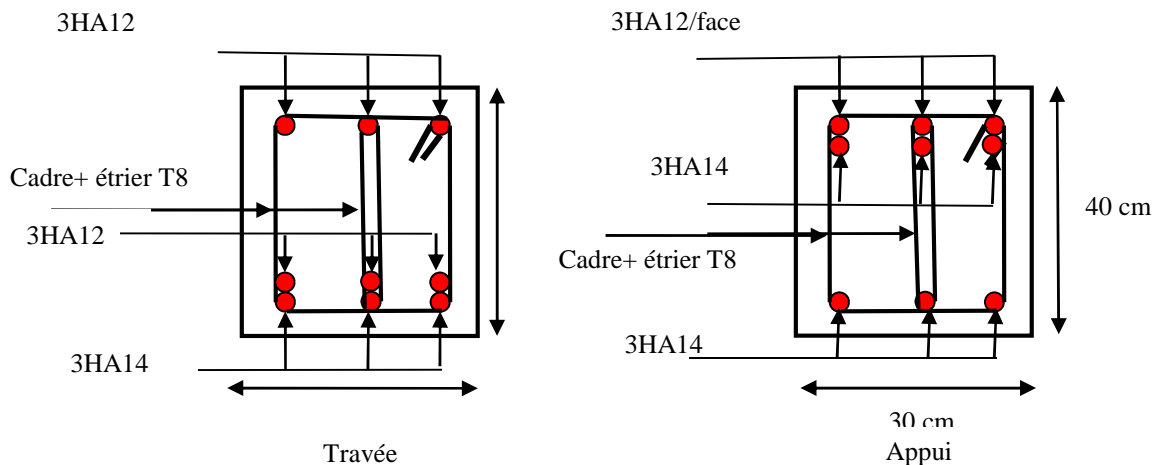


Figure 4.11. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible

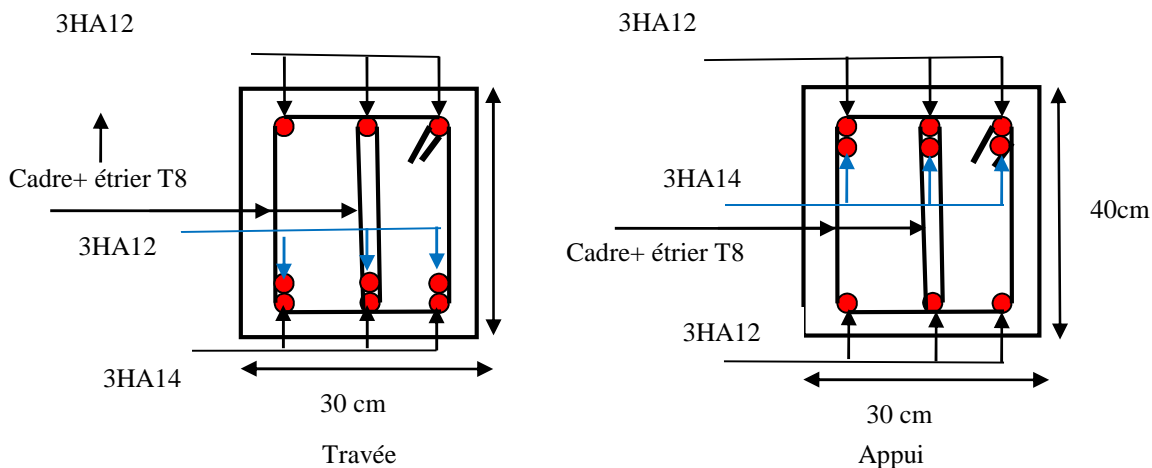


Figure 4.12. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant et terrasse inaccessible

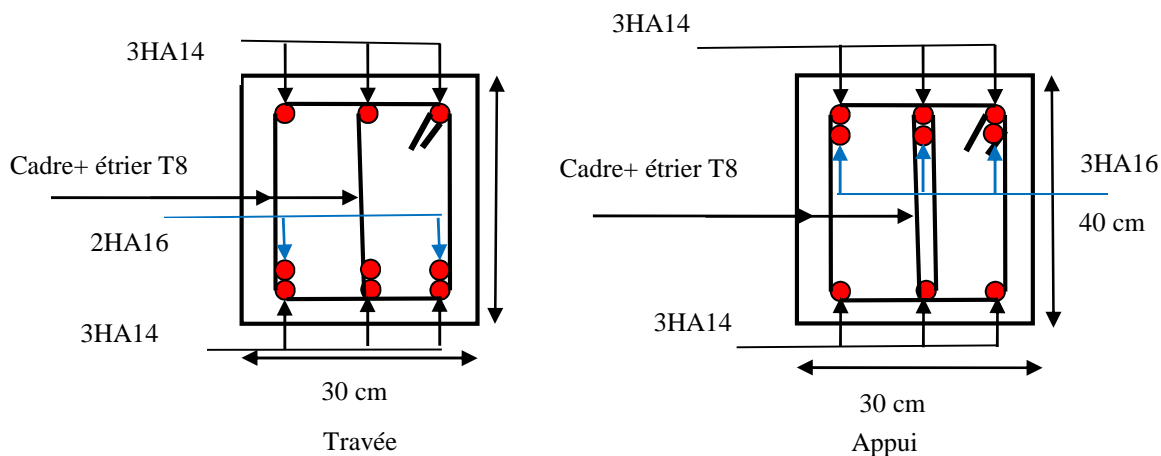


Figure 4.13. Schéma de ferrailage de la poutre principale étage courant

4. Etude des voiles

4.1. Introduction

[7] (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles peuvent être plaines ou comportant des ouvertures liées entre eux par des planchers ; dans notre cas on a deux types de voiles pleins et avec ouvertures.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ Règles communes [3] ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$
 Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Exemple de calcul : (voile plein)

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V19, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y//}$ à Y-Y'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entresol	-1059,536	221,4123	873,244	-646,067	-214,597	310,6735	155,676
Combinaison	G+Q-E _x		G+Q+E _Y		0,8G-E _x		/

4.4. Ferrailages

➤ Calcul du ferrailage sous M_{max} et N_{cor}

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.75 \text{ m}, d = 2.72 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}.$$

$$M_{max} = 873,244 \text{ KN.m}, N_{cor} = -646,067 \text{ KN. (Compression)}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1,35 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1,37 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 873,244 + 646,067 \times \left(2,72 - \frac{2,75}{2} \right) = 1742,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1742,20 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,72^2 \times 18,48} = 0,084$$

$$\mu_{bu} = 0,084 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,109$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,72(1 - 0,4 \times 0,109) = 2,60 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1742,20 \times 10^{-3}}{2,60 \times 400} = 16,75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 16,75 \times 10^{-4} - \frac{646,067 \times 10^{-3}}{400} = 0,61 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 0,61 \text{ cm}^2$.

