

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Matériaux et Structures

Thème:

**Étude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) a usage d'habitation
et service contreventé par un système mixte (voile-portique)**

Présenté par:

M^r: AMAOUCHE ADEL

M^{elle}:BEKAOUI ZAHRA

Encadré par:

M^r : M.OURTEMACHE

Membre de jury :

M^{me} : AREZKI

M^{elle} : BOUGHAMSA

Promotion: 2013/2014

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mon père et à ma mère

Une réserve inépuisable de courage vous a permis d'accomplir votre devoir tous les jours, ce que vous m'avez toujours fait comprendre que toute réussite déguise une abdication. Puisse ce travail récompenser votre patience et persévérance et tous les sacrifices que vous avez consentis au nom de la famille

A mes frères et sœurs

Demain ne sera pas comme hier, il sera nouveau et il dépendra de nous. Notre avenir comme notre passé doit être solidaire. C'est la plus belle chose qui nous est donnée naturellement. Notre force résidera toujours dans notre sincère entente et notre esprit de fraternité.

A tous mes amis,

Pour notre amitié et tous les bons moments passés et à venir,

Pour votre présence, vos bons conseils et nos fous rires partagés

Un très grand merci à tous et à toutes.

A tous ceux qui m'ont aidé lors de la réalisation de ce travail, merci à tous

ADEL

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui ont été
toujours là pour me soutenir*

À mon frère: MOULOUD

À mes sœurs: SIHAM et SONIA

À mes tantes et mes oncles

À mes cousins et cousines

À mes meilleurs amis, surtout SOUHILA SARA et SAMIRA

À mon binôme(ADEL) et leur famille

Et à tous ceux qui me sont chers.

ZAHRA

Remerciement

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur

***Mr :M. OURTMACHE** pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.*

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

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

Introduction	(1)
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	(1)
I.2. Rapport technique du sol.....	(1)
I.3. Caractéristiques des matériaux	(2)
I.3.1. Béton	(2)
I.3.2. Les aciers	(5)
I.4. Les actions et sollicitations	(7)
I.4.1. Actions	(7)
I.4.2. Sollicitations	(8)
I.4.3. Différentes combinaisons d'action donnée par le RPA	(8)
Conclusion	(8)

Chapitre II : Prédimensionnement

Introduction	(9)
II.1. Plancher	(9)
II.1.1. Plancher à corps creux	(9)
II.1.2. Plancher à dalle pleine	(11)
II.2. Escaliers	(12)
II.3. Acrotère	(14)
II.4. Poutres	(14)
II.4.1. Poutre secondaire	(14)
II.4.2. Poutre principale	(15)
II.5. Voiles	(15)
II.6. Poteaux	(18)
Conclusion.....	(24)

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Introduction	(25)
III .1 planchers à corps creux	(25)
III.1.1. Etude des poutrelles	(25)
III.1.2. Schémas de ferrailage des poutrelles	(48)
III.2. Planchers à dalles pleines	(49)
III.2.1. Etude des dalles	(49)
III.2.2. Schémas de ferrailage des dalles pleines	(69)
III.3. Escaliers	(71)
III.3.1. Etude des différents types d'escaliers	(71)
III.4. Poutre palière	(84)
III.4.1. Dimensionnement	(84)

III.4.2. Calcul de la poutre palière	(84)
III.6. Poutre de chaînage	(91)
III.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3)	(91)
III.6.2. Sollicitations	(91)
III.6.3. Ferrailage	(92)
III.6.4. Vérification de l'effort tranchant	(92)
III.6.5. Calcul de l'espacement	(92)
III.6.6. Vérification des contraintes	(92)
III.6.7. Vérification de la flèche	(92)
III.7. Étude de l'acrotère	(93)
III.7.1. Hypothèses de calcul	(93)
III.7.2. Évaluation des charges et surcharges	(93)
III.7.3. Calcul des sollicitations	(94)
III.7.4. Calcul de l'excentricité	(95)
III.7.5. Ferrailage	(95)
III. 7.6. Schéma de Ferrailage	(98)
III.8. Ascenseur	(98)
III.8.1. Description de l'ascenseur	(98)
III.8.2. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)	(98)
III.8.3. Etude de l'ascenseur	(99)
III.8.4. Ferrailage.....	(99)

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction	(106)
IV.1. Méthodes de calcul	(106)
IV.1.1. Méthode statique équivalente	(106)
IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique	(108)
IV.2 Justification de l'interaction voile-portique	(111)
IV.2.1. Sous charges verticales	(112)
IV.2.2. Sous charges horizontales	(112)
IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique	(113)
IV.4. Vérification de l'effort normale réduit.....	(113)
IV.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003...	(113)
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effort $P-\Delta$: RPA99/V2003 (Article 5.9).....	(114)
Conclusion	(116)

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Étude des poteaux	(117)
V.1.1. Recommandations du RPA99/2003.....	(117)
V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux	(119)
V.1.3. Ferrailage	(119)
V.1.4. Vérifications	(121)
V.1.5. Dispositions constructives	(124)
V.1.6. Schémas de ferrailage	(125)
V.2. Etude des poutres	(125)
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003	(126)

V.2.2. Ferrailage des poutres	(127)
V.2.3. Vérifications à l'ELU	(131)
V.2.4. Vérifications à l'ELS	(132)
V.2.5. Vérification des zones nodales	(132)
V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres	(135)
V.3. Etude des voiles	(137)
V.3.1. Recommandation du RPA	(138)
V.3.2. ferrailage	(139)
V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage	(142)
Conclusion	(142)

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	(143)
VI.1. Choix du type de fondation	(143)
VI.1.1. Vérification des semelles isolées	(143)
VI.1.2. Vérification des semelles filantes	(144)
VI.2. Radier général	(145)
VI.2.1. Prédimensionnement	(145)
VI.2.2. Les Vérifications nécessaires	(146)
VI.2.3. Ferrailage du radier	(149)
VI.2.4. Calcul des sollicitations	(149)
VI.2.5. Schéma de ferrailage de radier	(152)
VI.3. Etude des nervures	(152)
VI.3.1. Dimensionnement de la nervure	(152)
VI.3.2. Calcul des sollicitations	(153)
VI.3.3. Ferrailage	(155)
VI.4 Voiles périphériques	(157)
VI.4.1 Dimensions de voile périphérique	(157)
VI.4.2 Caractéristiques du sol	(157)
VI.4.3 Méthode de calcul	(157)
VI.4.4 Sollicitations	(157)
VI.4.5. Ferrailage de voile périphérique	(158)
Conclusion	(160)

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.1. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère	16
Tableau II.2. Charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers	16
Tableau II.3. Evaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs	17
Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des Paliers d'escaliers	17
Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des Volées d'escaliers	18
Tableau II.6. Evaluation de la surcharge $\ll Q \gg$ (Poteau P1)	19
Tableau II.7. Descente de charge (G) de poteau (P1)	20
Tableau II.8. Les différentes dimensions des poteaux	24

CHAPITRE III

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles	27
Tableau III.2. Le chargement sur les poutrelles	28
Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles du plancher étage de service	31
Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant	32
Tableau III.5. Les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher de services)	33
Tableau III.6. Le calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaires	35
Tableau III.7. Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive	35
Tableau III.8. Vérification des contraintes en travée	36
Tableau III.9. Vérification des contraintes aux appuis de rives	36

Tableau III.10. Vérification des contraintes aux appuis intermédiaire	36
Tableau III.11. Calcul des moments correspondants	39
Tableau III.12. Calcul des contraintes correspondantes	40
Tableau III.13. Coefficient μ	40
Tableau III.14. Le calcul des moments d'inerties fictives	41
Tableau III.15. Vérification de la flèche	41
Tableau III.16. Les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (Plancher d'habitation)	41
Tableau III.17. Calcul des sections de ferrailage en travées	42
Tableau III.18. Calcul des sections de ferrailage en appuis intermédiaires	42
Tableau III.19. Calcul des sections de ferrailage en appuis de rive	43
Tableau III.20. Vérification des contraintes en travée	43
Tableau III.21. Vérification des contraintes en appuis de rives	44
Tableau III.22. Vérification des contraintes en travée	44
Tableau III.23. Calcul des moments correspondants	46
Tableau III.24. Calcul des contraintes	46
Tableau III.25. Calcul de coefficient μ	47
Tableau III.26. Le calcul des moments d'inerties fictives	47
Tableau III.27. Le module de déformation longitudinale différée de béton	47
Tableau III.28. Schémas de ferrailage des poutrelles	48
Tableau III.29. Calcul des sections de ferrailage de la travée (D2)	52
Tableau III.30. Calcul des sections de ferrailage des appuis de rive (D2)	53
Tableau III.31. Calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaires (D2)	54
Tableau III.32. Calcul des sections de ferrailage (D4)	54
Tableau III.33. Calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_x$) (D5)	54
Tableau III.34. Calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_y$) (D5)	55
Tableau III.35. Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D5)	55

Tableau III.36. Calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D5)	56
Tableau III.37. Vérification des contraintes en travée ($\parallel L_x$) (D2)	57
Tableau III.38. Revérification des contraintes en travée ($\parallel L_x$) (D2)	57
Tableau III.39. Vérification des contraintes en travée ($\parallel L_y$) (D2)	57
Tableau III.40. Revérification des contraintes en travée ($\parallel L_y$) (D2)	57
Tableau III.41. Vérification des contraintes aux appuis (D2)	58
Tableau III.42. Vérification des contraintes en (D4)	58
Tableau III.43. Revérification des contraintes en (D4)	58
Tableau III.44. Vérification des contraintes en travée ($\parallel L_x$) (D5)	58
Tableau III.45. Vérification des contraintes en travée ($\parallel L_y$) (D5)	58
Tableau III.46. Vérification des contraintes aux appuis (D5)	59
Tableau III.47. Récapitulation du ferrailage des différentes dalles	59
Tableau III.48. Calcul des moments correspondants	60
Tableau III.49. Calcul des contraintes correspondantes	61
Tableau III.50. Calcul de Coefficient μ	61
Tableau III.51. Calcul des moments d'inerties fictives	61
Tableau III.52. Module de déformation longitudinale différée du et instantanée	61
Du béton	
Tableau III.53. Evaluation des moments	62
Tableau III.54. Calcul des contraintes	62
Tableau III.55. Calcul de Coefficient μ	63
Tableau III.56. Calcul des moments d'inerties fictives	63
Tableau III.57. Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton	63
Tableau III.58. Evaluation des moments	64
Tableau III.59. Calcul des contraintes	64
Tableau III.60. Calcul de Coefficients μ	64
Tableau III.61. Calcul des moments d'inerties fictives	64

Tableau III.62. Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton	65
Tableau III.63. Calcul des moments correspondants	65
Tableau III.64. Calcul des contraintes	66
Tableau III.65. Calcul de Coefficient μ	66
Tableau III.66. Calcul des moments d'inerties fictives	66
Tableau III.67. Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton	66
Tableau III.68. Evaluation des moments	67
Tableau III.69. Calcul des contraintes	67
Tableau III.70. Calcul de Coefficient μ	67
Tableau III.71. Calcul des moments d'inerties fictives	68
Tableau III.72. Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton	68
Tableau III.73. Ferrailage de l'escalier (Type 1)	72
Tableau III.74. Vérification des contraintes en travée	72
Tableau III.75. Vérification des contraintes aux appuis	72
Tableau III.76. Calcul des moments correspondants	73
Tableau III.77. calcul des contraintes correspondantes	73
Tableau III.78. Calcul de coefficient μ	73
Tableau III.79. Calcul des moments d'inerties fictives	74
Tableau III.80. Vérification de la flèche	74
Tableau III.81. Sollicitations dans l'escalier des étages de service (Type 2)	74
Tableau III.82. Ferrailage de l'escalier des étages d'habitation (Type 2)	74
Tableau III.83. Vérification des contraintes en travée	75
Tableau III.84. Vérification des contraintes aux appuis	75
Tableau III.85. Calcul des moments correspondant	76
Tableau III.86. Calcul des contraintes	76
Tableau III.87. Calcul de coefficients μ	76
Tableau III.88. Calcul des moments d'inerties fictives	77

Tableau III.89. Calcul de La flèche	77
Tableau III.90. Sollicitations dans l'escalier des étages d'habitation (Type 3)	77
Tableau III.91. Ferraillage de l'escalier des étages de service (Type 3)	77
Tableau III.92. Vérification des contraintes en travée	77
Tableau III.93. Vérification des contraintes aux appuis	78
Tableau III.94. Evaluation des moments	78
Tableau III.95. Calcul des contraintes	79
Tableau III.96. Calcul de coefficients μ	79
Tableau III.97. Calcul des moments d'inerties fictives	79
Tableau III.98. Calcul La flèche	79
Tableau III.99. Calcul de ferrailages de palier intermédiaire	80
Tableau III.100. Calcul des sections de Ferrailage en travée	84
Tableau III.101. Calcul des sections de Ferrailage aux appuis	85
Tableau III.102. Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion	86
Tableau III.103. Section d'armature en travée et aux appuis	86
Tableau III.104. Vérification des contraintes en travée	86
Tableau III.105. Vérification des contraintes aux appuis	86
Tableau III.106. Calcul des sections de Ferrailage en travée	88
Tableau III.107. Calcul des sections de Ferrailage aux appuis	88
Tableau III.108. Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion	89
Tableau III.109. Section d'armature en travée et aux appuis	89
Tableau III.110. Vérification des contraintes en travée	90
Tableau III.111. Vérification des contraintes aux appuis	90
Tableau III.112. Ferraillage de la poutre de chaînage	92
Tableau III.113. Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage	92
Tableau III.114. Charges et surcharges de l'acrotère	93

Tableau III.115. Différentes combinaisons à utiliser	94
Tableau III.116. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous)	100
Tableau III.117. Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	101
Tableau III.118. Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	101
Tableau III.119. Vérification des contraintes en appuis	101
Tableau III.120. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)	105
Tableau III.121. Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	105
Tableau III.122. Revérification des contraintes en travée (sens x-x)	105
Tableau III.123. Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	105
Tableau III.124. Vérification des contraintes en appuis	105

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Période de vibration et taux de participation des masses modales	110
Tableau IV.1. Interaction sous charges verticales	112
Tableau IV.1. Interaction sous charges horizontales	112
Tableau IV.1. Vérification de l'effort tranchant à la base	113
Tableau IV.1. Vérification de l'effort normal réduit.	113
Tableau IV.1. Vérification des déplacements relatifs (sens x-x)	114
Tableau IV.1. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y)	114
Tableau IV.1. Vérification des effets P- Δ (sens x-x)	115
Tableau IV.1. Vérification des effets P- Δ (sens y-y)	115

CHAPITRE V

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	118
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux	119
Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux	120
Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux	120
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	122
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	123
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes	123
Tableau V.8. Schémas de ferrailage des poteaux	125
Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et Secondaires	128
Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres principales et Secondaires	129
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles	131
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	131
Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton	132
Tableau V.14. Vérification de la flèche pour les poutres	132
Tableau V.15. Moments résistant dans les poteaux	133
Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres	134
Tableau V.17. Vérification des zones nodales	134
Tableau V.18. Section de ferrailage des poutres	135
Tableau V.19. Résultats du ferrailage du voile Vx1	140
Tableau V.20. Résultats du ferrailage du voile Vx2	141
Tableau V.21. Résultats du ferrailage du voile Vy	141

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Résumé des résultats du ferrailage du radier	150
Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier	151
Tableau VI.3. Recalcul des sections d'armatures à l'ELS	151
Tableau VI.4. Revérifications des contraintes de radier.	151
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)	154
Tableau VI.6. Sollicitations maximales (sens X-X)	154
Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)	154
Tableau VI.8. Sollicitations maximales (sens Y-Y)	154
Tableau VI.9. Tableau De ferrailage des nervures	155
Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans les nervures	155
Tableau VI.11. Recalcul des sections d'armatures à l'ELS	155
Tableau VI.12. Schémas de ferrailages des nervures	158
Tableau VI.13. Sollicitation et ferrailage du voile périphérique	158
Tableau VI.14. Vérification des contraintes	159

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max}, N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r: Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.
Q_S : Frottement latéral.
Q_l : Charge limite d'un pieu.
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_r : Surface du radier (m²).
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
fe : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

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

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

INTRODUCTION GENERAL

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accru avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ses occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En plus, il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, des détails constructifs appropriées, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays, et tenir compte des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+8 + sous-sol), il regroupe à la fois locaux, bureaux, et logements d'habitation. Il est structuré en six chapitres principaux :Généralité , Pré dimensionnement des éléments , Etude des éléments secondaires , Etude dynamique , Etude des éléments structuraux et Etude de l'infrastructure .

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.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est l'un des bâtiments du projet des 68 logements à TICHY situé dans l'îlot B4 du BOS n°12 BENSAID du PDAU du TICHY .Ce bâtiment est composée d'un sous-sol, rez-de-chaussée commercial, deux étages de service et six niveaux d'habitation. Il est limité au Nord RN09 au sud parking au l'est Bloc A1 et au l'ouest Bloc B.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaia est une zone de moyenne sismicité (II_a). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile avec interaction qui assure un contreventement mixte.

- **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**
 - ❖ Hauteur totale du bâtiment : 30.27 m
 - ❖ Hauteur du RDC : 4.08 m
 - ❖ Hauteur d'étage de service : 3.06 m
 - ❖ Hauteur du sous-sol : 2.94 m
 - ❖ Hauteur de l'étage courant : 2.97 m
 - ❖ Largeur totale du bâtiment : 20.50 m
 - ❖ Longueur totale du bâtiment : 14.50 m
- **Les règlements et les normes utilisés :**
 - ❖ BAEL 91
 - ❖ CBA 93
 - ❖ RPA 99 version 2003
 - ❖ Les différents DTR

I.2.Rapport géotechnique du sol:

- Le site est constitué par une couverture végétale reposant sur des colluvions compactes.
- Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des voiles ou des murs de soutènements sont:
 - $Q_{adm} = 1.508 \text{ bars}$
 - $\gamma_h = 1.7 \text{ t/m}^3$
 - $\varphi = 20^\circ \text{ à } 35^\circ$
 - $C = 0 \text{ bars}$

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.4.1.1. Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

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.

I.4.1.2. 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 : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**.

✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$

✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40 \text{MPa}$

- 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 : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{MPa} \end{cases}$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

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

I.4.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

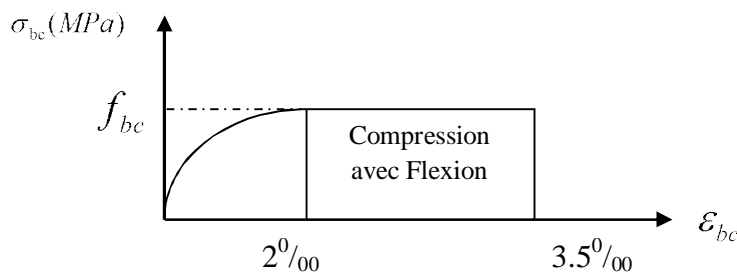


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- 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. ($2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

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.

I.4.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton:

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

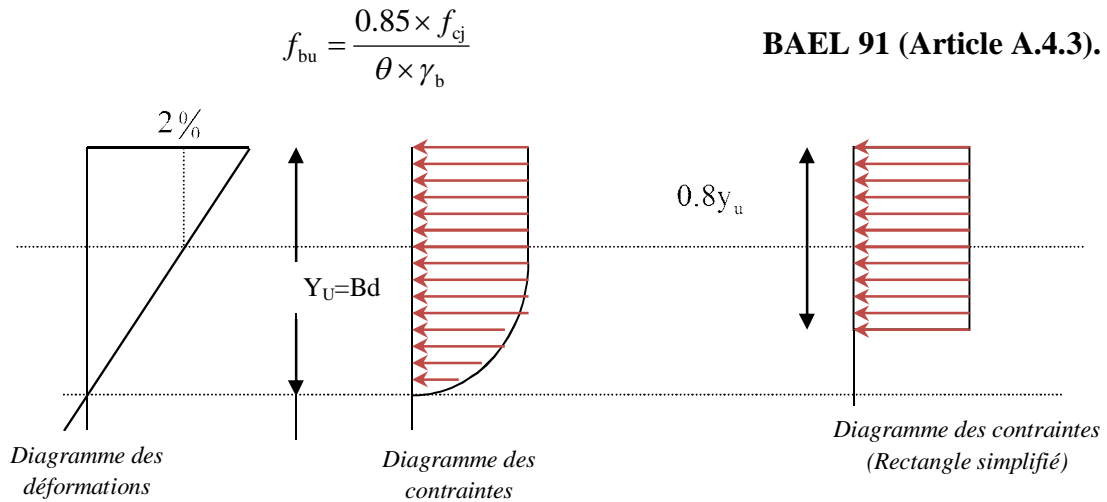


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

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 $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

➤ 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 $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

a) Etat limite de service :(ELS)

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$ $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

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

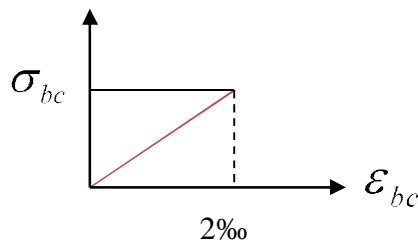


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.4.1.6. 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 :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• 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 :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

♣ 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 :

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

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. 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 (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.4.2.2. 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 Ø6

I.4.2.3 Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

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

Telque :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

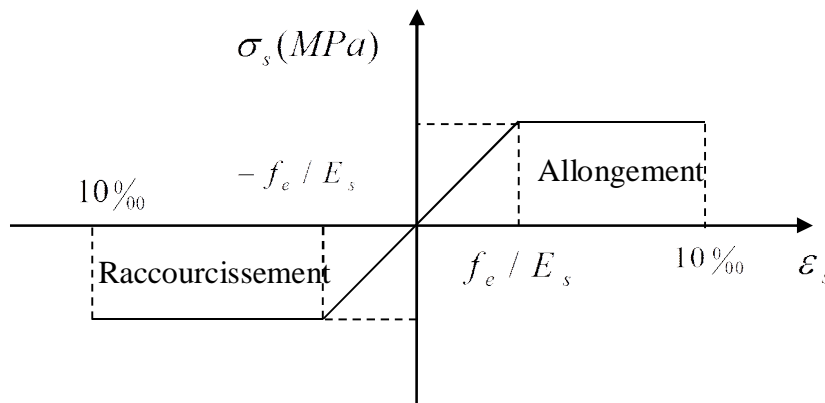


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

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. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

I.5. Les actions et sollicitations :

I.5.1. 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 (Qi) :

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.
- Avalanche.

I.5.2. 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).

I.5.3. 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 :
 - $G+Q\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$.
 - $0.8G \pm E$

Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.1. Plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage de service et ceux à usages d'habitations.
- Plancher à dalle plane pour ceux du RDC et sous-sol, et aux balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

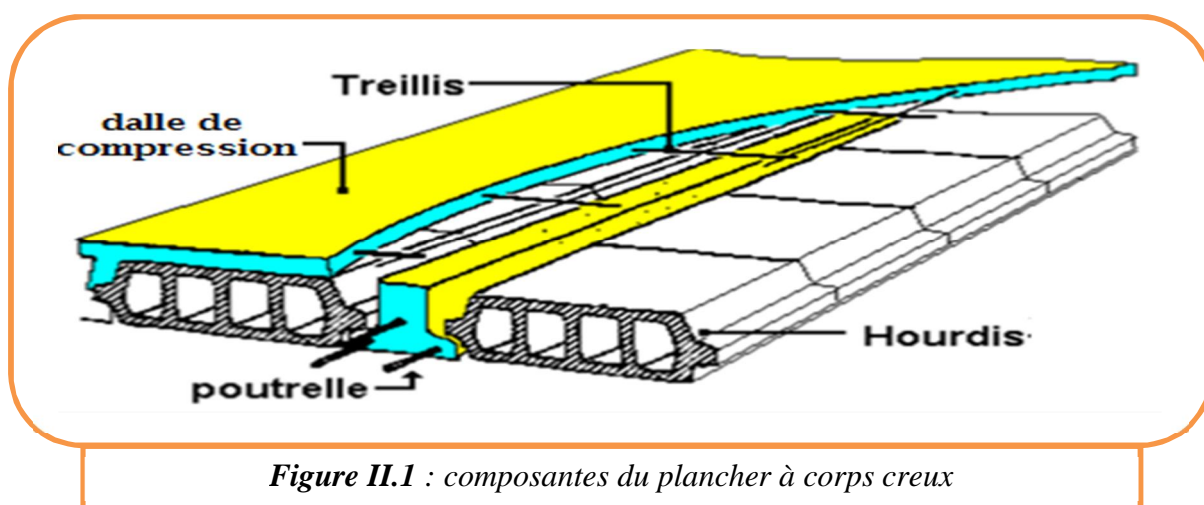
II.1.1. Plancher à corps creux :

Figure II.1 : composantes du plancher à corps creux

Les planchers des étages 1 jusqu'à 10 (service et habitation) sont en corps creux.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- ✓ h_t : Hauteur total du plancher.
- ✓ L_{max} : La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens de disposition des poutrelles.

• **Etage de service :**

$$L_{max} = 3.80 - 0.3 = 3.50 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{350}{22.5}$$

Donc $h_t \geq 15.55 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4],

$$\begin{cases} h_{corps\ creux} = 16 \text{ cm} \\ h_{dalle\ de\ compression} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Etage d'habitation :**

$$L_{max} = 3.80 - 0.3 = 3.50 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{350}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 15.55 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4],

$$\begin{cases} h_{corps\ creux} = 16 \text{ cm} \\ h_{dalle\ de\ compression} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Conclusion :**

Alors, tous les planchers seront des planchers [16 + 4]

$$\begin{cases} h_{corps\ creux} = 16 \text{ cm} \\ h_{dalle\ de\ compression} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple.. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

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

- ✓ $b_0 = 10 \text{ cm}$.
- ✓ h_t : hauteur total de la dalle = 20 cm.
- ✓ h_0 : hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- ✓ h_{cc} : hauteur du corps creux = 16 cm.
- ✓ l : entre axe des poutrelles = 65 cm.
- ✓ $L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m}$.

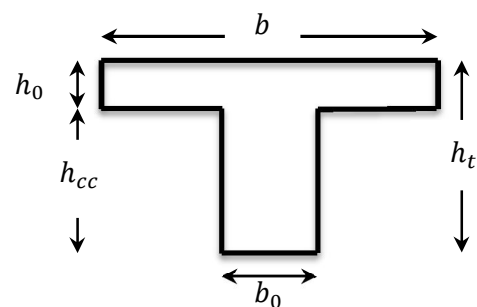
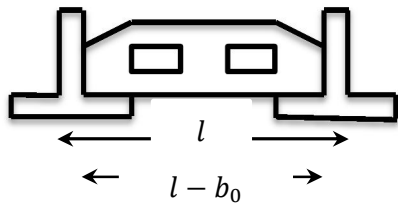
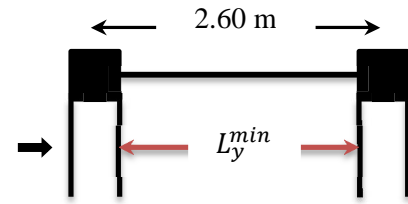


Figure II.2 : Section d'une poutrelle

- ✓ L_y^{min} = la longueur de la travée min entre les différents types de poutrelles (0.15 + 0.15). $\Rightarrow L_y^{min} = 2.60 - (0.15 + 0.15) = 2.30 \text{ m}$. (car PP (30*40)).

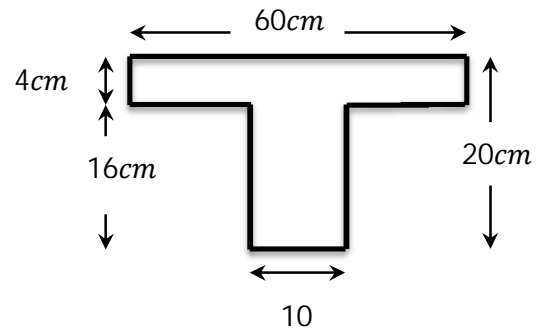


Poutre principale (30*40)



A.N: $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{230}{10}\right) \Rightarrow b \geq 56 \text{ cm}$

Alors, $b = 60 \text{ cm}$.



II.1.2. Plancher à dalle pleine :

Les planchers du RDC est en dalle pleine suite à leurs fortes surcharges d'exploitation, puisque ces deux étages ce sont des locaux à usage commercial.

- Plancher RDC : D₅ (dalle sur 4 appuis, $\rho = 0.79 > 0.4$)

Critère de résistance : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

e : épaisseur de la dalle.

l_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

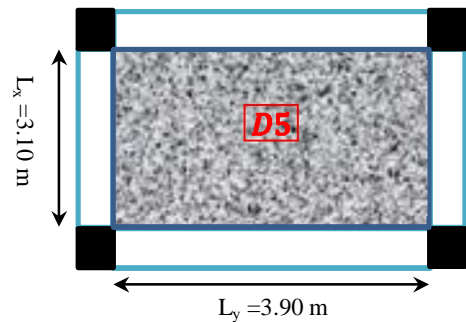
Critère de coup feu : pour 2 heures decoup feu, $e \geq 11 \text{ cm}$

Donc on aura :

$$\begin{cases} \frac{310}{35} \leq e \leq \frac{310}{30} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 8.85 \text{ cm} \leq e \leq 10.33 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc,

$e = 12 \text{ cm}$

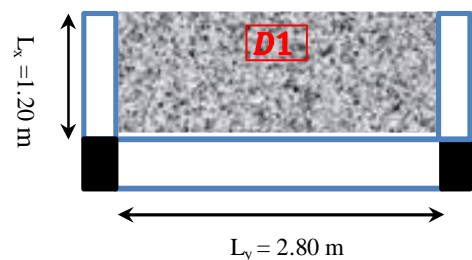


- Balcon : On a deux type de balcon :
- sur 3 appuis : D1 ,D2etD3
- sur 1 appui : D4

1 - D1 :

On a : $\begin{cases} 3.42 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

Donc : $e = 12 \text{ cm}$



2 – D2:

$$\text{On a : } \begin{cases} 3.42 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc : $e = 12 \text{ cm}$

3 – D3 :

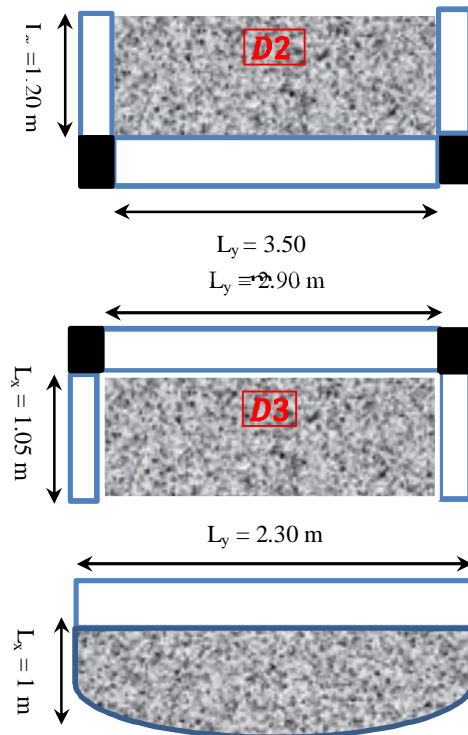
$$\text{On a : } \begin{cases} 3 \text{ cm} \leq e \leq 3.5 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc : $e = 12 \text{ cm}$

4 – D4 :

$$\text{On a : } \begin{cases} 2.85 \text{ cm} \leq e \leq 3.33 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc : $e = 12 \text{ cm}$



Conclusion : Tous les planchers en dalle pleine auront une épaisseur $e = 12 \text{ cm}$.

II.2. Escaliers :

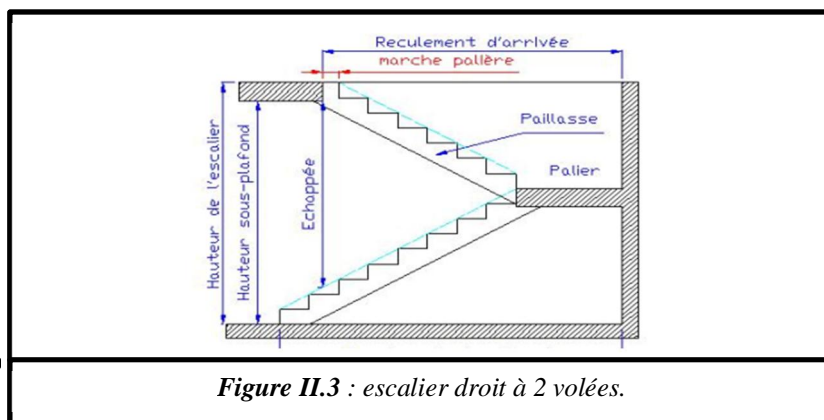
Dans notre projet, on distingue :

- **Les escaliers en bois:**

Ce sont des escaliers dont les marches et le limon sont réalisés en bois.

Ce type d'escalier est prévu au RDC et au premier étage

- **Les escaliers en béton armé**



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

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

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- la formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} h = H/n & n : \text{nombre de contre marches} \\ g = L/(n-1) & n-1 : \text{nombre de marches.} \end{cases}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0$, on retrouvera le nombre de contre marches.

Type 1 : (RDC) : une seule volée

Epaisseur de la pailleasse : $\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 1.75 \text{ m.}$

$L_{p1}=0.9\text{m} \quad L=1.50\text{m}$

$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 2.65 \text{ m.}$ (L' : longueur developpée de l'appuis jusqu'à l'appuis)

$$\Rightarrow \begin{cases} 8.83 \text{ cm} \leq e \leq 13.25 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la pailleasse est : $e = 13 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ , \quad \begin{cases} n = 6 \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

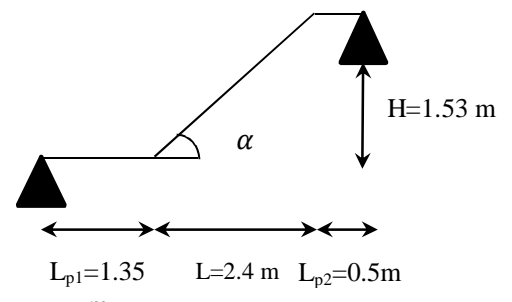
Type 2 : Etage de service :

$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.846 \text{ m.}$

$L' = L_v + L_{p1} = 2.846 + 1.35 \Rightarrow L' = 4.196 \text{ m.}$

$$\Rightarrow \begin{cases} 13.98 \text{ cm} \leq e \leq 20.98 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$e = 15 \text{ cm}$



Donc, l'épaisseur de la paille est :

$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ.$$

$$\begin{cases} n = 9 \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Type 3 : Etage d'habitation :

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.822 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L = 2.822$$

$$\Rightarrow L' = 4.222 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 14.07 \text{ cm} \leq e \leq 21.11 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la paille est : $e = 15 \text{ cm}$

$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 31.74^\circ,$$

$$\begin{cases} n = 9. \\ h = 16.5 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Conclusion : Tous les paille auront une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

II.3. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

II.4. Poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

Avec : L_{\max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

II.4.1. Poutre secondaire :

On a $L_{\max} = (3.80 - 0.3) = 3.50 \text{ m.}$

$$\text{Donc, } \frac{350}{15} \leq h_s \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 35 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

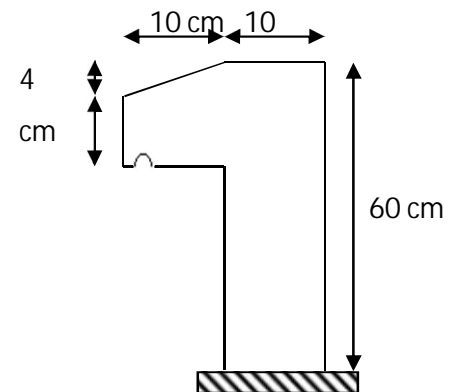
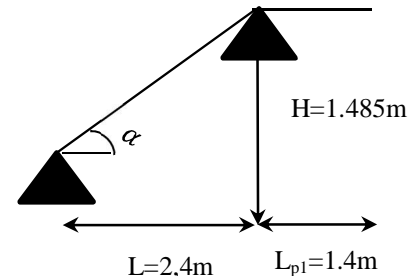


Figure II.4: Schémas de l'acrotère

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.166 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.4.2. Poutre principale :

On a $L_{max} = (4.85 - 0.3) = 4.55 \text{ m}$.

$$\text{Donc, } \frac{455}{15} \leq h_p \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 45.5 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

- ✓ $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.333 < 4$, vérifiée.