➤ Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 2,72 = 6,18 \text{ cm}^2$

❖ Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

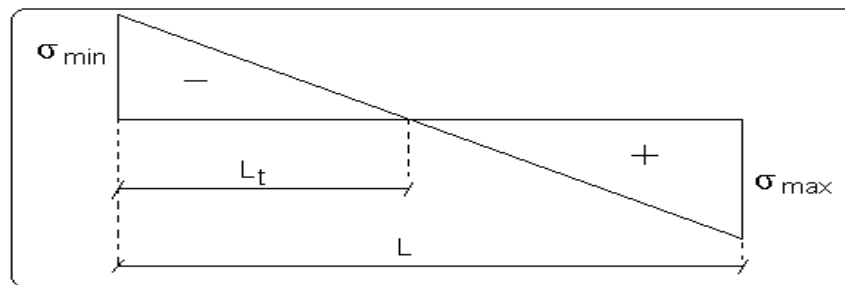


Figure 4. 14. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{646,067 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,75} + \frac{873,244 \times 10^{-3}}{0,259} \times 1,375 = 6,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{646,067 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,75} - \frac{873,244 \times 10^{-3}}{0,259} \times 1,375 = -3,05 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{3,05 \times 2,75}{6,2 + 3,05} = 0,90 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% \times 0,15 \times 0,90 = 2,72 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - l_t = 2,75 - 0,9$$

$$l_c = 1,85 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,15 \times 1,85 = 2,76 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 8 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 16 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 155,676 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 155,676 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,75} = 0,53 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0,53 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,5 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}

$$N_{min} = -214,597 \text{ KN (Compression)}, M_{cor} = 310,6735 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1,44 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,37 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 310,6735 + 214,597 \times \left(2,72 - \frac{2,75}{2}\right) = 599,3065 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{599,3065 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,72^2 \times 18,48} = 0,029$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037$$

$$z = 2,72(1 - 0,4 \times 0,037) = 2,67 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{599,3065 \times 10^{-3}}{2,67 \times 400} = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,59 \times 10^{-4} - \frac{214,597 \times 10^{-3}}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 0,22 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{\max} et M_{cor}**

$N_{\max} = -1059,536 \text{ KN (Compression)}, M_{\text{cor}} = 221,4123 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,21 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1,37 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section .

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1059,536 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,75} + \frac{221,1234 \times 10^{-3}}{0,259} \times 1,375 = 3,73 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1059,536 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,75} - \frac{221,1234 \times 10^{-3}}{0,259} \times 1,375 = 1,39 \text{ MPa} > 0$$

Donc la section est entièrement comprimée.

$$M_{\text{ua}} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 221,4123 + 1059,536 \times \left(2,72 - \frac{2,75}{2}\right) = 1646,488 \text{ KN.m}$$

$N_u(d - d') - M_{\text{ua}} < (0,5 h - d') b \times h \times f_{\text{bu}} \rightarrow 1,20 \text{ MPa} < 10,25 \text{ MPa}$ donc $A=0$.

$$A' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{\text{bu}}}{f_s'} = 0 \text{ cm}^2$$

Avec : $\Psi = 0,48$, $f_s' = 400 \text{ MPa}$.

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 16\text{HA}8 = 8,04 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{Zc} = 7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$A_h = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile.

Tableau 4.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	E.sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage
Section	0,15×2,75	0,15×2,75	0,15×2,75	0,15×2,75
N(KN)	-646,067	-532,322	-161,221	-93,844
M(KN.m)	873,244	787,2453	111,1525	123,0018
V(KN)	155,676	370,443	250,136	68,447
τ (MPa)	0,53	1,27	0,69	0,18
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	0,61	1,05	0	0
A_{min} (cm ²)	6,19	6,19	6,19	6,19
L_t	0,91	0,94	0,46	0,89
$A_{\text{min}}^{\text{tendu}}$ (cm ²)	2,76	2,84	1,38	2,68
$N^{\text{barre/face}}$	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
S_t (cm)	16	16	16	16

A_{min}^{comp} (cm ²)	2,72	2,60	3,43	2,78
$N^{barre}/face$	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
A_h^{cal} (cm ²)	0,5	1,19	0,80	0,23
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

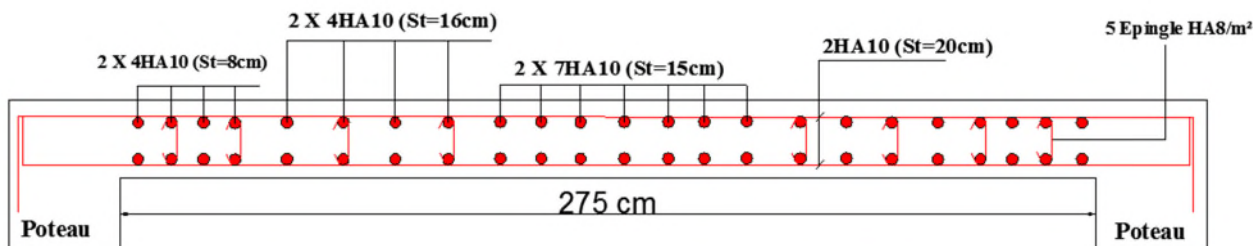


Figure 4.15. Schéma de ferrailage du Voile Vy1 (niveau entresol).

4.5. Voile avec ouverture

Voile avec ouverture est caractérisée par son inertie I équivalente, Cette inertie est prise en compte pour faire en sorte que la distribution des forces horizontales sera assimilée à celle d’un voile plein.

Cette inertie est égale à :

$$I_{eq} = \frac{I}{\left(\frac{60}{11} \times \frac{2 \times m \times c}{I_0} \times \frac{\Omega}{\alpha^2} + 1 \right)}$$

I : est l’inertie totale du refend pris égale $(\sum_1^j I_j + 2\sum_1^j m \times C_j)$

m : est le moment statique par rapport au centre de gravité du refend $(m = \frac{2C}{\sum \frac{1}{S_i}})$

Ω : est la section du refend.

$2 \times C$: est la distance entre les centres de gravité des éléments du refend

$\alpha = w \times H$: est définie comme un coefficient de monolithisme

H : est la hauteur totale du refend mesurée à partir de la base.

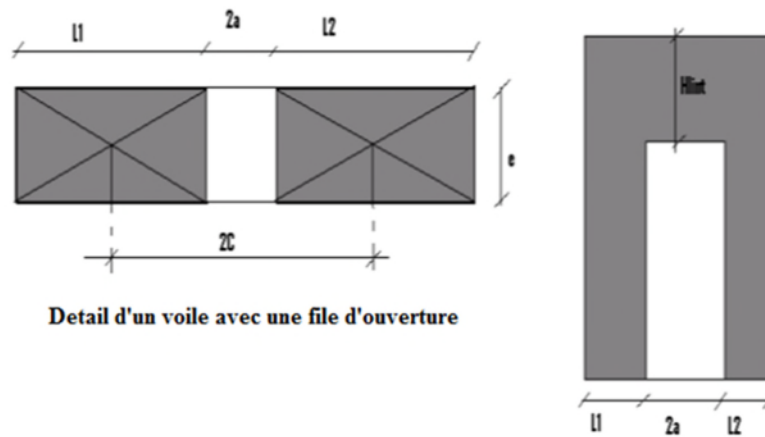


Figure 4.16. Voile avec ouverture.

4.5.1. Calcul du trumeau

Pour un voile avec ouverture on calcule et on ferraille les trumeaux comme un voile plein. Le calcul des armatures verticales et horizontales du trumeau sont illustré dans le tableau suivant :

Tableau 4. 21. Sollicitations et ferrailage du trumeau.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage
Section	0,35×1,89	0,35×1,89	0,3×1,89	0,3×1,89
N(KN)	-1139,199	-1130,487	-289,361	-144,44
M(KN.m)	1324,7042	1324,5451	507,874	179,038
V(KN)	416,571	566,2	376,453	201,233
τ (MPa)	0,89	1,21	0,94	0,5
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	5,22	5,31	3,36	0,6
A_{min} (cm ²)	9,92	9,92	8,50	8,50
L_t	0,68	0,69	0,77	0,7
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,82	4,83	4,65	4,22
$N^{barre}/face$	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	16	16	16	16
A_{min}^{comp} (cm ²)	4,20	4,19	3,34	3,55
$N^{barre}/face$	2HA14+1HA12	2HA14+1HA12	3HA12	3HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,95	2,66	1,77	0,94
A_h^{min} (cm ²)	1,05	1,05	0,9	0,9
A_h^{adop} (cm ²)	3,08	3,08	2,26	2,26
N^{barre}	2HA14	2HA14	2HA12	2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20

4.5.2. Calcul de linteau

Le linteau se ferraille à la flexion simple.