II.5. Voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec :

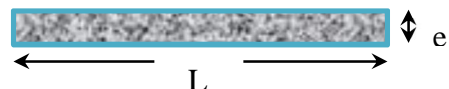
- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

- Épaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, \text{ article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec : $h_l = h - e_{dalle}$ (hauteur libre d'étage).

- ✓ On va opter pour un voile simple



- L : longueur minimale du voile.

$$\blacksquare e : \text{épaisseur du voile}, \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$$

- RDC : $h_{\text{étage}} = 4,08 \text{ m}$, donc, $h_l = 3,88 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{388}{20} \Rightarrow e \geq 19,4 \text{ cm.}$$

Alors, on prend pour le RDC $e = 20 \text{ cm}$

- Etages (service) : $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$, donc, $h_l = 2,86 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm.}$$

Alors, l'épaisseur est $e = 15 \text{ cm}$

Etages (habitation) : $h_{\text{étage}} = 2,97 \text{ m}$, donc, $h_l = 2,77 \text{ m}$

$$e \geq \frac{277}{20} \Rightarrow e \geq 13,85 \text{ cm.}$$

Alors, l'épaisseur est $e = 15 \text{ cm}$

- Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \cdot e$

Des fondations jusqu' au RDC $L = 80 \text{ cm}$.

Du 1^{er} étage jusqu'au bout $L = 60 \text{ cm}$.

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans le tableau II.1 qui suit :

Tableau II.1 Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère dans le tableau suivant :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.068	1.7	0.36	2.06	1

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers dans le tableau II.2 suivant :

Tableau II.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation	18	0.015	0.27	

		thermique				
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					5.75	
Plancher Courant à usage d'habitation et de service	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)			2,85	2.5 pour le plancher de service
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.23	
Dalle pleine, RDC, balcon et plancher central	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	5 pour le plancher commercial (RDC et Entre sol)
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.48	

La charge permanente des murs extérieurs et intérieurs dans le tableau II.3 suivant :

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs				
Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				2.93
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				1.46

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers dans le tableau II.4 suivant :

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers				
Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	

Carrelage	22	0.02	0.44	2.5
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02		
Total	/	/	5.23	

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers dans le tableau II.5 suivant :

Tableau II.5 . Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.15/cos(32.51°)	4.446	
Enduit en plâtre	14	0.02/cos(32.51°)	0.332	
Total		Epaisseur 15cm	7.968	2.5

II.6. Poteaux :

❖ **Repérage des poteaux :**

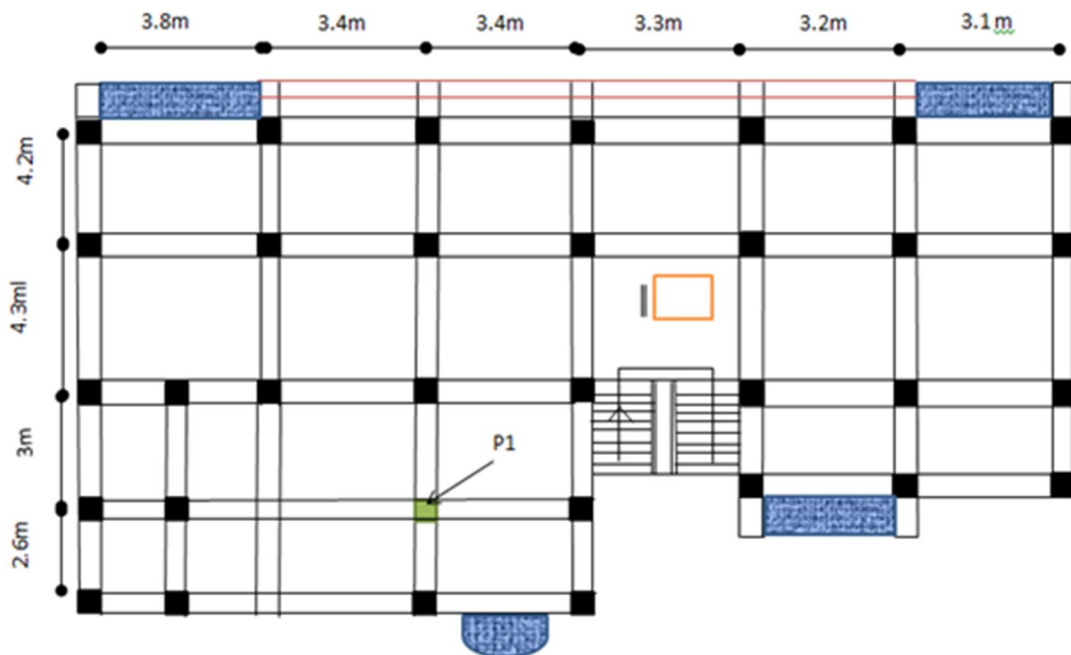
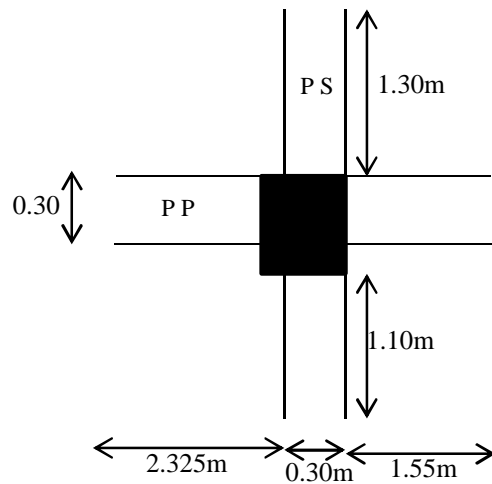


Figure II.5: Schémas de repérage des poteaux

Poteau central P₁: (40 x 40)

- $L_{pp} = 2.325 + 1.55 = 3.875$ m.
- $L_{ps} = 1.3 + 1.20 = 2.50$ m.
- $S_{aff} = [1.30 (2.325 + 1.55) + 0.1(2.325 + 1.55)] + [1.10 (2.325 + 1.55)] + (1.10 + 1.30) = 9.9375 \text{ m}^2$.
- ✓ **Les cloisons:**
 - $h_l = (2.97 - 0.4) = 2.57$ m
 - $S_{mur\ int} = (2.40 * 2.57) = 6.168 \text{ m}^2$.



❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES : (D.T.R.B.C.2.2 ART 6.3) :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1, 2, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q .
- ✓ Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

❖ **Évaluation de la surcharge << Q >> :**

L'article 6.2 du D.T.R.B.C.2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (*Figure II.6*) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression, On notera N^* et N comme suite :

- N^* : indique la charge sur le plancher.
- N : indique la charge sous le plancher.

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation << Q >> :

Tableau II.6 Evaluation de la surcharge << Q >> (Poteau P1) (D.T.R.B.C.2.2.ART.7.1)				
NATURE	Q (KN/m ²)	Cumule (KN /m ²)		Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	1	9.94
Étage 8	1.5	1.5+1	2.5	24.85
Étage 7	1.5	1.5+0.95*(1+1.5)	4.825	47.96
Étage 6	1.5	1.5+0.90*(1+1.5+1.5)	5.1	50.70

Étage 5	1.5	$1.5+0.85*(1+1.5+1.5+1.5)$	6.175	61.38
Étage 4	1.5	$1.5+0.80*(1+1.5+1.5+1.5+1.5)$	7.1	70.57
Étage 3	1.5	$1.5+0.75*(1+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)$	7.875	78.28
Étage 2	2.5	$1.5+0.7*(1+(5*1.5)+2.5)$	9.2	91.45
Étage 1	2.5	$1.5+0.65*(1+(5*1.5)+2*2.5)$	10.275	102.13
RDC	5		10.8+5	15.275
Sous-sol	5		15.8+5	20.275

Le tableau II.7 qui suit montre la descente de charge (G) de poteau (P1) :

Tableau II.7 Descente de charge <<G>> (poteau P1)				
NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)
Terrasse Inaccessible (N°11)	N0*			0
	Terrasse	9.94	5.75	57.155
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	$25*3.975$	11.925
	P.s	$0.30*0.35 = 0.105$	$25*2.50$	6.56
Étage N°8	N0			75.64
	Pot	$0.4*0.4 = 0.16$	$25*2.97$	11.88
	Mur intérieur	6.168	1.46	9
	N1*			96.52
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	$25*3.975$	11.925
	p.s	0.105	$25*2.50$	6.56
Étage N°7	N1			166.995
	Pot	0.16	$25*2.97$	11.88
	Mur intérieur	6.168	1.46	9
	N2*			187.875
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	$25*3.975$	11.925
	p.s	0.105	$25*2.50$	6.56
Étage N°6	N2			258.35
	Pot	0.16	$25*2.97$	11.88
	Mur intérieur	6.168	1.46	9
	N3*			279.23
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	$25*3.975$	11.925
	p.s	0.105	$25*2.50$	6.56
Étage N°5	N3			349.705
	Pot	0.12	$25*2.97$	11.88
	Mur intérieur	6.168	1.46	9
	N4*			370.585
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	$25*3.975$	11.925
	p.s	0.105	$25*2.50$	6.56
Étage N°4	N4			441.06
	Pot	0.16	$25*2.97$	11.88

	Mur intérieur	6.168	1.46	9
	N5*			461.94
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	25*3.975	11.925
	p.s	0.105	25*2.50	6.56
Étage N°3	N5			532.415
	Pot	0.16	25*2.97	11.88
	Mur intérieur	6.168	1.46	9
	N6*			553.295
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	25*3.975	11.925
	p.s	0.105	25*2.50	6.56
Étage N°2	N6			623.77
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N7*			636.01
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	25*3.975	11.925
	p.s	0.105	25*2.50	6.56
Étage N°1	N7			706.485
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N8*			718.725
	Plancher	9.94	5.23	51.99
	p.p	0.12	25*3.975	11.925
	p.s	0.105	25*2.50	6.56
RDC	N8			789.2
	Pot	0.16	25*4.08	16.32
	N9*			805.52
	Plancher	9.94	4.48	44.53
	p.p	0.12	25*3.975	11.925
	P.s	0.105	25*2.50	6.56
Sous-Sol	N9			868.535
	Pot	0.16	25*2.94	11.76
	N10*			880.295

G_{Total} = 880.295 KN

✓ $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

N_u P1 = 1490.693 KN

N_u P1 = 1.35 * 880.295 + 1.5 * 201.53 = 1490.693 KN.

✓ $N_s = G + Q$

N_s P1 = 1081.825 KN

N_s P1 = 880.295 + 201.53 = 1081.825 KN.

$N_u = 1490.693 \text{ KN.}$

Vérifications :

♣ **Vérification du critère de résistance (compression centrée) :**

On doit vérifier : $\frac{N_s}{a*b} \leq 0.6 * f_{c28}$

$$\Rightarrow a * b \geq \frac{N_s}{0.6 * f_{c28}}$$

- (a*b) : la section brute du béton.
- N_s : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25$ MPa.

A.N. : $a * b \geq \frac{1050.865 * 10^{-3}}{0.6 * 25} \Rightarrow a * b \geq 0,0721216 \text{ m}^2$

On choisit une section $(a * b) = 45 * 45 = 1600 \text{ cm}^2$

♣ **Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :**

(BAEL 91 article B.8.4.1)

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

suivante : $N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$

- B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérique.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$.
- α : coefficient fonction de l'élanement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

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

$$\checkmark \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Note : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC), et avec majoration de l'effort normal N_u .

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposées articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.68 \text{ m}$.
- ✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.
- ✓ b : Plus petit côté du poteau.

A.N.: jhhhhh nb

$$\diamond \lambda = \frac{3.68}{0.45 / \sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 28.32$$

$$\diamond \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{28.32}{35} \right)^2}, \alpha = 0.75$$

$$\diamond B_r = (45 - 2) * (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2.$$

❖ L'ouvrage est en zone II_a (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

$$A_{max} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{max} = 4\%B = 4\% (45 * 45) = 81 \text{ cm}^2$$

❖ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $N_u = 1490.693 \text{ KN}$, Acier FeE400,
 $f_e = 400 \text{ MPa}$.

❖ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$N'_u = 1.1(1490.693)$$

$$N'_u = 1639.7623 \text{ KN}$$

$$N_{admissible} = 0.75 \left[\frac{0.1849 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.0081 * 400}{1.15} \right] = 4681.10 \text{ KN}$$

$$N_{admissible} = 4681.10 \text{ KN} \geq N'_u = 1639.7623 \text{ KN}$$

♣ Vérification des conditions de coffrage :

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

ZONE II_a

- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ vérifié
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(45,45) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$ vérifié
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ vérifié

♣ Vérification de l'effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4.)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0,30 * f_{c28}}$$

- B_c : Section du poteau.

- N_d : Effort normal de calcul (majoré).

$$\underline{\text{AN}} : B_c \geq \frac{1639.7623 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 25} = 0.218634 \text{ m}^2 \qquad B_c \geq 2186.34 \text{ cm}^2$$

- ✓ On choisit une section

$$(a * b) = (50 * 50) = 2500 \text{ cm}^2$$

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant :

<i>Tableau II.8 : les différent dimensions des poteaux</i>	
<i>Niveaux</i>	<i>Sections des poteaux (a*b)</i>
<i>Sous-sol et RDC</i>	<i>(50*50)</i>
<i>1 et 2</i>	<i>(45*50)</i>
<i>3 et 4</i>	<i>(45*45)</i>
<i>5 et 6</i>	<i>(40*45)</i>
<i>7 et 8</i>	<i>(40*40)</i>

➤ **Conclusion :**

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [16+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine (RDC et balcons) est 12cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (30 x 35).
- ✓ Section transversale des poutres principales (30 x 40).
- ✓ Epaisseur des voiles $\begin{cases} 20 \text{ cm, Sous sol et RDC.} \\ 15 \text{ cm, Service + habitation.} \end{cases}$
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 15 cm).

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

III .1 planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple et servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.1.1. Critère de la disposition des poutrelles :

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

D'après les plans des étages d'habitation et d'étage de service, on opte pour les dispositions suivantes :

❖ Etage de service :

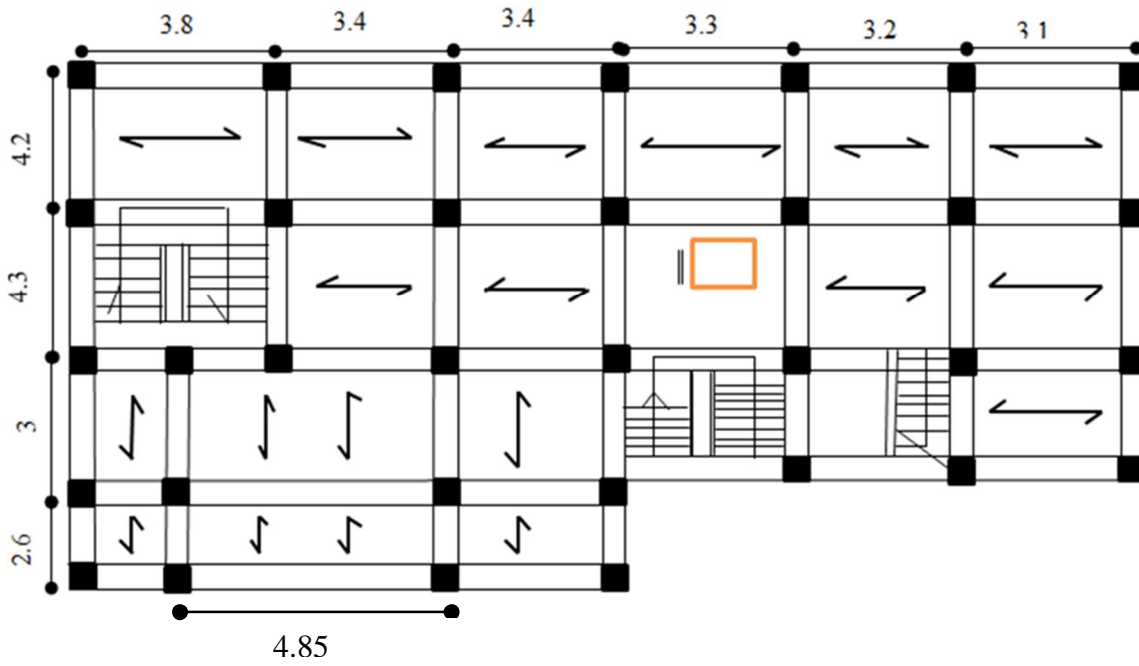


Figure III.1 : Disposition des poutrelles (étage de service)

❖ Etages d'habitation :