Exemple de ferrailage linteau du voile RDC

$$V=1139,199 \text{ KN}$$

$$M=1324,7042 \text{ KN.m}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V = 1594,8786 \text{ KN}$$

$d=0,9h$ h : hauteur du linteau

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1594,87 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,954} = 4,77 \text{ MPa}$$

$\tau = 4,77 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (Pas de risque de rupture par cisaillement dans le linteau).

$$\tau > 0,06 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

D'après R.P.A 99, on dispose les ferrillages longitudinaux, transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

a) Calcul des armatures diagonales

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{1139,199 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,62} = 22,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h - 2 \times c}{2 \times a} \quad c : \text{enrobage}$$

$$\tan \alpha = 0,79 \Rightarrow \alpha = 38,44^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 0,62$$

$$A_D^{\min} = 0,15 \% \times e \times h = 5,56 \text{ cm}^2$$

On prend $A_D=4\text{HA}25+2\text{HA}16=23,66 \text{ cm}^2$

b) Calcul des armatures longitudinales

$$A_l^{\min} = 0,15 \% \times e \times h = 5,56 \text{ cm}^2$$

On prend $A_l=4\text{HA}14= 6,16 \text{ cm}^2$.

c) Calcul des armatures transversales

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} < \tau ,$$

$$St \leq \frac{h}{4} = 26,5 \text{ cm} \text{ on prend } St = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } A_t^{\min} = 0,25 \% \times t \times e = 1,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t=2\text{HA}12= 2,26 \text{ cm}^2$.

d) Calcul des armatures de peau

On met des armatures de peau pour évite la fissuration.

$$A_p = 0,2\% \times e \times h = 7,42 \text{ cm}^2$$

On prend $A_l = 5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$.

Pour les autres linteaux Les résultats sont groupés dans les tableaux suivants

Tableau 4.22. Les armatures diagonales

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage
V(KN)	1139,199	1130,48	289,361	144,44
τ (MPa)	4,77	6,63	1,41	0,5
$\bar{\tau}$ (MPa)	1,5	1,5	1,5	1,5
Ferrailage longitudinal	OK	OK	/	/
AD (cm ²)	22,90	22,73	/	/
AD min (cm ²)	5,56	5,56	/	/
AD Choisie (cm ²)	4HA25+2HA16	4HA25+3HA16	/	/

Tableau 4.23. Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage
A_l	/	/	12,69	4,47
$A_{l \text{ min}}$	5,65	5,65	4,77	4,77
A_l choisie (cm ²)	4HA14	4HA14	4HA25	4HA14
$A_t \text{ min}$	1,75	1,75	1,5	1,5
A_t choisie (cm ²)	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
$A_p \text{ min}$	7,42	7,42	6,36	6,36
A_p choisie (cm ²)	6HA14	6HA14	6HA12	6HA12

❖ Schéma de ferrailage

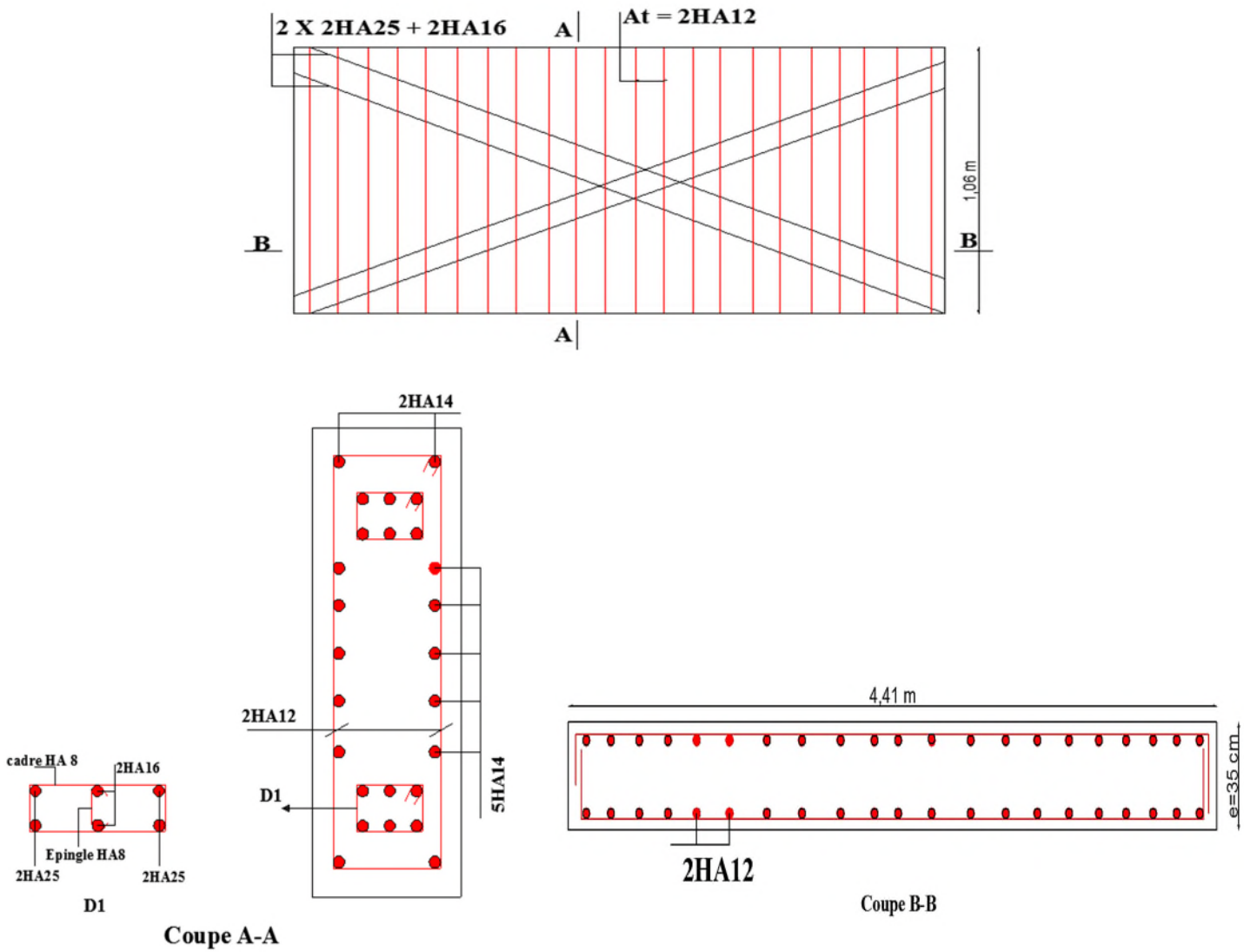


Figure 4.17. Ferrailage du linteau de RDC.

Chapitre 05 Etude de l'infrastructure

1. INTRODUCTION

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

2. Combinaison de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne [7], **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

ELU

ELS

3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.1 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.8 m.