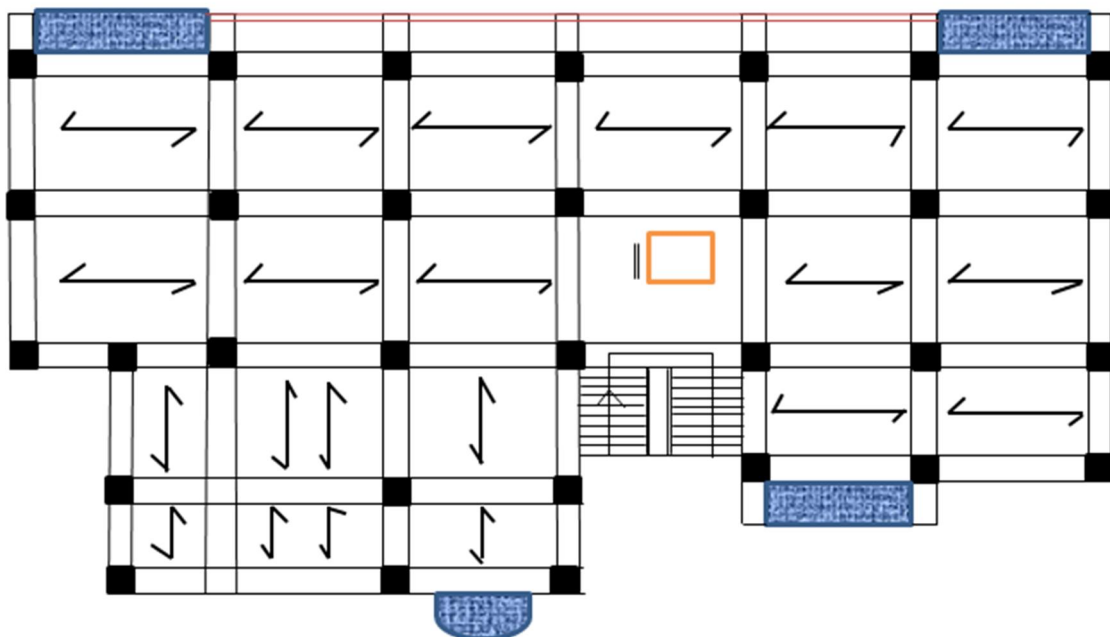
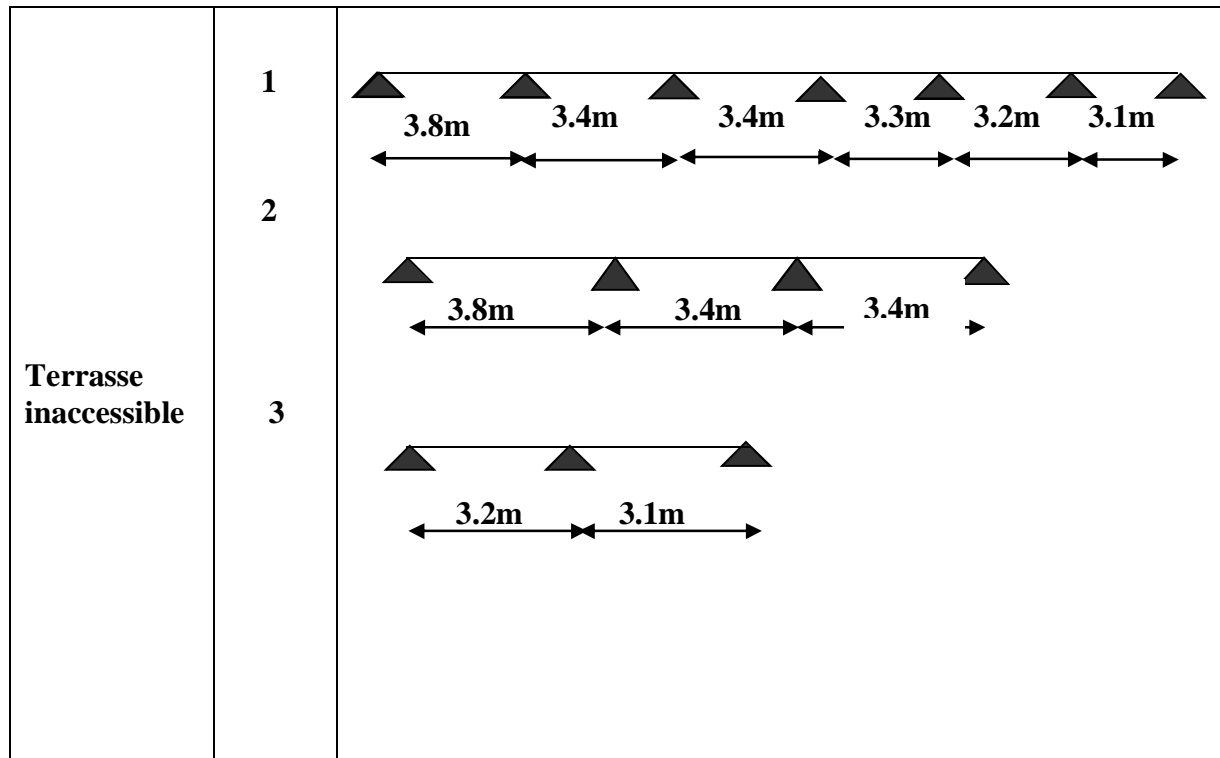


Figure III.2 : Disposition des poutrelles (étage d'habitation)

III.1.1.2. Les différents types de poutrelles :

Les différents types de poutrelles dans le tableau III.1 qui suit :

<i>Tableau III.1 : Différents types de poutrelles</i>		
ETAGES	TYPES	Schéma statique
SERVICE	1	
	2	
	3	
Habitation	1	
	2	
	3	
	4	



III.1.1.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Le chargement sur les poutrelles dans le tableau III.2 suivant :

Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles

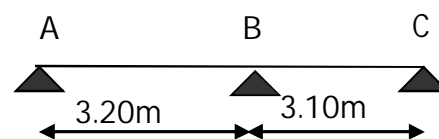
NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU(1.35 G+1.5Q)		ELS (G+Q)	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN /m) 0.65*P _U	P _s (KN /m ²)	q _s (KN /m) 0.65 P _S
Terrasse inaccessible	5.75	1	9.262	6.02	6.75	4.387
habitation	5.23	1.5	9.31	6.051	6.73	4.374
service	5.23	2.5	10.81	7.026	7.73	5.024

III.1.1.4.Calcul des sollicitations :

• **Exemple illustratif :**

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire -(le type(1) d'étage service)-, et les autres types seront résumés dans des tableaux.

❖ **Type(1) : étage de service :**



➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BA.E.L91 artB6.2.21).**

1. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$) .
2. $Q=2.5\text{KN}/\text{m}^2 \leq \min(10.46, 5\text{KN}/\text{m}^2)$condition vérifiée.
3. le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $0.8 < 3.2/3.1 = 1.03 < 1.25$condition vérifiée.
4. le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
5. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

- ✓ $P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.81\text{KN}/\text{m}^2$.
- ✓ $P_s = G + Q = 7.73\text{KN}/\text{m}^2$.
- ✓ $q_u = P_u * 0.65 = 7.026\text{KN}/\text{m}$.
- ✓ $q_s = P_s * 0.65 = 5.024\text{KN}/\text{m}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.32 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.096 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.296 \end{cases}$$

▪ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_C = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{7.026 * 3.20^2}{8} = 8.993\text{KN} \\ M_0^S = \frac{5.024 * 3.20^2}{8} = 6.430\text{KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_C^U = - 1.348\text{KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_C^S = - 0.964\text{KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = -0.6M_0^U = - 5.395\text{KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6M_0^S = - 3.858\text{KN.m}$

▪ **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

M_g : Moment de l'appui gauche de la travée

M_d : Moment de l'appui droit de la travée

M_0 : Moment isostatique de la travée

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

Travée(AB) : **L=3.20m**

$$\text{ELU} \quad M_0^U = \frac{7.026 * 3.20^2}{8} = 8.993 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0^S = \frac{5.024 * 3.20^2}{8} = 6.430 \text{ KN.m}$$

$$1 - M_{AB} \geq 1.096 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right)$$

$$\text{ELU} \quad M_{AB}^U \geq 1.096 (8.993) - \left(\frac{0 + 5.395}{2} \right) \Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{7.159 \text{ KN.m}}$$

$$\text{ELS} \quad M_{AB}^S \geq 1.096 (6.430) - \left(\frac{0 + 3.858}{2} \right) \Rightarrow M_{AB}^S \geq \mathbf{5.118 \text{ KN.m}}$$

2- [AB] travée de rive

$$\text{ELU} \quad M_{AB}^U \geq \left(\frac{1.296}{2} \right) * 8.993 \Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{5.827 \text{ KN.m}}$$

$$\text{ELS} \quad M_{AB}^S \geq \left(\frac{1.296}{2} \right) * 13.578 \Rightarrow M_{AB}^S \geq \mathbf{4.166 \text{ KN.m}}$$

De (1) et (2) :

$$\begin{array}{l} M_{AB}^U \geq 7.159 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^S \geq 5.118 \text{ KN.m} \end{array}$$

Travée(BC) : **L=3.10m**

$$\text{ELU} \quad M_0^U = \frac{7.026 * 3.10^2}{8} = 8.439 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0^S = \frac{5.024 * 3.10^2}{8} = 6.035 \text{ KN.m}$$

$$1 - M_{BC} \geq 1.096 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right)$$

$$\text{ELU} \quad M_{BC}^U \geq 1.096 (8.439) - \left(\frac{5.395 + 0}{2} \right) \Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{6.552 \text{ KN.m}}$$

ELS $M_{BC}^S \geq 1.096 (6.035) - \left(\frac{3.858+0}{2}\right) \Rightarrow M_{BC}^S \geq 4.685 \text{ KN.m}$

2-[BC] travée de rive

ELU $M_{BC}^U \geq \left(\frac{1.296}{2}\right) * 8.439 \Rightarrow M_{BC}^U \geq 5.468 \text{ KN.m}$

ELS $M_{AB}^S \geq \left(\frac{1.296}{2}\right) * 6.035 \Rightarrow M_{AB}^S \geq 3.910 \text{ KN.m}$

De(1) et (2) :

$$\begin{aligned} M_{BC}^U &\geq 6.552 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^S &\geq 4.685 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

▪ **Évaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de :

- ✓ 15% si la poutre à deux travées.
- ✓ 10% si la poutre à plus de deux travées

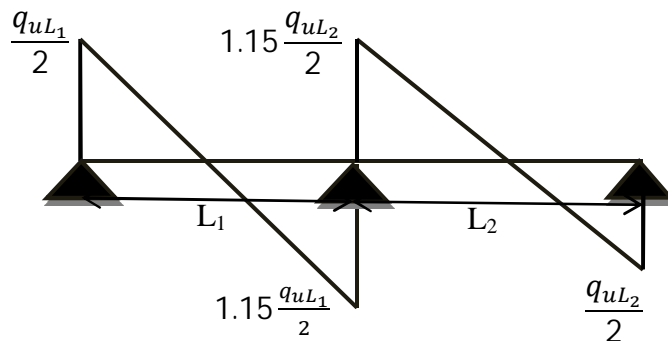


Figure III.3: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} V_A = 11.241 \text{ KN} \\ V_B = -12.927 \text{ KN} \end{cases}, \quad \text{Travée (BC)} \begin{cases} V_B = 12.523 \text{ KN} \\ V_C = -10.890 \text{ KN} \end{cases}$$

III.1.1.5. Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles :

➤ **Plancher étage de service :**

Les sollicitations des poutrelles du plancher étage de service dans tableau III.3 suivant :

<i>Tableau III.3 Sollicitations des poutrelles du plancher étage de service</i>					
<i>Etats limites</i>					
ELU			ELS		
<i>Types de poutrelles</i>	<i>M_{appui}</i>	<i>M_{travée}</i>	<i>V</i>	<i>M_{appui}</i>	<i>M_{travée}</i>

	<i>KN. M</i>	<i>KN. M</i>	<i>KN</i>		<i>KN. M</i>	<i>KN. M</i>
Type 1	$M_a = M_G = -1.90$	$M_{ab} = 10.74$	Travée (ab)	$V_a = 13.35$ $V_b = -14.69$	$M_a = M_G = -1.36$	$M_{ab} = 7.68$
	$M_b = -6.34$	$M_{bc} = 5.93$	Travée (bc)	$V_b = 13.14$ $V_c = -13.14$	$M_b = -4.54$	$M_{bc} = 4.24$
	$M_c = -4.06$	$M_{cd} = 7.07$	Travée (cd)	$V_c = 11.95$ $V_d = -11.95$	$M_c = -2.90$	$M_{cd} = 5.06$
	$M_d = -4.06$	$M_{de} = 6.55$	Travée (de)	$V_d = 11.55$ $V_e = -11.59$	$M_d = -2.90$	$M_{de} = 4.68$
	$M_e = -3.83$	$M_{ef} = 5.70$	Travée (ef)	$V_e = 11.24$ $V_f = -12.37$	$M_e = -2.74$	$M_{ef} = 4.07$
	$M_f = -4.50$	$M_{fg} = 10.7$	Travée (fg)	$V_f = 11.98$ $V_g = -10.89$	$M_f = -3.22$	$M_{fg} = 5.02$
	$M_{appui}^{max} = 6.34$	$M_{travée}^{max} = 10.74$	$V^{max} = 14.69$		$M_{appui}^{max} = 4.54$	$M_{travée}^{max} = 7.68$
Type 2	$M_a = M_c = -1.52$	$M_{ab} = 8.09$	Travée (ab)	$V_a = 11.95$ $V_b = -13.74$	$M_a = M_c = -0.109$	$M_{ab} = 5.78$
	$M_b = -0.609$	$M_{bc} = 8.09$	Travée (bc)	$V_b = 13.74$ $V_c = -11.95$	$M_b = -4.36$	$M_{bc} = 5.78$
	$M_{appui}^{max} = 6.09$	$M_{travée}^{max} = 8.09$	$V^{max} = 13.74$		$M_{appui}^{max} = 4.36$	$M_{travée}^{max} = 5.78$
Type 3	$M_a = M_b = -1.27$	$M_{ab} = 8.44$	Travée (ab)	$V_a = 10.89$ $V_b = -10.89$	$M_a = M_b = -0.91$	$M_{ab} = 6.035$

➤ **Plancher étage courant (d'habitation)**

Les sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant dans le tableau III.4 suivant:

Tableau III.4 Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant						
Etats limites						
ELU				ELS		
	M_{appui} KN. M	$M_{travée}$ KN. M	V KN	M_{appui} KN. M	$M_{travée}$ KN. M	
Type 1	$M_a = M_G = -1.64$	$M_{ab} = 8.92$	Travée (ab)	$V_a = 11.50$ $V_b = -12.65$	$M_a = M_g = -1.19$	$M_{ab} = 6.45$
	$M_b = -5.46$	$M_{bc} = 4.84$	Travée (bc)	$V_b = 11.32$ $V_c = -11.32$	$M_b = -3.95$	$M_{bc} = 3.50$
	$M_c = -3.50$	$M_{cd} = 5.82$	Travée (cd)	$V_c = 10.29$ $V_d = -10.29$	$M_c = -2.53$	$M_{cd} = 4.21$
	$M_d = -3.50$	$M_{de} = 5.39$	Travée (de)	$V_d = 9.99$ $V_e = -9.99$	$M_d = -2.53$	$M_{de} = 3.89$
	$M_e = -3.30$	$M_{ef} = 4.68$	Travée (ef)	$V_e = 9.68$ $V_f = -10.65$	$M_e = -2.38$	$M_{ef} = 3.88$
	$M_f = -3.88$	$M_{fg} = 5.82$	Travée (fg)	$V_f = 10.32$ $V_g = -9.38$	$M_f = -2.80$	$M_{fg} = 4.20$

	$M_{appui}^{max} = 5.46$	$M_{travée}^{max} = 8.92$		$V^{max} = 12.65$	$M_{appui}^{max} = 3.95$	$M_{travée}^{max} = 6.45$
Type 2	$M_a = M_d = -1.64$	$M_{ab} = 8.92$	Travée (ab)	$V_a = 11.50$ $V_b = -12.65$	$M_a = M_d = -1.19$	$M_{ab} = 6.45$
	$M_b = -5.46$	$M_{bc} = 4.66$	Travée (bc)	$V_b = 11.32$ $V_c = -11.32$	$M_b = -3.95$	$M_{bc} = 3.37$
	$M_c = -4.37$	$M_{cd} = 7.14$	Travée (cd)	$V_c = 11.32$ $V_d = -10.29$	$M_c = -3.19$	$M_{cd} = 5.16$
	$M_{appui}^{max} = 5.46$	$M_{travée}^{max} = 8.92$		$V^{max} = 12.65$	$M_{appui}^{max} = 3.95$	$M_{travée}^{max} = 6.45$
Type 3	$M_a = M_b = -1.16$	$M_{ab} = 5.94$	Travée (ab)	$V_a = 9.68$ $V_b = -11.14$	$M_a = M_b = -0.84$	$M_{ab} = 4.29$
	$M_b = -4.65$	$M_{bc} = 5.43$	Travée (bc)	$V_b = 10.79$ $V_c = -9.38$	$M_b = -3.36$	$M_{bc} = 3.92$
	$M_{appui}^{max} = 4.65$	$M_{travée}^{max} = 5.94$		$V^{max} = 11.14$	$M_{appui}^{max} = 3.36$	$M_{travée}^{max} = 4.29$
Type 4	$M_a = M_e = -1.73$	$M_{ab} = 10.06$	Travée (ab)	$V_a = 13.60$ $V_b = -14.96$	$M_a = M_e = -1.23$	$M_{ab} = 7.14$
	$M_b = -5.78$	$M_{bc} = 7.75$	Travée (bc)	$V_b = 14.96$ $V_c = -14.96$	$M_b = -4.10$	$M_{bc} = 5.50$
	$M_c = -4.62$	$M_{cd} = 7.17$	Travée (cd)	$V_c = 13.20$ $V_d = -14.52$	$M_c = -3.28$	$M_{cd} = 5.08$
	$M_d = -5.45$	$M_{de} = 8.75$	Travée (de)	$V_d = 14.08$ $V_e = -12.80$	$M_d = -3.86$	$M_{de} = 6.20$
	$M_{appui}^{max} = 5.78$	$M_{travée}^{max} = 10.06$		$V^{max} = 14.96$	$M_{appui}^{max} = 4.10$	$M_{travée}^{max} = 7.14$

III.1.1.6. Ferrailage des poutrelles :

Les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher de service) dans le tableau III.5 suivant :

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	10.74	7.68
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-1.90	-1.36
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-6.34	-4.54
Effort tranchant (KN)	14.69	

♣ **Ferraillage des travées:**

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$, θ : influence négative de la durée d'application de la charge (durée > 24h $\Rightarrow \theta = 1$).
- ✓ M_u : Moment sollicitant de calcul = 10.74 KN.m
- ✓ $d = 0.9 \cdot h_t = 18 \text{ cm}$.

$$M_{Tu} = 14.2 \cdot 0.60 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 54.528 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 10.74 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 54.528 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow { la table de compression n'est pas entièrement comprimée.
l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc, calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h_t$)

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.74 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.60 \cdot 0.18^2} = 0.038 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$.

- $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4 \alpha_l)$, $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$, $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$.

Acier FeE400 $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}$, $\alpha_l = 0.668$, $\mu_l = 0.3916$.

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$

- ✓ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.

- ✓ $z = d(1 - 0.4 \alpha)$.

- ✓ $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}}{0.8} = 0.0496 \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.0496)$

$$\Leftrightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

A.N: $A_T = \frac{10.74 \cdot 10^{-3}}{0.176 \cdot 348} = 1.75 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.

$$A_T = 1.75 \text{ cm}^2$$

Choix: on choisit 3HA 10 \Rightarrow $A_T = 2.37 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité** $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$.

- ✓ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

$$A_T = 2.37 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.60 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

♣ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Le calcul des sections de ferraillage des appuis intermédiaires dans le tableau III.6 suivant :

Tableau III.6 Calcul des sections de ferraillage des appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = -6.34 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.137 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.137 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.186$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 1.09 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 2 HA 10 $A_{inter} = 1.58 \text{ cm}^2$
$Z = 0.166 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 1.58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$ Vérfié

♣ **Ferraillage des appuis de rive :**

Le calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive dans le tableau III.7 suivant :

Tableau III.7 Calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = -1.90 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.041 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.052$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 0.31 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 1 HA 10 $A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min}$
$z = 0.176 \text{ m}$	

III.1.1.6. Vérifications :

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de l'acier).

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ on aura "y".}$$

• En travée :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.60 \cdot 0.04^2}{2} - 15 * 2.37 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.77 * 10^{-5} m$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

La vérification des contraintes en travée dans le tableau III.8 suivant :

Tableau III.8 Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,033m$	$\sigma_b = 3.01 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérfié
$I = 8.40 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 3.01 MPa$	

• Aux appuis de rive :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 * 0.04^2}{2} - 15 * 0.79 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -8.59 * 10^{-5} m$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

✓

La vérification des contraintes aux appuis de rives dans le tableau III.9 suivant :

Tableau III.9 : Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.08 m$	$\sigma_b = 1.05 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérfié
$I = 1.03 * 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 1.05 MPa$	

• Aux appuis intermédiaires :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 * 0.04^2}{2} - 15 * 1.58 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -2.518 * 10^{-4} m$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

La vérification des contraintes aux appuis intermédiaire dans le tableau III.10 suivant :

Tableau III.10 Vérification des contraintes aux appuis intermédiaire	
Calculs	Vérifications
$y = 0.034 m$	$\sigma_b = 2.64 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$

$I = 5.83 * 10^{-5} m^4$	Vérfié
$\sigma_b = 2.64 MPa$	

❖ **Vérfication de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 MPa}$$

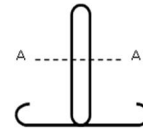
A.N:

$$\tau_u = \frac{14.69 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.816 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.34 MPa \quad \text{vérfié}$$

Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérfication de l'espacement « S_t » :**

On fixe A_t = étrier φ₆ ⇒ A_t = 2φ₆ ⇒ $\boxed{A_t = 0,57 cm^2}$



$$\begin{cases} 1) S_t \leq \min[0.9 * d, 40 cm]. \\ 2) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ 3) S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{cases}$$

1) ⇒ S_t ≤ 16.2 cm . 2) ⇒ S_t ≤ 57 cm .

$$3) \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 MPa. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 44.16 cm$$

⇒ S_t ≤ min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) ⇒ S_t ≤ 16.2 cm . Alors, on prend $\boxed{S_t = 15 cm}$.

Commentaire: On utilise A_t = étrier φ₆ chaque espacement $\boxed{S_t = 15 cm}$.

❖ **Vérfication des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

• Appuis de rive :

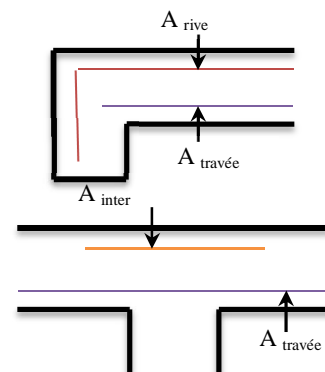
$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.37 + 0.79 = 3.16 cm^2.$$

$$A_l = 3.16 cm^2 \geq \frac{1,15}{400} * 14.69 * 10^{-3} = 0.42 cm^2 \quad \text{vérfié}$$

• Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$



$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.37 + 1.58 = 3.95 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.95 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(14.69 * 10^{-3} + \frac{(-6.34 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = -0.7 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \Rightarrow V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28} \end{cases}$$

$$\checkmark a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

A.N : $a = \min[16.2 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$

$V_u = 14.69 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$ **vérifié**

Commentaire : La bielle est vérifiée.

♣ **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm}.$$

$\tau_u^1 = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$ **vérifié**

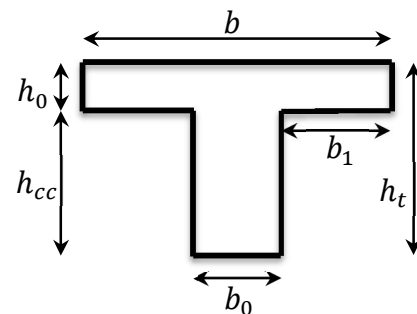
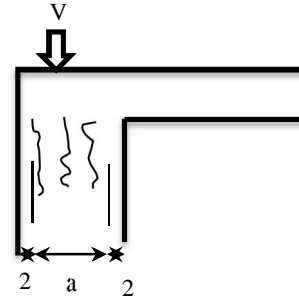
Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\begin{cases} (1) h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{15 * M_0} \\ (2) A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \\ (3) l \leq 8 \text{ m}. \end{cases}$$

- ✓ h_t : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓ $M_{travée}^{max}$: Moment maximale en travée à l'ELS.
- ✓ $A_{travée}$: Section d'armature dans la travée.
- ✓ l : Longueur de la travée maximale, $l = 3.80 \text{ m}.$
- ✓ M_0 : Moment isostatique, $M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{5.024 * 3.80^2}{8} = 9.06 \text{ KN.m}.$



- 1) $h_t = 20 \text{ cm} < \frac{7.68 \cdot 10^{-3} \cdot 3.8}{15 \cdot 9.06 \cdot 10^{-3}} = 21.47 \text{ cm}$.
- 2) $A_{travée} = 2.37 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 \cdot 0.1 \cdot 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2$.
- 3) $l = 3.8 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Condition(1) non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.23 \text{ KN/m}^2.$$

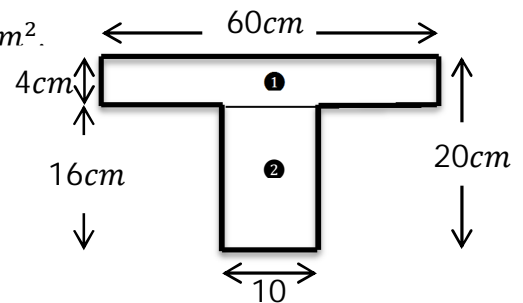
$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.60 \cdot 3.75 = 2.25 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.60 \cdot 5.23 = 3.14 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.60 \cdot 7.73 = 4.64 \text{ KN/ml.}$$



➤ **Evaluation des moments :**

Le calcul des moments correspondants dans le tableau III.11 qui suit :

Moment correspondant à q_j	$0.796 \left(\frac{q_j \cdot l^2}{8} \right)$	$M_j = 3.232 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.796 \left(\frac{q_g \cdot l^2}{8} \right)$	$M_g = 4.511 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.796 \left(\frac{q_p \cdot l^2}{8} \right)$	$M_p = 6.666 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(0.16 * 0.1)(0.08) + (0.60 * 0.04)(0.16 + 0.02) + 15 * 2.37 * 10^{-4} * 0.18}{(0.16 * 0.1) + (0.60 * 0.04) + 15 * 2.37 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.143 \text{ m}$$

$$I_0 = I_2 + I_1 = 1.336 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\begin{cases} I_2 = \frac{0.1 * 0.16^3}{12} + (0.1 * 0.16)(0.143 - 0.08)^2 = 9.76 * 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_1 = \frac{0.6 * 0.04^3}{12} + (0.04 * 0.60)((0.2 - 0.143) - 0.02)^2 = 3.60 * 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Le calcul des contraintes correspondantes dans le tableau III.12 qui suit :

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 53.34 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 74.45 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 110.01 \text{ MPa}$
	$y = 0.033 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right\}$$

Le coefficient μ dans le tableau III.13 qui suit :

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.013$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.245$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.384$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.530$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{ différée} \end{cases} \begin{cases} \lambda_i = 2.423 \\ \lambda_v = 0.969 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Le calcul des moments d'inerties fictives dans le tableau III.14 suivant :

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 9.22 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 7.61 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 1.07 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 6.43 * 10^{-5} m^4$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Le tableau III.15 qui suit montre la vérification de la flèche :

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$5.67 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.57 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$4.65 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$2.66 * 10^{-3} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$6.09 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$7.6 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

♣ **Sollicitations maximales dans le plancher à usage d'habitation:**

Les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher d'habitation) dans le tableau III.16 qui suit :

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	10.06	7.14

Moments aux appuis de rives (KN.m)	-1.73	-1.23
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-5.78	-4.10
Effort tranchant (KN)	14.96	

♣ **Ferraillage en travées :**

Le tableau III.17 qui suit montre le calcul des sections de ferraillage en travées :

Calculs	Conclusions
$M_u = 10.06 \text{ KN.m}$ $M_{Tu} = 54.258 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < M_{Tu}$ \Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.036 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimée. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.036 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.046$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{travé} = 1.64 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 3HA10 $A_t = 2.37 \text{ cm}^2$
$z = 0.176 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.978 \text{ cm}^2$	$A_t = 2.37 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.978 \text{ cm}^2$ <p style="text-align: center;">Vérfié</p>

♣ **Ferraillage en appuis intermédiaires :**

Le tableau III.18 qui suit montre le calcul des sections de ferraillage en appuis intermédiaires :

Calculs	Conclusions
$M_u = -5.78 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ \Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.125 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimée. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.125 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.168$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 0.994 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 2 HA 10 $A_{inter} = 1.58 \text{ cm}^2$.
$z = 0.167 \text{ m}$	

<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21735 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 1.58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21735 \text{ cm}^2$ <p style="text-align: center;">Vérfié</p>
--	---

♣ **Ferrailage en appuis de rive :**

Le tableau III.19 qui suit montre le calcul des sections de ferrailage en appuis de rive :

Tableau III.19 : calcul des sections de Ferrailage en appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = -1.73 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0,037 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,037 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0.047$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 0,28 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 1 HA 10 $A_{rive} = 0,79 \text{ cm}^2$.
$z = 0.176 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21735 \text{ cm}^2$	$A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21735 \text{ cm}^2$ <p style="text-align: center;">Vérfié</p>

➤ **Vérfications :**

❖ **Vérfication des contraintes :**

• En travée :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = -1.77 \cdot 10^{-5} \text{ m}$.
- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

La vérfication des contraintes en travée dans le tableau III.20 qui suit :

Tableau III.20 : Vérfication des contraintes en travée	
Calculs	Vérfications
$y = 0.033 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;">Vérfié</p>
$I = 8.40 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.80 \text{ MPa}$	

• Aux appuis de rive :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = - 8.59 \cdot 10^{-5} \text{ m}$.
- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

La vérification des contraintes en appuis de rives dans le tableau III.21 qui suit :

Tableau III.21 : Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.08 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.955 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 1.03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.955 \text{ MPa}$	
Vérifié	

• Aux appuis intermédiaires :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = - 2.518 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.
- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

La vérification des contraintes en travée dans le tableau III.22 qui suit :

Tableau III.22 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	
Calculs	Vérifications
$y = 0.034 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 5.83 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.39 \text{ MPa}$	
Vérifié	

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

A.N :

$$\tau_u = \frac{14.96 \cdot 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.18} = 0.83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

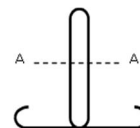
Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification de l'espacement « S_t » :**

- On fixe A_t = étrier $\phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) S_t \leq \min[0.9 \cdot d, 40 \text{ cm}]. \\ 2) S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \\ 3) S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} \cdot k)} \end{array} \right.$$

1) $\Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$. 2) $\Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$.



$$3) \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t 91.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}. \text{ Alors, on prend } \boxed{S_t = 15 \text{ cm}}.$$

Commentaire: On utilise $A_t = \text{etrier } \phi_6$ chaque espacement $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

- Appuis de rive :

$$A_l = 3.16 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} * 14.96 * 10^{-3} = 0.43 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

- Appuis intermédiaires :

*

$$A_l = 3.95 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(14.96 * 10^{-3} + \frac{(-5.78 * 10^{-3})}{0.9 * 0.18} \right) = -0.59 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire: Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

A.N : $a = \min[16.2 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$

$V_u = 14.96 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$ **vérifié**

Commentaire: La bielle est vérifiée.

♣ **Vérification de la jonction Table – Nervure**

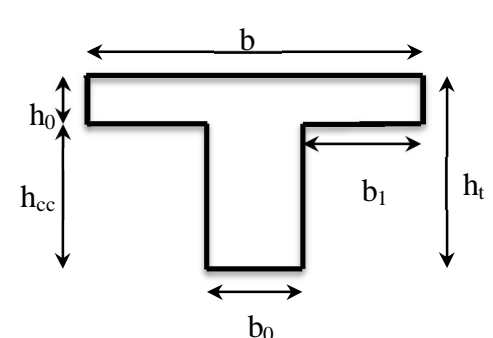
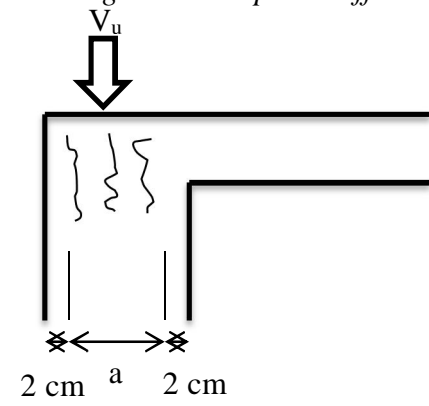
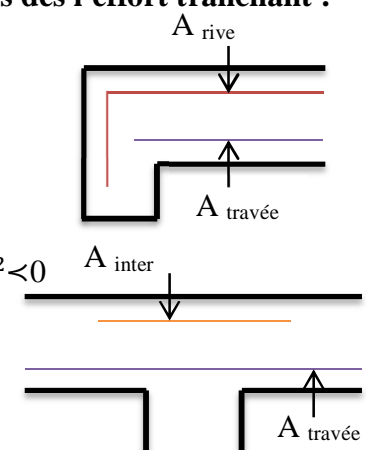
$\tau_u^1 = 0.961 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$ **vérifié**

Commentaire: Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

- 1) $h_t = 20 \text{ cm} > \frac{7.14 * 10^{-3} * 3.8}{15 * 9.06 * 10^{-3}} = 19.96 \text{ cm}.$
- 2) $A_{travée} = 2.37 \text{ cm}^2 < \frac{3.6 * 0.1 * 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2.$



▪ 3) $l = 3.80\text{ m} < 8\text{ m}$

La condition(2) n'est pas vérifiée. Donc, il faut vérifier la flèche.

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 2.85 + 0.9 = 3.75\text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revêtement}}) = 5.23\text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.23 + 1.5 = 6.73\text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.60 * 3.75 = 2.25\text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.60 * 5.23 = 3.14\text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.60 * 6.73 = 4.04\text{ KN/ml.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Le calcul des moments correspondants dans le tableau III.23 suivant :

Tableau III.23 : Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à q_j	$M_0 = 2.86\text{KN.m}$	$M_j = 3.232\text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_0 = 3.99\text{KN.m}$	$M_g = 4.511\text{KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_0 = 5.15\text{KN.m}$	$M_p = 5.804\text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

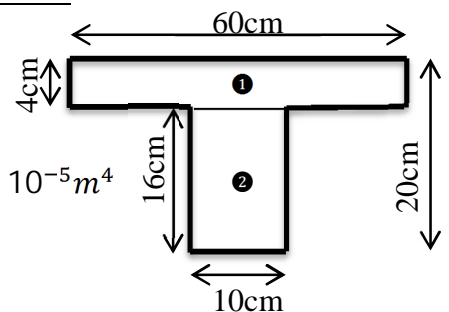
$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(0.16*0.1)(0.08) + (0.60*0.04)(0.16+0.02) + 15*2.37*10^{-4}*0.18}{(0.16*0.1) + (0.60*0.04) + 15*2.37*10^{-4}}$$

$$y_G = 0.143\text{ m.}$$

$$I_2 = \frac{0.1*0.16^3}{12} + (0.1 * 0.16)(0.143 - 0.08)^2 = 9.74 * 10^{-5}\text{m}^4$$

$$I_1 = \frac{0.6*0.04^3}{12} + (0.04 * 0.60)((0.2 - 0.143) - 0.02)^2 = 3.60 * 10^{-5}\text{m}^4$$

$$I_0 = I_2 + I_1 = 1.336 * 10^{-4}\text{m}^4.$$



➤ **Calcul des contraintes :**

Le calcul des contraintes dans le tableau III.24 suivant :

Tableau III.24 : Calcul des contraintes	
Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 53.34\text{MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 74.45\text{MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 95.79\text{ MPa}$

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

Le calcul des coefficients μ dans le tableau III.25 qui suit :

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.013$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0.245$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0.384$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0.481$

$$\begin{cases} \lambda_i = 2.423 \\ \lambda_v = 0.969 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Le calcul des moments d'inerties fictives dans le tableau III.26 qui suit :

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 9.22 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 7.61 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 1.07 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 6.78 * 10^{-5} m^4$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = 10721.40 \text{ MPA}$$

Le tableau qui suit montre module de déformation longitudinale différée de béton dans le tableau III.27 suivant :

f_g	$5.67 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$1.57 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$3.84 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$2.66 * 10^{-3} m$
Δf	$5.28 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$7.6 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

III.1.1.6. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

➤ Barres perpendiculaire(\perp) aux poutrelles :

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

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

A.N :

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle(⊥) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N :

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6 (150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

III.1.2. Schémas de ferrailage des poutrelles :

Le tableau III.28 montre les schémas de ferrailage des poutrelles

plancher	Tableau III.28 Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Etage de service			