4. Choix du type de fondation

4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V19. $N = 1132.86KN$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2.1 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{1132.86}{210}} \Rightarrow B \geq 2.32 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,7 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

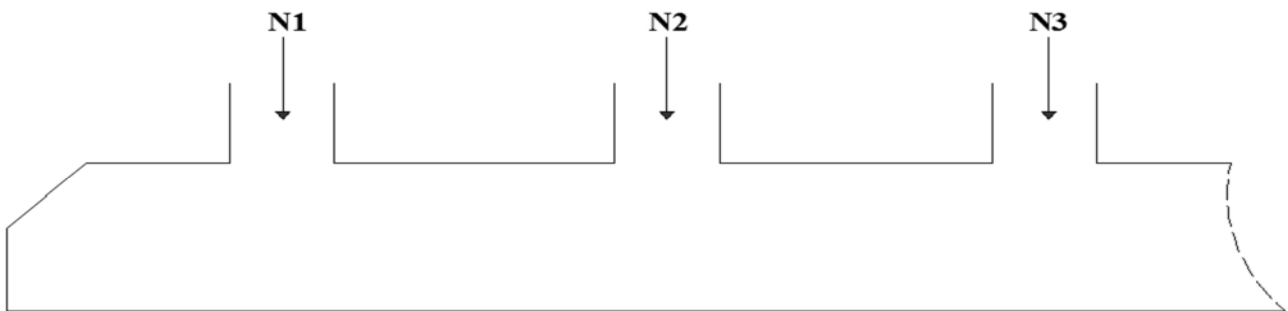


Figure 5.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 806.2 \text{ KN} ;$$

$$N_2 = 1069.49 \text{ KN} ;$$

$$N_3 = 849.77 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^3 N_i = 2724.46 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{2724.46}{210 \times 6.7} = 1.93 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,7m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.3. Radier général nervuré

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4.55\text{m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{495}{20} = 24.75 \text{ cm} \quad h_r = 30 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{495}{10} = 49.5 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,95^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 71,7 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 71,7 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 85 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{12 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,95 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,12 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_s = 19238,24$$

$$N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$S_{bat} = 195,95 \text{ m}^2$$

$$P_{radier} = 25 \cdot 0,3 \cdot 195,95 = 1469,625 \text{ KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \cdot 0,65 \cdot 0,75 \cdot 118,55 = 1444,83 \text{ KN.}$$

$$N' = 19238,24 + 1469,625 + 1444,83 = 22152,695 \text{ KN.}$$

$$S_{radier} \geq \frac{22152,695}{210} = 150,49 \text{ m}^2.$$

$$S_{radier} = 150,49 \leq S_{bâtiment} = 195,95 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

➤ Dimensions du radier étudié

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 4 \text{ cm}$ fissuration nuisible.

La surface du radier $S_{rad} = 150,49 \text{ m}^2$

4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{sol} = 0,21 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$I_x = 5923,2 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 6,58 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 1960,2 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 8,84 \text{ m}$$

Remarque

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

Données :

$$N = 22.152695 \text{ MN}; M_x = 1709.96 \text{ kN.m} ; I_{xG} = 5923.2 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{22.152}{150.49} + \frac{1.709}{5923.2} \times 8.84 = 0.15 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{22.152}{150.49} - \frac{1.709}{5923.2} \times 8.84 = 0.144 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.15 + 0.144}{4} = 0,1485 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,21 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

➤ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 22.152695 \text{ MN}; M_y = 914.3407 \text{ kN.m} ; I_{yG} = 1960.2 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{22.152}{150.49} + \frac{0.914}{1960.2} \times 6.58 = 0.15 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{22.152}{150.49} - \frac{0.914}{1960.2} \times 6.58 = 0.144 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,15 + 0.144}{4} = 0,148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,21 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$$N_d = 22152.695 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{22152.695 \times 4,95}{2 \times 150.49} = 364.33 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{364.33 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,15 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le [1] (**Article A.5.2.4.2**), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,40 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,40 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.6m$$

$$\Rightarrow N_d = 1.355 MN \leq 0,045 \times 5.6 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3.15 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

5. FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$L_x=4,95m$ et $L_y=4,95m$.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

G_1 : le poids propre de la nervure.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,3 = 7,5 KN / m^2.$$

$$G_1=18.75KN/m^2$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

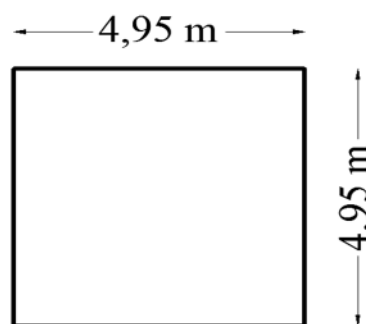


Figure 5.2. Schéma du radier

Tableau 5.1.effort normal donné par la structure

Combinaison	Effort normal
ELU	26373.37
G+Q±Ey	19287.007
G+Q±Ex	19168.439
0.8G+Ex	19173.526
0.8G-Ex	11817.939
0.8G±Ey	13538.415

On ferraille avec $N_u=26373.37 KN$.

$$q_u = \frac{26373.37}{150.49} + 1.35 * G_0 + 1.35 * G_1 = 210.68 KN/m^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 \Rightarrow \frac{19238.27}{150.49} + 7.5 + 18.75 = 154.09 KN / m^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.95 - 0,65 = 4.3 \text{ m} ; L_y = 4,95 - 0,65 = 4.3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0368 \times 210.68 \times 4.3^2 \\ M_{0y} = 1.0000 \times 143.35 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 143.35 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 143.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 121.85 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 121.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -71.675 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{121.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.26^2 \times 14,2} = 0,127 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,17 ; z = 0,24 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{121.85 \times 10^{-3}}{0,24 \times 348} = 14.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau 5.2. Section d'armatureur du radier

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres	A _{adop} (cm ²)	St (cm)
travée	X-X	121.85	14.46	2.4	8HA16	16.08	12
	Y-Y	121.85	14.46	2.4	8HA16	16.08	12
Appui		-71.675	8.24	/	8HA12	9.05	12

➤ Condition de non fragilité

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 1 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 1}{2}\right) \times 0,3 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 \Rightarrow \frac{19238.27}{150.49} + 7.5 + 18.75 = 154.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1}) \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 125.64 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 125.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 106.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 106.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -62.82 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau 5.3 Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	106.79	9.04	94005	10.27 < 15	Vérifiée	288.95 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	106.79	9.04	94005	10.27 < 15	Vérifiée	288.95 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		- 62.82	7.15	60419	7.44 < 15	Vérifiée	293.95 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la hauteur de la table du radier $h_r=45$

La section d'armature du radier devienne :

Tableau 5.4 Section d'armature du radier à l'ELU

Localisation		M(KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	X-X	121.85	8.77	3.6	7HA14	9.24	14
	Y-Y	121.85	8.77	3.6	7HA14	9.24	14
Appui		- 71.675	5.10	/	6HA12	6.79	16

Tableau 5.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	106.79	11.85	26042	4.86 < 15	Vérifiée	179.27 < 201,63	Vérifiée
	y-y	106.79	11.85	26042	4.86 < 15	Vérifiée	179.27 < 201,63	Vérifiée
Appui		- 62.82	9.82	163225	3.57 < 15	Vérifiée	183.13 < 201,63	Vérifiée

➤ **Vérification des espacements**

$$\text{Selon x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14.28 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y: } S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

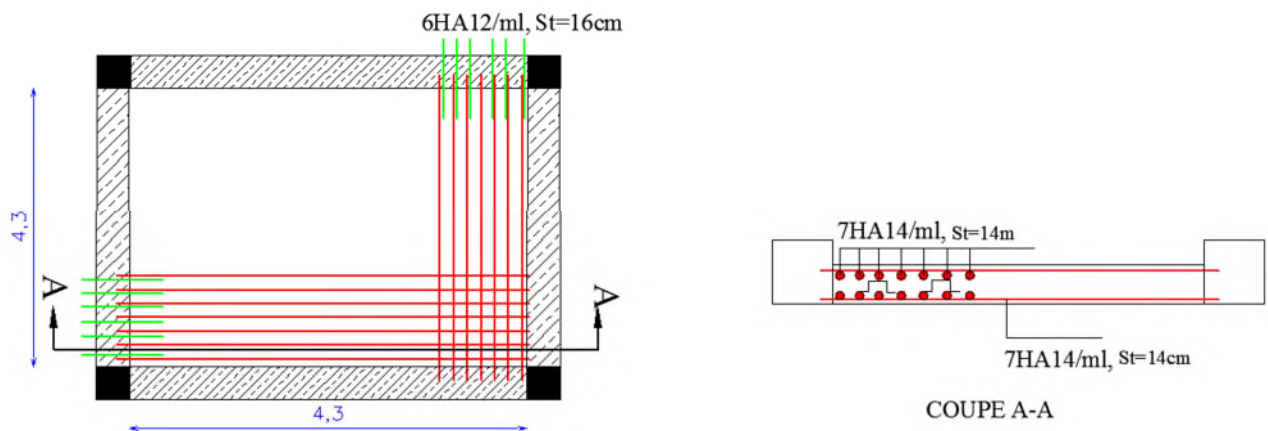


Figure 5.2 Schéma de ferrailage du radier

➤ **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après

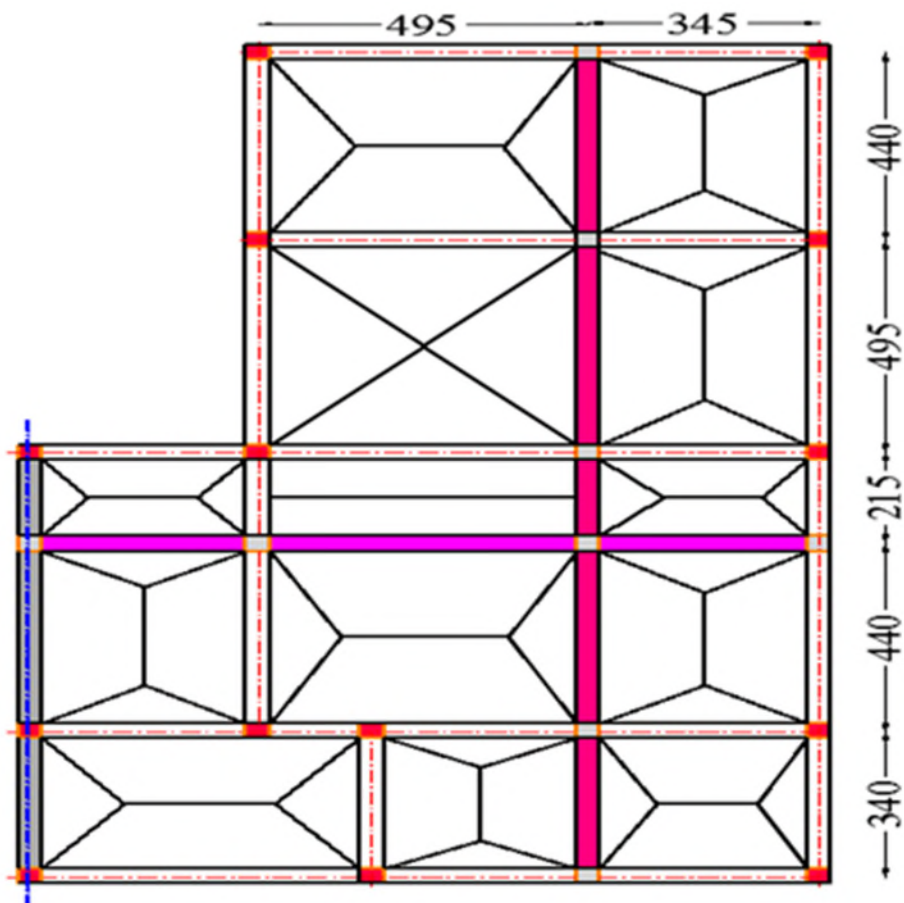


Figure 5.3. Schéma des lignes de rupture une partie du radier de bâtiment.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charges triangulaires**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier} + N_{nervure}$

Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

➤ **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 : $l' = \begin{cases} l \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

➤ **Moments en travée**

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

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure les plus sollicitée.

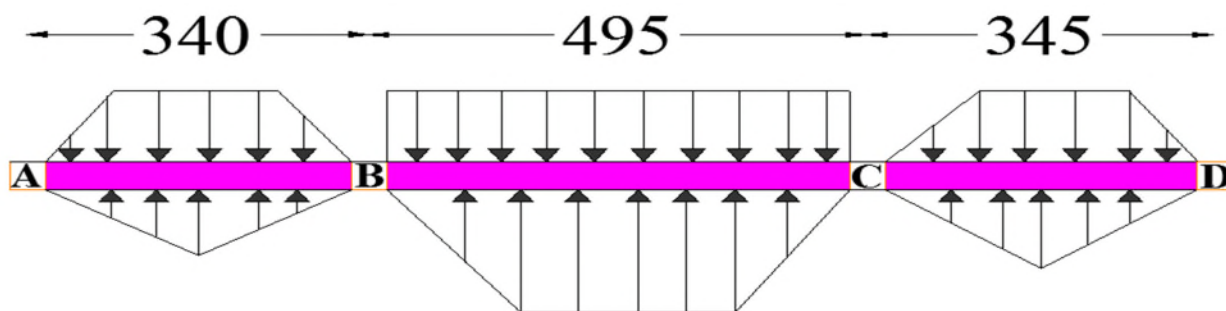


Figure 5.4. Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens x-x)

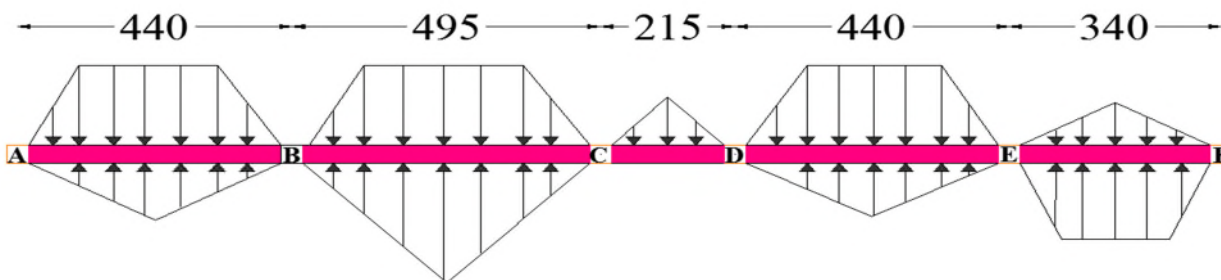


Figure 5.5. Schéma statique de la nervure (sens y-y)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
y-y	AB	3.4	503.00	0	803.96	3.067	430.61	991.06	646.21	-280.78
	BC	4.4	555.39	803.96	577.86	2.258	640.32	1300	475.76	-567.11
	CD	2.15	105.34	577.86	372.97	0.63	100.18	618.7	131.18	-321.78
	DE	4.95	501.51	372.9	433.52	2.265	509.4	913.54	477.26	-449.73
	EF	4.4	386.34	433.5	0	1.095	265.85	559.78	230.65	-485.66
x-x	AB	3.4	335.20	0	483.49	2.375	256.44	594.17	500.36	-215.95
	BC	4.95	453.37	483.49	470.21	2.135	486.91	963.81	449.87	-456.05
	CD	3.45	295.39	470.21	0	1.078	269.37	269.37	227.13	-499.72

Tableau 5.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q _{ms} (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _{0s} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
y-y	AB	3.4	367.96	0	536.1	3.067	314.94	724.9
	BC	4.4	406.21	536.1	435.34	2.275	468.86	823.5
	CD	2.15	366.80	435.34	272.79	0.584	70.487	461.65
	DE	4.95	282.57	272.79	317.08	2.265	372.57	668.16
	EF	4.4	282.57	317.08	0	1.095	194.44	409.42
x-x	AB	3.4	245.58	0	316.5	2.375	187.56	434.56
	BC	4.95	331.58	316.5	352.87	2.474	471.95	665.36
	CD	3.45	237.72	352.87	0	1.061	195.31	439.64

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

Sens X-X

On a :

$$h = 0,90 \text{ m} ; h_r = 0,45 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,65 \text{ m} ; d = 0,85 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots [4] \text{ (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2,15 \text{ m} ; 0,15 \text{ m})$$

Donc, b = 0,95 m.