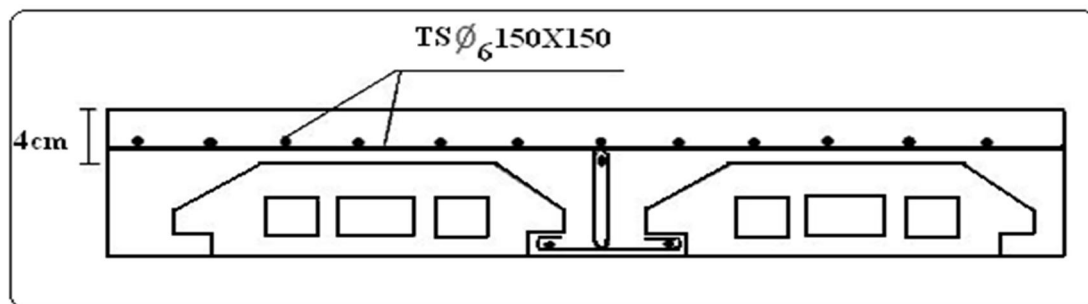
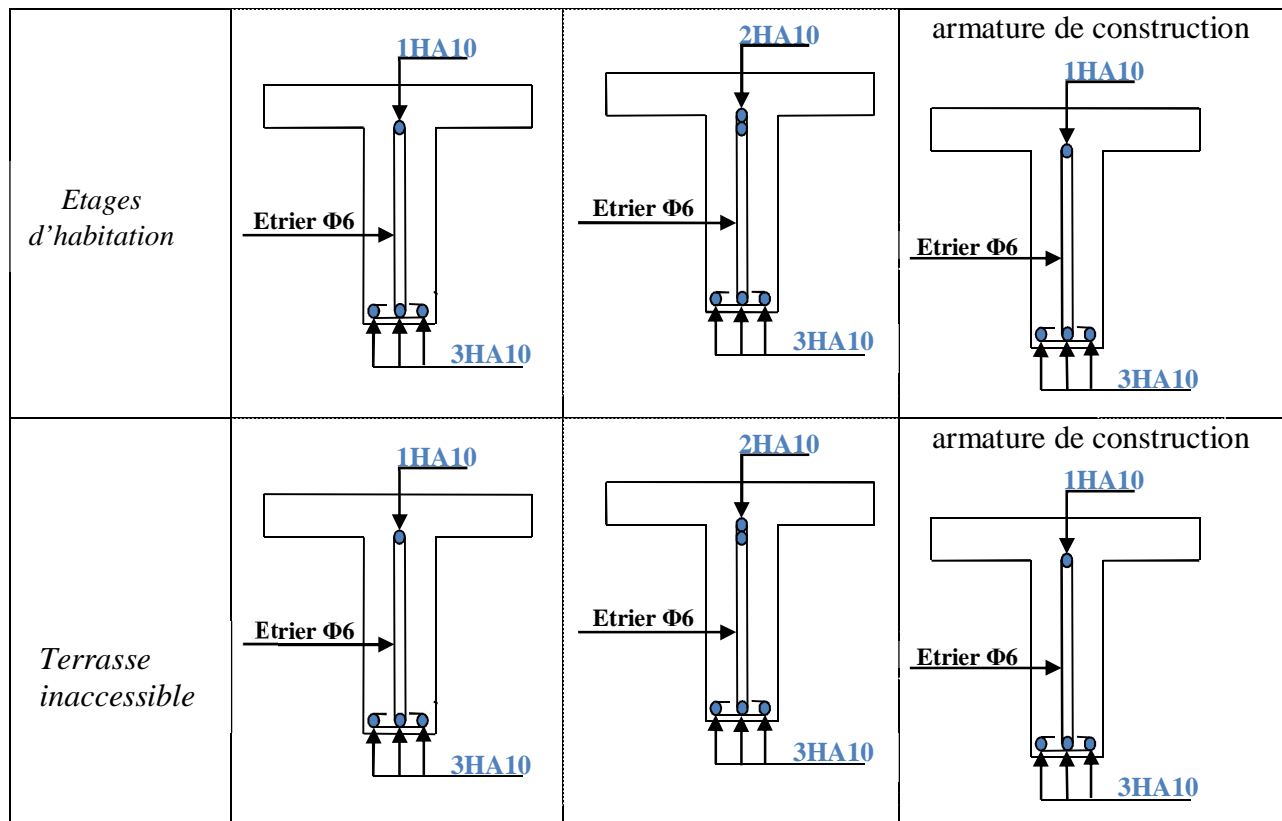


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Planchers à dalles pleines :

Pour cette structure, on a trois types de dalles pleines :

- ✓ Type 1 : dalles sur 3 appuis (panneaux D1, D2 et D3).
- ✓ Type 2 : dalles sur 4 appuis (panneau D5 - plancher RDC)
- ✓ Type 3 : dalles sur 1 appui (panneau D4)

III.2.1. Etude des dalles :

III.2.1.1. Calcul des sollicitations :

III.2.1.1.1. Dalle D2 :

Dalle su 3 appuis, d'épaisseur 12 cm.

Elle est située au niveau des planchers

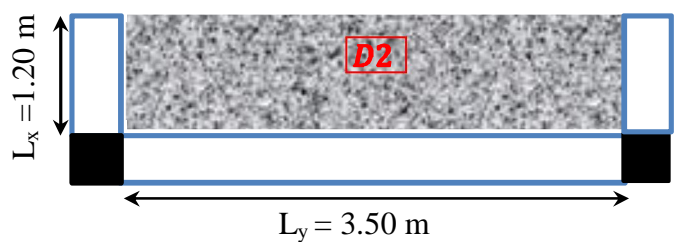


Figure III.5: Dalle sur 3 appuis (D2)

d'étages (3,4,5,6,7et8) et celui de la terrasse.

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$ $q_u = 11.3 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q.$ $q_s = 7.98 \text{ KN/ml}$
- $L_x = 1.20 \text{ m}.$
- $L_y = 3.50 \text{ m}.$

• Les moments :

$$\text{On a: } l_x = 1.20 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.75 \text{ m}. \quad \text{Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{11.3 * 1.2^2 * 3.5}{2} - \frac{2 * 11.3 * 1.2^3}{3} = 15.45 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.3 * 1.2^3}{6} = 3.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{7.98 * 1.2^2 * 3.5}{2} - \frac{2 * 7.98 * 1.2^3}{3} = 10.91 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.98 * 1.2^3}{6} = 2.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée :

$$\text{panneau de rive } \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 13.13 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.76 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 1.953 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -4.637 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -3.274 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -7.729 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -5.458 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 6.78 \text{ KN.m}$$

III.2.1.1.4. Dalle D4 :

Dalle sur 1 appui, d'épaisseur 12 cm.

Elle est située au niveau des planchers d'étages

(3, 4, 5, 6, 7et8) et celui de la terrasse.

$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5\text{KN/m}^2.$

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$
- ELS : $q_s = G + Q.$
- $L_x = 1 \text{ m}.$
- $L_y = 2.3 \text{ m}.$

$P_u = 1.35 * P = 1.35 \text{ KN}$

$P = 1 \text{ KN}$ qui est le poids du garde

Corps d'après(DTR.B-C2-2)

Donc après calcul , on trouve :

$M_u = -12.65 \text{ KN.m}$

$V_u = 12.65 \text{ KN}$

$M_s = -8.98 \text{ KN.m}$

III.2.1.1.5. Dalle D5:

$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2.$

$q_u = 13.548 \text{ KN/ml}$

Dalle sur 4 appuis, d'épaisseur 12 cm.

$q_s = 9.48 \text{ KN/ml}$

Elle représente le panneau le plus sollicité au niveau des planchers de RDC

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$
- ELS : $q_s = G + Q.$
- $L_x = 3.10 \text{ m}.$
- $L_y = 3.90 \text{ m}.$

✓ Les moments :

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.79 > 0.4.$

Alors, la dalle travaille dans les deux sens

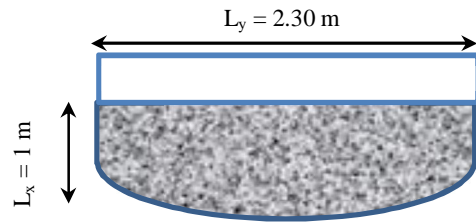


Figure III.6 : Dalle sur 1 appui (D4)

$q_u = 11.3 \text{ KN/ml}$

$q_s = 7.98 \text{ KN/ml}$

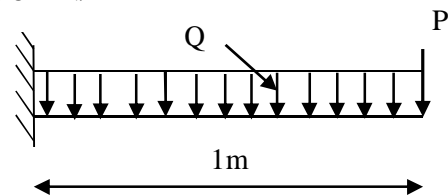


Figure III.7. schéma statique de (D4)

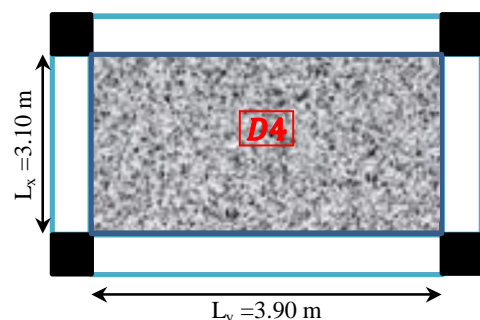


Figure III.8 : Dalle sur 4 appuis (D5)

(|| L_x) et (|| L_y).

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

μ_x, μ_y ?

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.79 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow d'après l'annexe 1 \begin{cases} \mu_x = 0.0573. \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \rho = 0.79 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow d'après l'annexe 1 \begin{cases} \mu_x = 0.0636. \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 7.46 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.31 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_0^x = 5.79 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée :

$$\text{panneau intermédiaire} \begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 5.595 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.325 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 4.342 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -2.238 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -1.738 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -3.73 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -2.897 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.79 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 * l_y^4} \Rightarrow V_u = 15 \text{ KN.m}$$

III.2.1.2. Ferrailage des différentes dalles :

NB : D1, D2 et D3 sont des dalles sur 3 appuis dont « $l_x < \frac{l_y}{2}$ », on ferraille le panneau le plus défavorable.

III.2.1.2.1. Ferrailage : panneau D2 :

❖ Ferrailage de la travée :

Le tableau III.29 qui suit montre le calcul des sections de ferrailage de la travée (D2) :

Tableau III.29 : calcul des sections de Ferrailage de la travée (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.092 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimée. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.092 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0.121$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_t^x = 3.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 4 HA 12 /ml $A_t^x = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ <ul style="list-style-type: none"> • $A_t^y = 0.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 3 HA 8 /ml $A_t^y = 1.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$z=0.095 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié
	$\parallel \underline{L}_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ $\parallel \underline{L}_y : S_t \leq \min[4e, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

❖ Ferrailage des appuis de rive :

Le tableau III.30 qui suit montre le calcul des sections de ferrailage des appuis de rive (D2) :

Tableau III.30 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.0326 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimée. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0326 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.041$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{rive} = 1.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 4HA 8 /ml $A_{rive} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$z=0.098 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{rive} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Vérifié
	$S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Le tableau III.31 qui suit montre le calcul des sections de ferraillage des appuis intermédiaires (D2) :

Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0,0544 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,0544 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,0699$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{inter} = 2.28 \text{ cm}^2/ml$. • <u>Choix</u> : on choisit 4HA 10 /ml <p style="text-align: center;">$A_{inter} = 3.14 \text{ cm}^2/ml$</p>
$z=0,097 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$	<p>$A_{inter} = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$ vérifié</p>
	$S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.1.2.2. Ferraillage : panneau D4 :

Le tableau III.32 qui suit montre le calcul des sections de ferraillage (D4) :

Nature	μ_{bu}	α	Z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
	0.00.089	0.116	0.095	3.82	4HA12=4.52	1.13	3HA8=1.51

Travée (St=25cm)

III.2.1.2.3. Ferraillage : panneau D5 :

❖ **Ferraillage de la travée :**

$\rho = 0.79 > 0.4$, la dalle travaille suivant deux sens, ($\parallel L_x$) et ($\parallel L_y$).

➤ ($\parallel L_x$):

Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.0394 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0394 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.05$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_t = 1.65 \text{ cm}^2/ml$.

$z=0.097 m$	<ul style="list-style-type: none"> • <u>Choix</u> : on choisit 4 HA 8 /ml $A_t = 2.01 cm^2/ml$
<p>Condition de non fragilité :</p> $\begin{cases} e = 12cm \\ \rho = 0.79 \Rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e \end{cases}$ <p>{ Acier H. A FeE400</p> $\rho_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{min} = 1.06cm^2/ml$	$A_t = 2.01cm^2/ml > A_{min} = 1.06cm^2/ml$ vérifié
	$\ L_x : S_t \leq \min[3e, 33 cm] = 33 cm \Rightarrow$ $S_t = 25 cm$

➤ (L_y):

Tableau III.34 : calcul des sections de Ferrailage de la travée (L_y) (D5)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.023 < 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.029$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_t = 0.97 cm^2/ml$. • <u>Choix</u> : on choisit 3 HA 8 $A_t = 1.51 cm^2/ml$
$z=0.098 m$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $\begin{cases} e = 12cm \\ \rho = 0.79 \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$ <p>{ Acier H. A FeE400</p> $\rho_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{min} = 0.96cm^2/ml$	$A_t = 1.51cm^2/ml > A_{min} = 0.96cm^2/ml$ vérifié

❖ **Ferrailage des appuis de rive :**

Tableau III.35 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D5)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.015 < 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.019$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{rive} = 0.64 cm^2/ml$. • <u>Choix</u> : on choisit 3HA 8 /ml $A_{rive} = 1.51 cm^2/ml$
$z=0.099 m$	

<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	<p>$A_{rive} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié</p> <p>$S_t = 33 \text{ cm}$</p>
--	---

❖ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

<i>Tableau III.36 : calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires (D5)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.026 < 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.033$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{inter} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 3HA 8 /ml <p style="text-align: center;">$A_{inter} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$</p>
$z = 0.098 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	<p>$A_{inter} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié</p> <p style="text-align: right;">$S_t = 33 \text{ cm}$</p>

III.2.1.3. Armature dues à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \text{ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.} \\ (2) \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

(1) Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage.

- ✓ Panneau D2 : (2) $\tau_u = 0.0678 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.
- ✓ Panneau D4 : (2) $\tau_u = 0.1265 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.
- ✓ Panneau D5 : (2) $\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

III.2.1.4. Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

- ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

• **Panneau D2 :**

En travée :

- ✓ ($\parallel l_x$)

Tableau III.37 : Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_x$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.030m$	$\sigma_b = 6.59MPa < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 4.22 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 6.59 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 230.65 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 230.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 4.59 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.32 \\ A_a = 5.10 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_a = 6 \text{ HA } 12/ml = 6.78 \text{ cm}^2/ml . \quad \text{St} = \mathbf{16.66cm}.$$

Tableau III.38 : Revérification des contraintes en travée (D2) ($\parallel l_x$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.036 \text{ m}$	$\sigma_b = 8.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifié
$I = 5.33 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 8.86MPa$	

- ✓ ($\parallel l_y$)

Tableau III.39 : Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_y$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.019m$	$\sigma_b = 3.23MPa < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 1.78 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 3.23 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 206.82 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 206.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ non vérifié

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 9.68 * 10^{-4} \\ \alpha = 0.16 \\ A_a = 1.03 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_a = 4 \text{ HA } 8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml . \quad \text{St} = \mathbf{25cm}.$$

Tableau III.40 : Revérification des contraintes en travée (D2) ($\parallel l_y$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.021 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérfifié
$I = 2.19 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.87 \text{ MPa}$	

Aux appuis :

Tableau III.41 : Vérification des contraintes aux appuis (D2)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.025 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérfifié
$I = 3.17 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.30 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 193.69 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 193.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérfifié

- **Panneau D4 :**
-

Tableau III.42 : Vérification des contraintes en (D4)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.030 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérfifié
$I = 4.22 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 6.38 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 223.43 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 223.43 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifié

.. Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 4.45 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.32 \\ A_a = 4.95 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_a = 6 \text{ HA } 12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml} . \quad \text{St} = 16.66 \text{ cm}.$$

Tableau III.43 : Revérification des contraintes en (D4)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.036 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérfifié
$I = 5.33 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 6.06 \text{ MPa}$	

- **Panneau D5 :**
- En travée :

➤ ($\parallel L_x$):

Tableau III.44 : vérification des contraintes en travée (D5) ($\parallel L_x$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.021 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérfifié
$I = 2.19 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.16 \text{ MPa}$	

➤ ($\parallel L_y$):

Tableau III.45 : vérification des contraintes en travée (D5) ($\parallel L_y$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.019 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérfié
$I = 1.71 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.36 \text{ MPa}$	

Aux appuis :

Tableau III.46 : Vérification des contraintes aux appuis (D5)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.019 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérfié
$I = 1.71 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.14 \text{ MPa}$	

❖ **Récapitulation :**

Tableau III.47 : Récapitulation du ferrailage des différentes dalles			
Panneaux		Sections d'armatures	Espacements
D2	Travée	$A_t^x = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$	16.66 cm
		$A_t^y = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
	Appuis	$A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
D5	Travée	$A_t^x = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
		$A_t^y = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm
	Appuis	$A_a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33cm
D4		$A = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$	16.66 cm
		$A_r = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm

III.2.1.5. Vérification de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\textcircled{1} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$\textcircled{2} A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$$

❖ **Panneau D2:**

- ($\parallel L_x$):

$$e = 12 \text{ cm} > 5.08 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$A_t^x = 6.78 \text{ cm}^2 > 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Non vérfié}$$

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

- ($\parallel L_y$):

$$e = 12 \text{ cm} < 14.84 \text{ cm} \quad \text{Non vérfié}$$

$$A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié}$$

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

❖ **Panneau D4:**

$e = 12 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$ **Vérifié**

$A_t^x = 6.78 \text{ cm}^2 > 5 \text{ cm}^2$ **Non vérifié**

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

❖ **Panneau D5 :**

- ($\parallel L_x$):

$e = 12 \text{ cm} < 13.175 \text{ cm}$. **Non vérifié**

$A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$ **Vérifié**

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

- ($\parallel L_y$):

$e = 12 \text{ cm} < 16.536 \text{ cm}$. **non vérifié**

$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$ **vérifié**

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

➤ **Panneau D2: ($\parallel L_y$)**

$j = (G_{\text{plancher}}) = 3 \text{ KN/m}^2$.

$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{revêtement}}) = 4.48 \text{ KN/m}^2$.

$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Evaluation des charges :**

$q_j = 3.5 * 3 = 10.5 \text{ KN/ml}$.

$q_g = 3.5 * 4.48 = 15.68 \text{ KN/ml}$.

$q_p = 3.5 * 7.98 = 27.93 \text{ KN/ml}$.

❖ **Evaluation des moments :**

Tableau III.48 : Calcul des moments correspondants

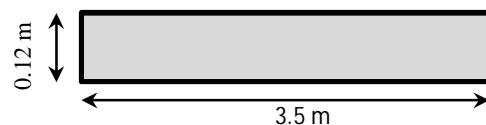
Moment correspondant à q_j	$0.85 * \left(\frac{q_j * l_x^3}{6} \right)$	$M_j = 2.57 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * \left(\frac{q_g * l_x^3}{6} \right)$	$M_g = 3.83 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * \left(\frac{q_p * l_x^3}{6} \right)$	$M_p = 6.83 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des moments d'inerties :**

$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$

$y_G = \frac{(3.5 * 0.12)(0.06) + 15 * 2.01 * 10^{-4} * 0.1}{(3.5 * 0.12) + 15 * 2.01 * 10^{-4}}$

$y_G = 0.0602 \text{ m}$.