Sens Y-Y

On a

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2,15 \text{ m} ; 0,28 \text{ m})$$

Donc, b = 1,21 m.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 5.8. Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	963.81	42.93	8.03	44.77	4HA25+8HA20
	Appui	483.49	20.60		20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Travée	1300	53.11	10.56	54.98	5HA20+8HA25
	Appui	803.96	34.71		34.95	2HA25+8HA20

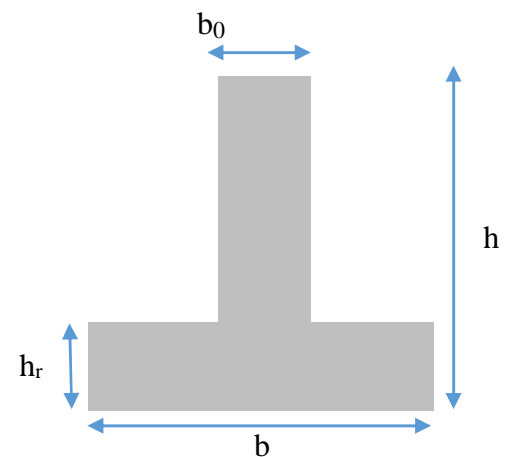


Figure 5.6. Schéma des nervures

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 21.43 ; 65) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres $\phi 10$)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{500.36 \times 10^{-3}}{0.95 \times 0,70} = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{646.21 \times 10^{-3}}{1.21 \times 0,70} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau 5.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	665.36	25.17	1854588	9.03 < 15	Vérifiée	241.23 > 201,63	N. Vérifiée
	Appui	316.5	18.33	102039	5.68 < 15	Vérifiée	240.37 > 201,63	N. Vérifiée
Y-Y	Travée	823.5	24.50	232009	8.69 < 15	Vérifiée	242.23 > 201,63	N. Vérifiée
	Appui	536.1	24.5	232009	8.69 < 15	Vérifiée	266.23 > 201,63	N. Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la hauteur de la nervure jusqu'à **0.9 m**.

Tableau 5.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN. m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	963.81	38.39	9.75	44.77	4HA25+8HA20
	Appui	483.49	16.78		21.30	6HA16+6HA14
Y-Y	Travée	1300	43.99	10.56	44.77	8HA20+4HA25
	Appui	803.96	34.71		34.95	10HA20+2HA16

Tableau 5.11. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	665.36	28.31	287669	6.54 < 15	Vérifiée	196.67 < 201,63	Vérifiée
	Appui	316.5	20.49	1558953	4.16 < 15	Vérifiée	196.45 < 201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	823.5	27.53	3593195	6.31 < 15	Vérifiée	197.55 < 201,63	Vérifiée
	Appui	536.10	22.83	2522083	4.85 < 15	Vérifiée	198.17 < 201,63	Vérifiée

➤ **Armature de peau**

Comme les nervures sont des sections de grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaire. Elles sont disposées le long des parements verticaux de l'ordre 1cm²/ml

Pour h= 90 cm on prendra A_{peau}

✓ **Schéma de ferrailage des nervures**

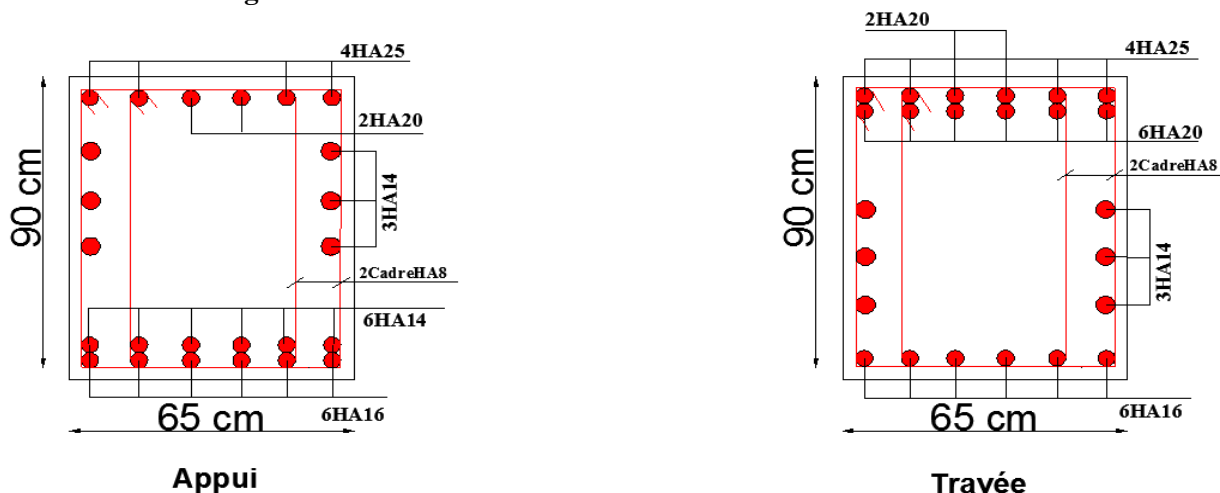


Figure 5.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

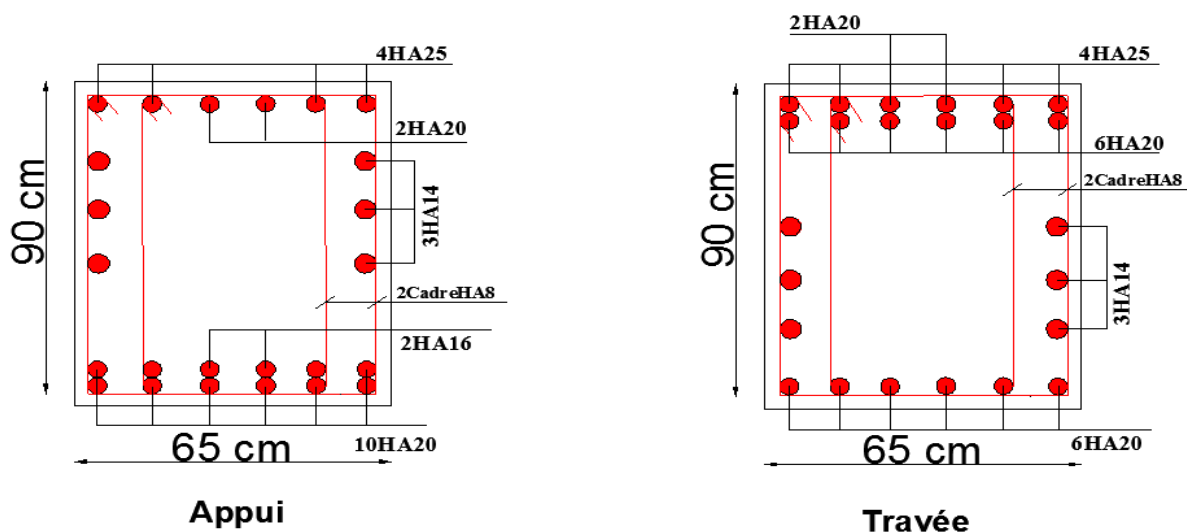


Figure 5.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

6. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.1. DIMENSIONNEMENT Des voiles