$I_0 = \frac{3.5 * 0.12^3}{12} + (3.5 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0602 \right)^2 = 5.04 * 10^{-4} \text{ m}^4$

❖ Calcul des contraintes :

Tableau III.49 : calcul des contraintes correspondantes

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 6.04 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 9 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 16.05 \text{ MPa}$
$y = 0.021 \text{ m}$ Position de l'axe neutre		

❖ Calcul des coefficients μ et λ :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right.$$

Tableau III.50 : calcul des coefficients μ et λ

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00201$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{ différée} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 10 \\ \lambda_v = 4 \end{array} \right.$$

❖ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau III.51 : calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 5.544 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 5.544 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 5.544 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 5.544 * 10^{-4} \text{ m}^4$

❖ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

Tableau III.52 : Module de déformation longitudinale différée du et instantanée du béton

f_{gv}	$7.89 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$1.76 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$4.69 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$2.63 * 10^{-4} m$
Δf	$8.19 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$7 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D2 : ($\parallel L_x$)**

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1.2 * 3 = 3.6 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1.2 * 4.48 = 5.376 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.2 * 7.98 = 9.576 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à q_j	$M_j = 4.186 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 6.251 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 11.134 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{(1.2 * 0.12)(0.06) + 15 * 6.78 * 10^{-4} * 0.1}{(1.2 * 0.12) + 15 * 6.78 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.062 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{1.2 * 0.12^3}{12} + (1.2 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.062 \right)^2 = 1.733 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 24.275 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 36.250 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 64.568 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\begin{cases} \lambda_i = 3.63 \\ \lambda_v = 1.45 \end{cases}$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00578$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 1.90 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 1.90 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 1.90 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 1.90 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

f_{gv}	$4.41 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$0.98 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$2.62 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$1.47 * 10^{-4} m$
Δf	$4.58 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$24 * 10^{-4} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D4 :**

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1 * 3 = 3 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1 * 4.48 = 4.48 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1 * 7.98 = 7.98 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

<i>Tableau III.58 : Evaluation des moments</i>	
Moment correspondant à q_j	$M_j = 1.23 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 1.84 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 3.27 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{(1*0.12)(0.06) + 15*6.78*10^{-4}*0.1}{(1*0.12) + 15*6.78*10^{-4}}$$

$$y_G = 0.063 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{1 * 0.12^3}{12} + (1 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.063 \right)^2 = 1.45 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.59 : Calcul des contraintes</i>	
Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 8.14 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 12.18 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 21.65 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\begin{cases} \lambda_i = 3.09 \\ \lambda_v = 1.23 \end{cases}$$

<i>Tableau III.60 : Calcul des coefficients μ et λ</i>	
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00678$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

<i>Tableau III.61 : Calcul des moments d'inerties fictives</i>	
I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 1.59 * 10^{-4} \text{ m}^4$

I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 1.59 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 1.59 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 1.59 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Tableau III.62 : Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton	
f_{gv}	$1.07 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$2.40 * 10^{-5} m$
f_{pi}	$6.39 * 10^{-5} m$
f_{gi}	$3.59 * 10^{-5} m$
Δf	$1.11 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$20 * 10^{-4} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D5 : (// L_x)**

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 5 = 9.48 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 3.1 * 3 = 9.3 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 3.1 * 4.48 = 13.88 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 3.1 * 9.48 = 29.38 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

Tableau III.63 : Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à q_j	$0.85 * (\mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 4.831 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * (\mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 7.210 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * (\mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 15.263 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{(3.1 * 0.12)(0.06) + 15 * 2.01 * 10^{-4} * 0.1}{(3.1 * 0.12) + 15 * 2.01 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.055 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{3.1 * 0.12^3}{12} + (3.1 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.055 \right)^2 = 4.557 * 10^{-4} m^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.64 : Calcul des contraintes</i>	
Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 12.56 \text{MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 18.74 \text{MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 39.68 \text{MPa}$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\begin{cases} \lambda_i = 10.44 \\ \lambda_v = 4.18 \end{cases}$$

<i>Tableau III.65 : Calcul des coefficients μ et λ</i>	
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00201$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

<i>Tableau III.66 : Calcul des moments d'inerties fictives</i>	
I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 5.01 * 10^{-4} \text{m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 5.01 * 10^{-4} \text{m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 5.01 * 10^{-4} \text{m}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 5.01 * 10^{-4} \text{m}^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{MPa}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = 10721.4 \text{MPa}$$

<i>Tableau III.67 : Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton</i>	
f_{gv}	$1.28 * 10^{-3} \text{m}$
f_{ji}	$2.88 * 10^{-4} \text{m}$
f_{pi}	$9.10 * 10^{-4} \text{m}$
f_{gi}	$4.29 * 10^{-4} \text{m}$
Δf	$5.11 * 10^{-4} \text{m}$

$f_{admissible}$	$6.2 * 10^{-3} m$
------------------	-------------------

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D5 :** ($//L_y$)

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 5 = 9.48 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 3.9 * 3 = 11.17 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 3.9 * 4.48 = 17.47 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 3.9 * 9.48 = 36.97 \text{ KN/ml.}$$

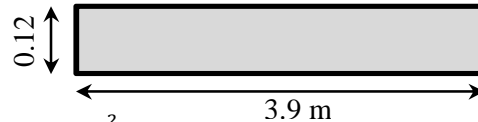
✓ **Evaluation des moments :**

Tableau III.68 : Evaluation des moments	
Moment correspondant à q_j	$M_j = 6.41 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 10.02 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 21.21 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{(3.9 * 0.12)(0.06) + 15 * 1.51 * 10^{-4} * 0.1}{(3.9 * 0.12) + 15 * 1.51 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.0601 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{3.9 * 0.12^3}{12} + (3.9 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0601 \right)^2 = 5.61 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Tableau III.69 : Calcul des contraintes	
Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 13.88 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 21.70 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 45.93 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\begin{cases} \lambda_i = 13.9 \\ \lambda_v = 5.56 \end{cases}$$

Tableau III.70 : Calcul des coefficients μ et λ	
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00151$

coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Tableau III.71 : Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 6.17 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 6.17 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 6.17 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 6.17 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

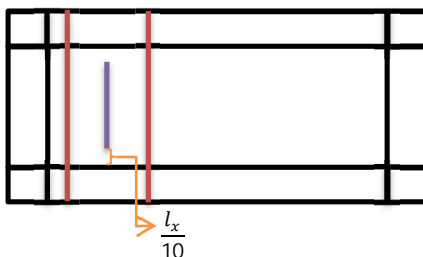
Tableau III.72 : Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton

f_{gv}	$1.47 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$4.91 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$1.62 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$7.67 * 10^{-4} m$
Δf	$1.83 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$7.8 * 10^{-3} m$

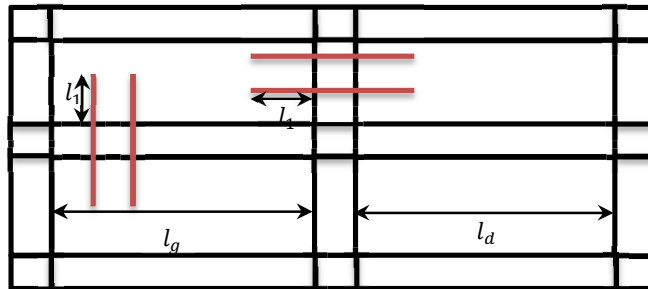
Commentaire : La flèche est vérifiée.

III.2.1.6. Recommandations de ferrailage des dalles :

- ✓ Les armatures de la partie inférieure de la dalle sont prolongées jusqu'aux appuis à raison d'une barre sur deux (une fois la même adhérence).



- ✓ Les aciers armant la partie supérieure de la dalle sont constituées de « chapeaux », de longueur « l ».



$$l_1 = \max \begin{cases} \left(l_a, \frac{l}{4} \right), \text{Travée de rive.} \\ \left(l_a, \frac{l}{5} \right), \text{Travée intermédiaire.} \end{cases} \quad , l = \max(l_g, l_d) \text{ de l'appui considéré.}$$

l_a : longueur d'ancrage $\begin{cases} 0.4 * l_s, \text{acier HA} \\ 0.6 * l_s, \text{acier RL} \end{cases}$

l_s : longueur de scellement droit $\begin{cases} 40 \phi, \text{acier HA} \\ 50 \phi, \text{acier RL} \end{cases}$

III.2.2. Schémas de ferrailage des dalles :

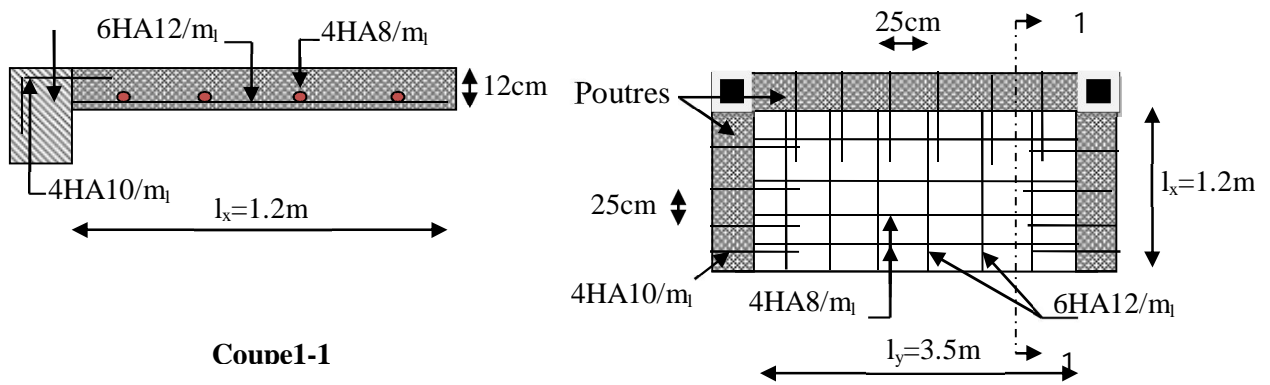


Figure III.9.Schéma de ferrailage de D₂

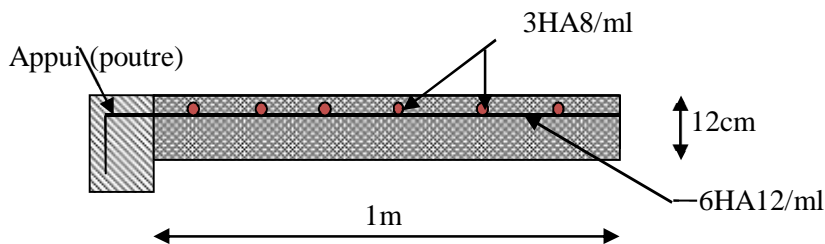


Figure III.10.schéma de ferrailage de la dalle D4

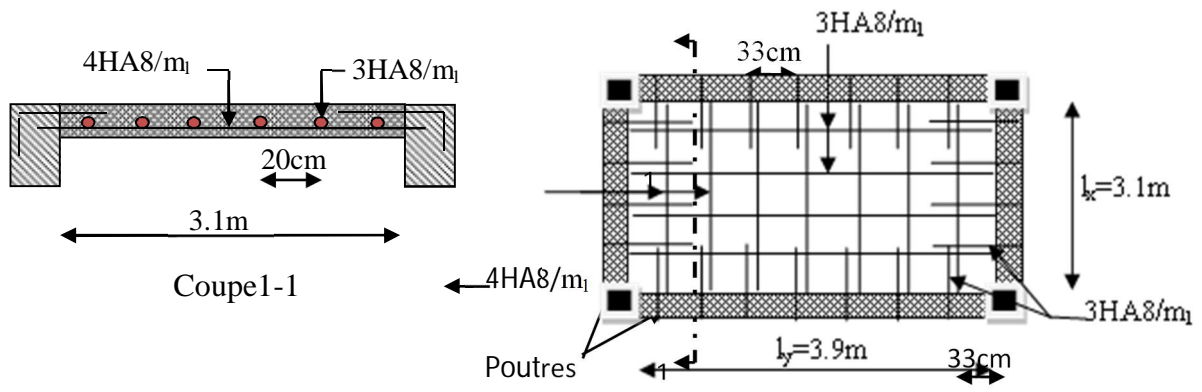


Figure III.11. Schéma de ferrailage des dalles RDC et D₅

III.3. Escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

III.3.1. Etude des différents types d'escaliers :

Schéma statique	
$q_v = 14.50 \text{ KN/ml.}$ $q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}$	
Réactions aux appuis	
$R_A = 16.77 \text{ KN. } R_B = 14.70 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<u>Tronçon [0 – 1.5] :</u>	
$x = 0, \begin{cases} V = -16.77 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
$x = 1.5, \begin{cases} V = 4.98 \text{ KN.} \\ M = 8.84 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
$X = 1.15 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 9.69 \text{ KN.m}$	
<u>Tronçon [0 – 0.9] :</u>	
$x = 0, \begin{cases} V = 14.70 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
$x = 0.9, \begin{cases} V = 4.97 \text{ KN.} \\ M = 8.85 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
Sollicitation maximales	
$M^{max} = 9.69 \text{ KN.m}$	
<u>En travée :</u>	
$M_t^u = 0.75 * M^{max} = 7.26 \text{ KN.m.}$	
<u>En appuis :</u>	
$M_a^u = -0.5 * M^{max} = -4.845 \text{ KN.m}$	
<u>Effort tranchant :</u>	
$V = 16.77 \text{ KN.m}$	

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.73 : ferraillage de l'escalier (Type 1)

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calcul\acute{e}}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
RDC	Travée (St=33cm)						
	0.030	0.038	0.128	1.62	3HA10=2.37	0.59	3HA8=1.51
	Appuis (St=25cm)						
	0.020	0.025	0.128	1.08	3HA10=2.37	0.59	3HA8=1.51
	$A_{min} = 1.57 cm^2/ml$						

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.129 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa] = 3.25 MPa, FN$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 5.25 KN.m, M_a^s = -3.5 KN.m, M_0^s = 7 KN.m$$

En travée :

Tableau III.74 : Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
$y = 0,027 m$	$\sigma_b = 3.207 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifié
$I = 4.42 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 3.207 MPa$	
$\sigma_s = 183.51 MPa$	$\sigma_s = 183.51 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ vérifié

Aux appuis :

Tableau III.75 : Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
$y = 0,027 m$	$\sigma_b = 2.13 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifié
$I = 4.42 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 2.13 MPa$	
$\sigma_s = 122.34 MPa$	$\sigma_s = 98.93 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ vérifié

➤ **Vérification de la flèche :**

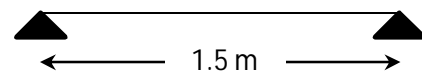
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} 1) h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ 2) A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$$(1) h = 0.15 m < 0.075(1.5 + 0.9) = 0.18m.$$

La condition(1)n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\begin{cases} j_p = 3.75 KN/m^2 \\ g_p = 5.23 KN/m^2 \\ p_p = 7.73 KN/m^2 \end{cases}, \begin{cases} j_v = 4.446 KN/m^2 \\ g_v = 7.968 KN/m^2 \\ p_v = 10.468 KN/m^2 \end{cases}$$



➤ **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jp} = 3.75 * 3 = 11.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.23 * 3 = 15.69 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 7.73 * 3 = 23.19 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. , \left\{ \begin{array}{l} q_{jv} = 4.446 * 1.40 = 6.22 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 7.968 * 1.40 = 11.15 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 10.468 * 1.40 = 14.65 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments :**

<i>Tableau III.76 : Calcul des moments correspondants</i>		
Moment correspondant à q_j	$0.75(1.301q_{jv} + 0.405q_{jp})$	$M_j = 9.48 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.75(1.301q_{gv} + 0.405q_{gp})$	$M_g = 15.64 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.75(1.301q_{pv} + 0.405q_{pp})$	$M_p = 21.33 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(1.5 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2}\right) + 15 * 2.37 * 10^{-4} * 0.13}{(1.5 * 0.15) + 15 * 2.37 * 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.076 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{1.5 * 0.15^3}{12} + (1.5 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.076\right)^2 = 4.22 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.77 : calcul des contraintes correspondantes</i>		
Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 34.70 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 57.26 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 78.09 \text{ MPa}$
	$y = 0.027 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{array}{l} \lambda_i = 8.64 \\ \lambda_v = 3.45 \end{array} \right.$$

<i>Tableau III.78 : coefficient μ</i>		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00182$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 4.642 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 4.642 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 4.642 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 4.642 * 10^{-4} m^4$

$E_i = 32164.20 \text{ MPA}, E_v = 10721.4 \text{ MPA}$

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$7.07 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.42 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$3.21 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$2.35 * 10^{-4} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$6.51 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$3 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

Sollicitations maximales	
	$M^{max} = 30.85 \text{ KN.m}$
<u>En travée :</u>	$M_t^u = 0.75 * M^{max} = 23.14 \text{ KN.m}$
<u>En appuis :</u>	$M_a^u = -0.5 * M^{max} = -15.42 \text{ KN.m}$
<u>Effort tranchant :</u>	$V = 28.29 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage :**

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
Habitation	Travée (St=25cm)						
	0.096	0.126	0.123	5.39	4HA14=6.16	1.54	4HA8=2.01
	Appuis (St=25cm)						
	0.064	0.083	0.125	3.52	4HA12=4.52	1.13	3HA8=1.51
$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/ml$							

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.217 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa, FN}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 18.89 \text{ KN.m}, M_a^s = -8.89 \text{ KN.m}, M_0^s = 22.22 \text{ KN.m}$$

En travée :

Tableau III.83 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,03 \text{ m}$	$\sigma_b = 10.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifié
$I = 5.60 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 10.30 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 505.98 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 505.98 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifié

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 5.54 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.35 \\ A_a = 8.15 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_a = 4 \text{ HA } 14 + 4 \text{ HA } 10/\text{ml} = 9.32 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{St} = \mathbf{12.5\text{cm}}$$

Aux appuis :

Tableau III.84 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,025 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifié
$I = 3.83 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.81 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 238.125 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 238.125 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifié

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 2.6 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.25 \\ A_a = 3.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_a = 8 \text{ HA } 8/\text{ml} = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{St} = \mathbf{12.5\text{cm}}$$

♣ **Vérification de la flèche :**

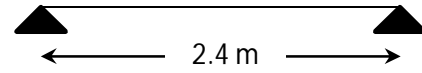
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} (1) h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ (2) A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$$1) h = 0.15 \text{ m} < 0.075(1.35 + 2.4 + 0.5) = 0.3187\text{m}.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\begin{cases} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \begin{cases} j_v = 4.446 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 11.15 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 14.65 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



➤ **Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_{jp} = 3.75 * 3 = 11.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.23 * 3 = 15.69 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 7.73 * 3 = 23.19 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \begin{cases} q_{jv} = 4.446 * 1.40 = 6.22 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 11.15 * 1.40 = 15.61 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 14.65 * 1.40 = 20.51 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments :**