- Hauteur $h=3.06$ m
- Longueur $L_x= 3.06$ m $L_y= 4.4$ m
- Épaisseur $e=15$ cm

➤ **Caractéristiques du sol**

A partir de rapport de sol on obtient les caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique $\gamma_h = 21.8 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion $c = 0.39 \text{ bar}$
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Sable limoneux argileux), L'angle de frottement $\varphi = 23^\circ$

Pour avoir un bon drainage vis-à-vis au voile périphérique, On a procédé a une buse, dans le but éliminé la poussé hydrostatique

-Caractéristiques prises de TVO

- cohésion $C=0$.
- L'angle de frottement $\varphi' = 35^\circ$
- Poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,06 \times 19 * tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2}\right) = 15.75 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = \frac{10\text{KN}}{\text{m}^2} \quad ; \quad Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \Rightarrow Q = 2.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

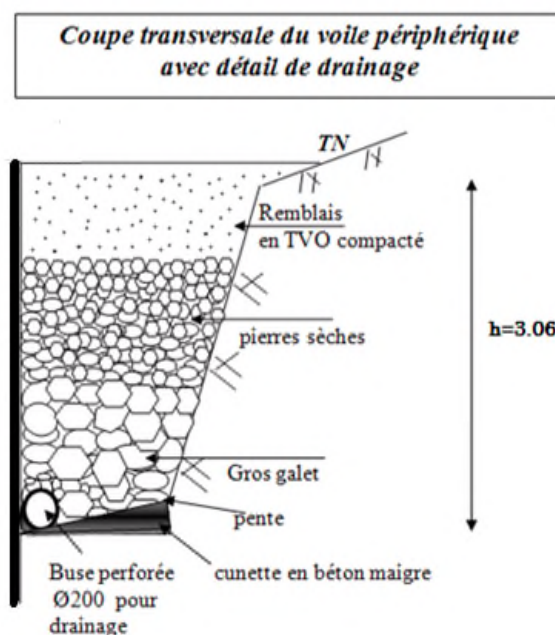


Figure 5.9. Schéma du voile périphérique avec détail de drainage.

5.6.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

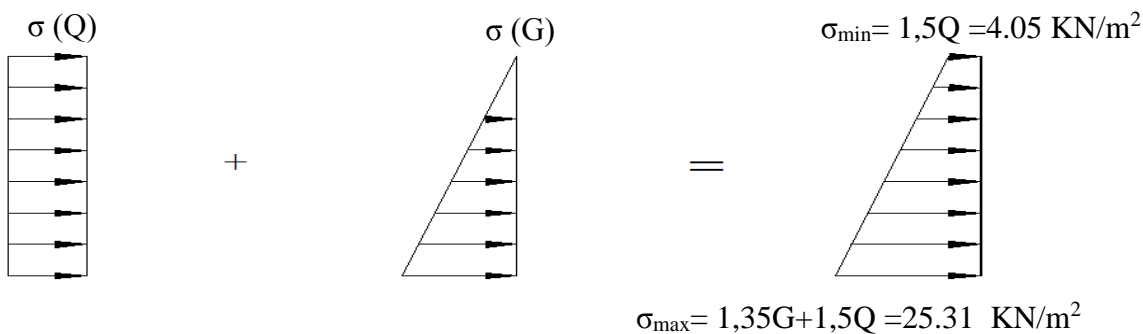


Figure 5.10. Le diagramme des contraintes est trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 25,31 + 4,05}{4} = 19,995 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 19,995 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3,06 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,4 \text{ m} \quad e = 0,15 \text{ m}$$

$$\rho = 0,69 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,69 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

$$M_{0x} = 0,0697 \times 19,995 \times 3,06^2 = 13,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,4181 \times M_{0x} = 5,45 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 11,08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -6,52 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau 5.12. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	11.08	0.054	0.069	0.116	2.73	1.5	4HA10 = 3.14
	Y-Y	4.63	0.022	0.028	0.118	1.12	1.5	4HA8 = 2.01
Appui		6.52	0.031	0.040	0.118	1.58	1.5	4HA8 = 2.01

✓ **Espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$\rho = 0,69 > 0,4$

$e = 15 \text{ cm} > 12$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,69) 100 \times 15 = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{19,995 \times 3,06}{2} \times \frac{4,4^4}{3,06^4 + 4,4^4} = 24,79 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{19,995 \times 4,4}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 + 4,4^4} = 8,34 \text{ KN.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,77 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0755 \\ \mu_x = 0,5704 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 18,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 2,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 18.46 + 2.7}{4} = 14.52 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 14.52 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0755 \times 14.52 \times 3,06^2 = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.5704 \times M_{0x} = 5.85 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 8.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -5.13 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Tableau 5.13. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	8.72	2.92	4713	5.41 < 15	Vérifiée	251.88 > 201,63	non Vérifiée
	y-y	4.97	2.40	3239	3.69 < 15	Vérifiée	220.80 > 201,63	non Vérifiée
Appui		5.13	2.40	3239	3.80 < 15	Vérifiée	227.91 > 201,63	non Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.14. revérification des contraintes à L'ELS

Localisation		Choixpar (m)	As(cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	Obs.
Travée	xx	4HA12	4.52	3.41	6325	4.70 < 15	177.60 < 201.63	Vérifiée
	yy	4HA10	3.14	2.92	4713	3.08 < 15	143.56 < 201.63	Vérifiée
Appui		4HA10	3.14	2.92	4713	3.18 < 15	148.182 < 201.63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

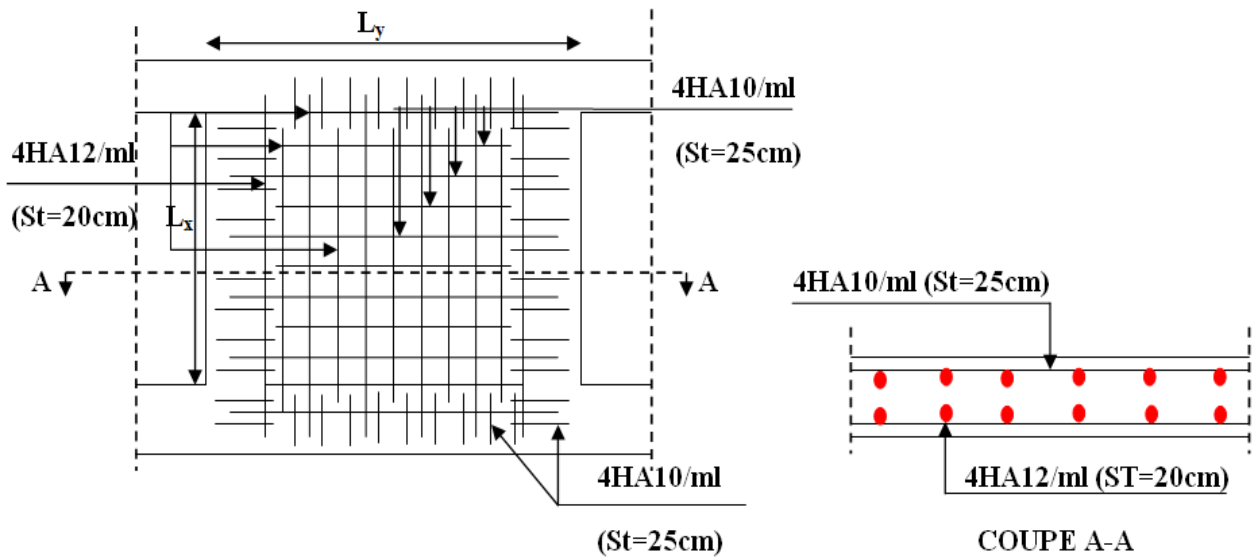


Figure 5.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

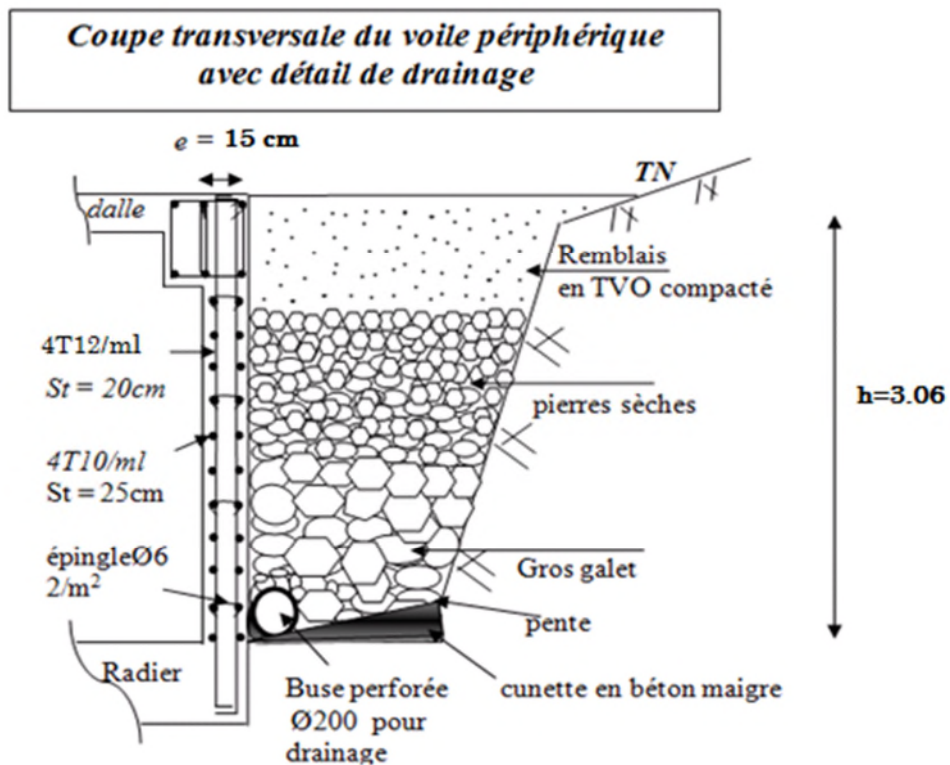


Figure 5.12. Coupe transversale du voile périphérique avec détail de drainage.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés, parmi d'autres dans la disposition des voiles dues à sa forme en L. Nous avons décidé donc de réaliser un voile avec ouverture pour avoir le bon comportement de la structure.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie

[1]: Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

[2]: Règles BAEL.

[3]: Règles BAEL 91.

[4] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

[5]: Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.

[6]: DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

[7]: Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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

$\rho = 0.9$

$\frac{z}{L}$	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	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
Valeurs de M_2	0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,157	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

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

Annexe 4

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	Description	Charges maximales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings													
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			
0,63	Tous les niveaux desservis	630	189 64	164 73	148 81	136 88	126 95	117 103	109 110	101 110	93 124	87 119	81 113	76 106		
			226 71	205 82	176 91	160 100	148 108	138 136	129 124	121 124	114 124	108 124	102 124	96 124	90 124	
			260 77	235 89	200 100	183 107	168 119	157 127	147 136	136 136	129 136	123 136	117 136	111 136	105 136	99 136
1,00	Tous les niveaux desservis	1000	352 87	277 101	246 114	224 125	201 136	182 148	163 159	145 161	127 167	111 171	96 176	81 181		
			414 87	350 100	321 112	295 123	273 132	252 140	233 148	214 156	195 163	176 171	157 176	138 181	119 186	
			463 95	404 109	361 120	331 133	305 144	283 155	262 162	242 169	222 176	202 181	182 186	162 191	142 196	122 201
2,50	Tous les niveaux desservis	630	200 64	202 72	205 78	210 84	216 90	222 96	228 101	234 106	240 111	246 116	252 121	258 126		
			256 58	258 62	259 67	265 71	271 75	277 79	283 83	289 87	295 91	301 95	307 99	313 103	319 107	
			323 62	320 69	327 75	333 81	339 87	345 93	351 99	357 105	363 111	369 117	375 123	381 129	387 135	

vitesse (m/s)	Description	Charges maximales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings													
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			
0,63	Tous les niveaux desservis	630	189 64	164 73	148 81	136 88	126 95	117 103	109 110	101 110	93 124	87 119	81 113	76 106		
			226 71	205 82	176 91	160 100	148 108	138 136	129 124	121 124	114 124	108 124	102 124	96 124	90 124	
			260 77	235 89	200 100	183 107	168 119	157 127	147 136	136 136	129 136	123 136	117 136	111 136	105 136	99 136
1,00	Tous les niveaux desservis	1000	352 87	277 101	246 114	224 125	201 136	182 148	163 159	145 161	127 167	111 171	96 176	81 181		
			414 87	350 100	321 112	295 123	273 132	252 140	233 148	214 156	195 163	176 171	157 176	138 181	119 186	
			463 95	404 109	361 120	331 133	305 144	283 155	262 162	242 169	222 176	202 181	182 186	162 191	142 196	122 201
2,50	Tous les niveaux desservis	630	200 64	202 72	205 78	210 84	216 90	222 96	228 101	234 106	240 111	246 116	252 121	258 126		
			256 58	258 62	259 67	265 71	271 75	277 79	283 83	289 87	295 91	301 95	307 99	313 103	319 107	
			323 62	320 69	327 75	333 81	339 87	345 93	351 99	357 105	363 111	369 117	375 123	381 129	387 135	

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	Description	Charges maximales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings													
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			
0,63	Tous les niveaux desservis	630	189 64	164 73	148 81	136 88	126 95	117 103	109 110	101 110	93 124	87 119	81 113	76 106		
			226 71	205 82	176 91	160 100	148 108	138 136	129 124	121 124	114 124	108 124	102 124	96 124	90 124	
			260 77	235 89	200 100	183 107	168 119	157 127	147 136	136 136	129 136	123 136	117 136	111 136	105 136	99 136
1,00	Tous les niveaux desservis	1000	352 87	277 101	246 114	224 125	201 136	182 148	163 159	145 161	127 167	111 171	96 176	81 181		
			414 87	350 100	321 112	295 123	273 132	252 140	233 148	214 156	195 163	176 171	157 176	138 181	119 186	
			463 95	404 109	361 120	331 133	305 144	283 155	262 162	242 169	222 176	202 181	182 186	162 191	142 196	122 201
2,50	Tous les niveaux desservis	630	200 64	202 72	205 78	210 84	216 90	222 96	228 101	234 106	240 111	246 116	252 121	258 126		
			256 58	258 62	259 67	265 71	271 75	277 79	283 83	289 87	295 91	301 95	307 99	313 103	319 107	
			323 62	320 69	327 75	333 81	339 87	345 93	351 99	357 105	363 111	369 117	375 123	381 129	387 135	