<i>Tableau III.85 : Calcul des moments correspondants</i>		
Moment correspondant à q_j	$0.75(1.128q_{jv} + 0.1635q_{jp})$	$M_j = 6.64 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.75(1.128q_{gv} + 0.1635q_{gp})$	$M_g = 15.13 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.75(1.128q_{pv} + 0.1635q_{pp})$	$M_p = 20.19 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2}\right) + 15 * 9.32 * 10^{-4} * 0.13}{(2.4 * 0.15) + 15 * 9.32 * 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.077 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{2.4 * 0.15^3}{12} + (2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.077\right)^2 = 6.7644 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.86 : Calcul des contraintes</i>	
Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 14.72 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 33.55 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 44.77 \text{ MPa}$

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\begin{cases} \lambda_i = 2.93 \\ \lambda_v = 1.172 \end{cases}$$

<i>Tableau III.87 : Calcul des coefficients μ et λ</i>	
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00716$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0.42$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0.68$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0.75$

➤ Calcul des moments d’inerties fictives :

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 3.33 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 2.48 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 4.14 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 3.95 * 10^{-4} m^4$

Calcul de La flèche :

f_{gv}	$6.15 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$2.63 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$28.7 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$34.26 * 10^{-4} m$
Δf	$-2.04 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$8.5 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée

Sollicitations maximales	
	$M^{max} = 10.44 KN.m$
<u>En travée</u> :	$M_t^u = 0.75 * M^{max} = 7.83 KN.m.$
<u>En appuis</u> :	$M_a^u = -0.5 * M^{max} = -5.22 KN.m$
<u>Effort tranchant</u> :	$V = 17.40 KN$

➤ Ferrailage :

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
Service	Travée (St=25cm)						
	0.032	0.041	0.127	1.76	3HA10=2.37	0.592	3HA8=1.51
	Appuis (St=33cm)						
	0.021	0.027	0.128	1.16	3HA10=2.37	0.592	3HA8=1.51
	$A_{min} = 1.57 cm^2/ml$						

➤ Vérification de l’effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.133 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa] = 3.25 Mpa, FN$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Vérification des contraintes :

$$M_t^s = 6.40 KN.m, M_a^s = -3.01 KN.m, M_0^s = 7.53KN.m$$

En travée :

Calculs	Vérifications
$y = 0,03 m$	$\sigma_b = 3.49 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifié
$I = 5.6 * 10^{-5} m^4$	

$\sigma_b = 3.49 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 170.30 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 170.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifié

Aux appuis :

Tableau III.93 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,025 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifié
$I = 3.84 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.97 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 123.32 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 123.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifié

♣ **Vérification de la flèche :**

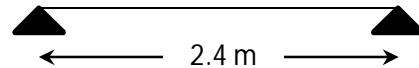
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n’y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} 1) h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ 2) A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

1) $h = 0.15 \text{ m} < 0.075(2.4) = 0.18\text{m}$.

La condition 1 n’est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\begin{cases} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \begin{cases} j_v = 4.446 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 11.15 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 14.65 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



➤ **Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_{jp} = 3.75 * 3.8 = 14.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.23 * 3.8 = 19.87 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 7.73 * 3.8 = 29.37 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \begin{cases} q_{jv} = 4.446 * 1.65 = 7.33 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 11.15 * 1.65 = 18.39 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 14.65 * 1.65 = 24.17 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau III.94 : Evaluation des moments	
Moment correspondant à q_j	$M_j = 2.72 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 6.82 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 8.96 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d’inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} \right) + 15 * 2.37 * 10^{-4} * 0.13}{(2.4 * 0.15) + 15 * 2.37 * 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.075 \text{ m}.$$

$$I_0 = \frac{2.4 * 0.15^3}{12} + (2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.075 \right)^2 = 6.75 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 6.04 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 15.15 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 19.91 \text{ MPa}$

➤ Calcul des coefficients μ et λ :

$$\begin{cases} \lambda_i = 11.51 \\ \lambda_v = 4.60 \end{cases}$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00182$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

➤ Calcul des moments d'inerties fictives :

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 7.425 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 7.425 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 7.425 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 7.425 * 10^{-4} \text{ m}^4$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}, E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

f_{gv}	$4.93 * 10^{-4} \text{ m}$
f_{ji}	$6.56 * 10^{-5} \text{ m}$
f_{pi}	$2.16 * 10^{-4} \text{ m}$
f_{gi}	$1.64 * 10^{-4} \text{ m}$
Δf	$4.794 * 10^{-4} \text{ m}$
$f_{admissible}$	$4.8 * 10^{-3} \text{ m}$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

III.3.2.5. Le palier intermédiaire

- Dalle sur un seul appui (une console)
- Évaluation des charges

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.81 \text{ KN/m}^2$$

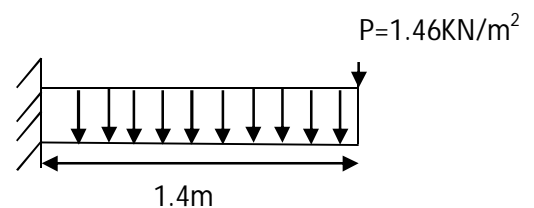


Figure III.11. Schéma statique de palier intermédiaire

$$P_s = G + Q = 7.73 \text{ KN/m}$$

$$P = 1.46 \text{ KN/m}^2 \text{ (La charge concentrée due au poids propre de mur)}$$

$$R_B = 23.33 \text{ KN} \text{ (La charge transmise par l'escalier)}$$

- **Les sollicitations :**

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + P l$$

$$M_u = 12.64 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (P_u l) + P + R_B$$

$$V_u = 39.92 \text{ KN}$$

Ferrailage

. **Armature principale**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b=100\text{cm}, h=15\text{cm}, d=13\text{cm}, f_{bu}=14.2\text{MPa}$$

Tableau III.99. Calcul de ferrillages.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
12.64	0.052	0.067	0.12	2.87	4HA10=3.16	25

. **Armatures secondaires**

$$A = \frac{A_l}{3} = \frac{3.16}{3} = 1.05 \text{ cm}^2 \quad (3T8=1.51)$$

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

- **Verification**

• **A L'ELU:**

. **L'effort tranchant:**

$$V_u = 39.92 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39.92 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1} = 0.30 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \end{cases}$$

. **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.13.2.1/400 = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **A l'ELS :**

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

$$\bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.06 \text{cm}$$

$$I = 5.64 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.62 \times 10^{-3}}{5.64 \times 10^{-5} \times 10^{-8}} \times 0.0306 = 5.22 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$ (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

- **La contrainte dans l'acier**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 238.5 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 238.05 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 240 \text{Mpa}$ Vérifiée

- **La flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 \right) > \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right) \\ \left(\frac{h}{l} = 0.107 \right) > \left(\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13.75}{10 \times 13.75} = 0.1 \right) \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{0.14 \times 1} \leq \frac{2.4}{f_e} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schéma de ferrailage**

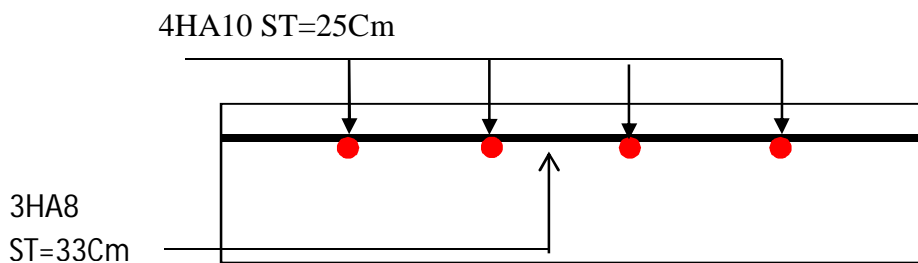


Figure III.12. Schéma de ferrailage de palier intermédiaire (dalle sur un seul appui)

Schéma de ferrailage :

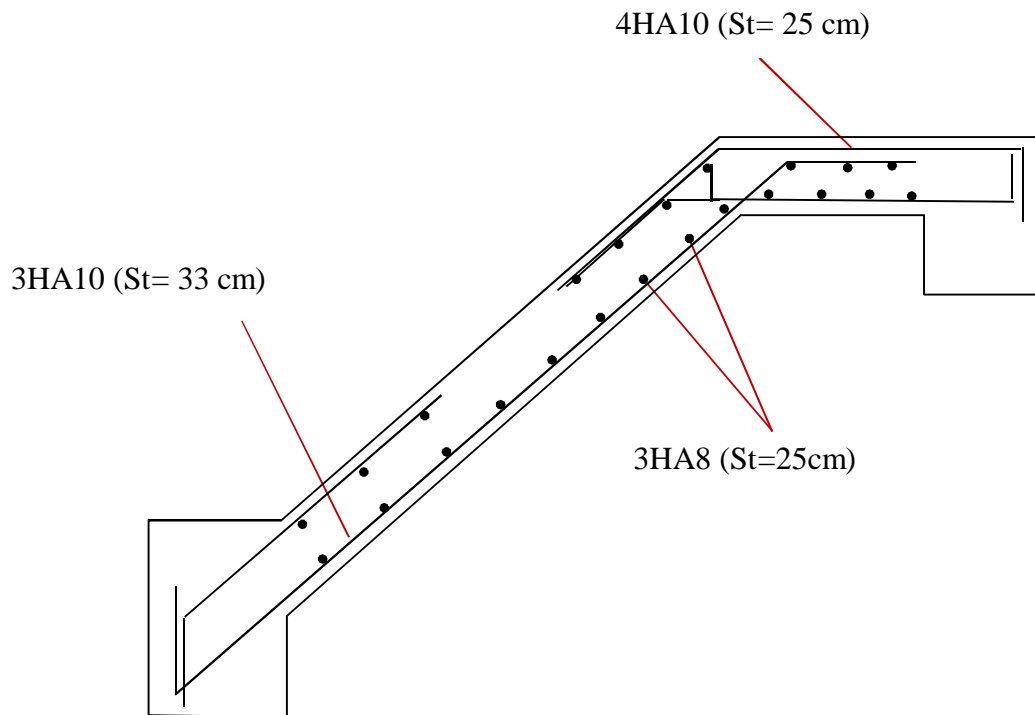


Figure III.13.Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(RDC)

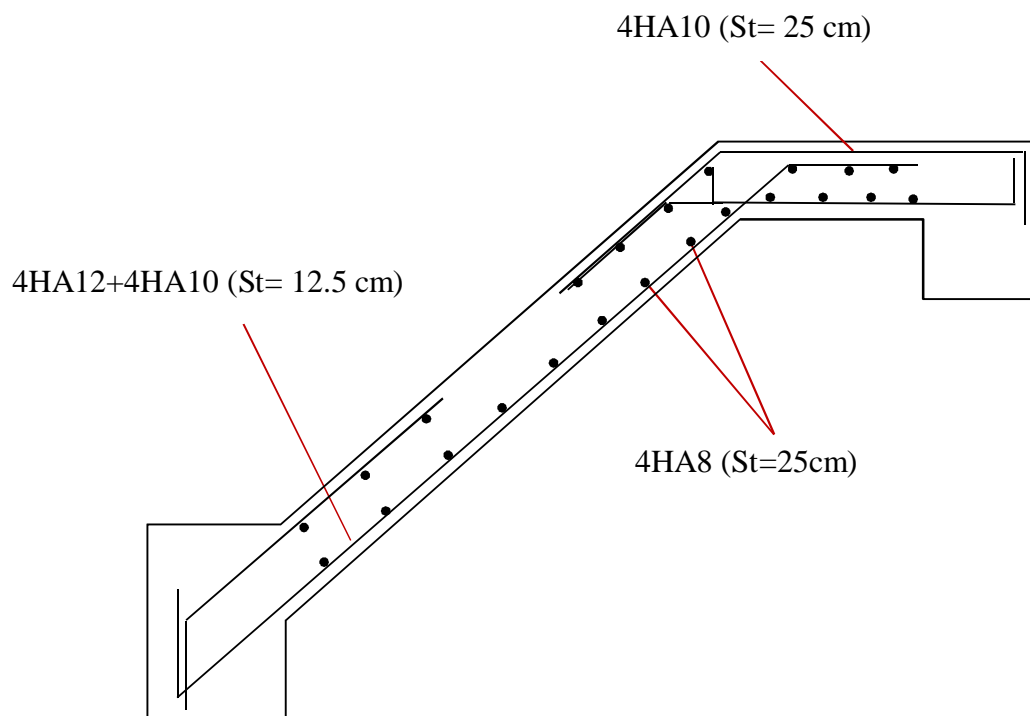


Figure III.14.Schéma de ferrailage de l'escalier type 2(Service)

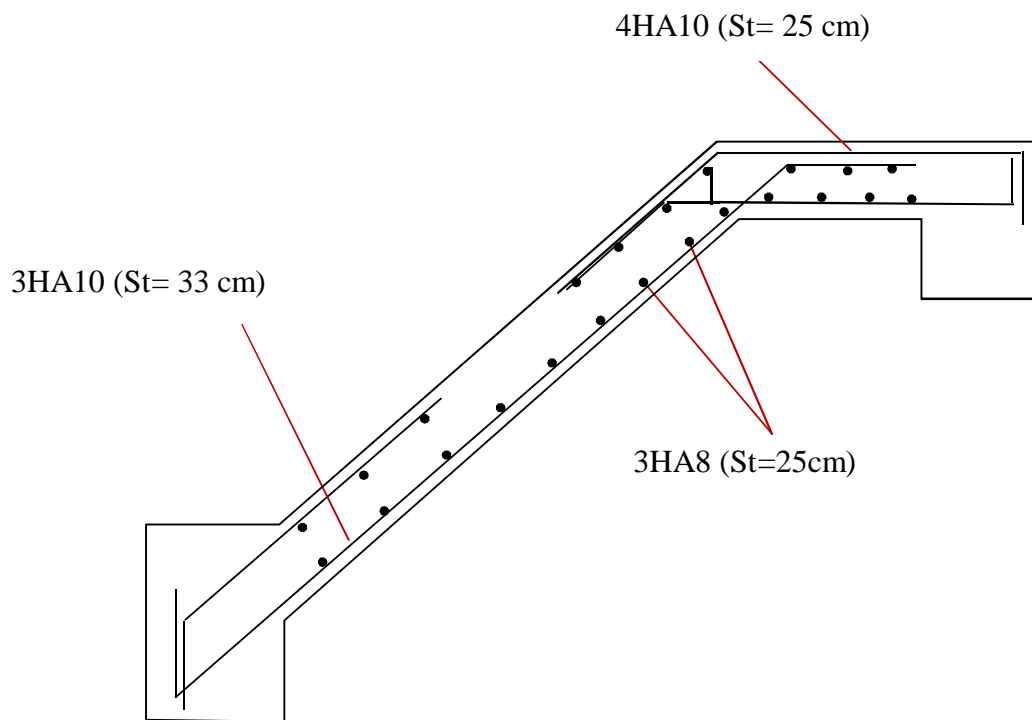


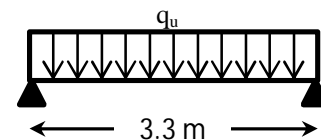
Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier type 3 (habitation)

III.4. Poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

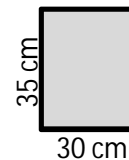


III.4.1. Dimensionnement :

1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

Alors, $\begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifié}$$

III.4.2. Calcul de la poutre palière :

• Charge revenant à la poutre palière :

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 * 0.30 * 25 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Charge revenant à l'escalier : $\begin{cases} ELU: 21.56 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 15.69 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 * 2.625) + 21.56 = 25.1 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.625 + 15.69 = 18.315 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

• Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 34.16 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 41.41 \text{ KN}$$

Localisation	Moment
En travée	$0.85 * M^{max} = 29.03 \text{ KN.m}$
Aux appuis	$-0.4 * M^{max} = -13.66 \text{ KN.m}$

➤ Ferrailage à la flexion simple :

• Armature longitudinale :

Tableau III.100 : calcul des sections de Ferrailage en travée	
Calculs	Conclusions
$M_u = 29.03 \text{ KN.m}$	$A_{travée} = 2.61 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.062 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \epsilon_s = 10\%$	
$\mu_{bu} = 0.062 < \mu_l = 0,3916$	

$\alpha = 0.080$	<p>Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$</p>
$z = 0,319 \text{ m}$	

Tableau III.101 : calcul des sections de Ferrailage aux appuis	
Calculs	Conclusions
$M_u = 13.66 \text{ KN.m}$	<p>$A_{appui} = 1.20 \text{ cm}^2$</p> <p>Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$</p>
$\mu_{bu} = 0.029 < 0,186 \text{ (pivot A), } \epsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.029 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,037$	
$z = 0,325 \text{ m}$	

- **Armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.418 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{ FPN}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 41.41 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN}.$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

- **Ferrailage à la torsion :**

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi-épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

Donc, $e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2$.

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm}.$$

- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier.

Donc $M_{tor} = 13.66 \text{ KN.m}$

- **Armature longitudinale et transversale :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

- **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{13.66 * 10^{-3} * 110 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 2.87 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{13.66 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0.523 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement :**

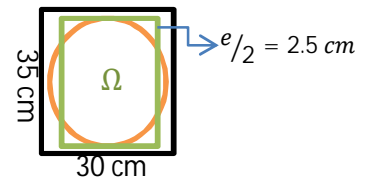


Figure III.16 : Section considérée dans le calcul de torsion

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 1.82 \text{ MPa.}$$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.102 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion			
	Flexion simple		Torsion
	Travée	Appuis	
Moment (KN.m)	29.03	13.66	13.66
Armature longitudinale (cm ²)	2.61	1.20	2.87
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.523
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.418		1.82

Tableau III.103 : Section d'armature en travée et aux appuis							
	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	2.61	1.20	2.87	2.61 + $\frac{2.87}{2}$ = 4.045	$1.20 + \frac{2.87}{2}$ = 2.635	4HA12 + 1HA10 = 5.23	2HA12 + 2HA10 = 3.83
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.523	0.6+0.523 = 1.123		4φ ₈ = 2.01cm ² (etrieφ ₈ + cadreφ ₈) S _t = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 9.06 \text{ cm}^2 \text{ Vérifié}$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 1.495 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa.}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$M_t^{ser} = 21.19 \text{ KN.m}$$

Tableau III.104 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
y = 0.107 m	σ _b = 4.42 MPa < σ̄ _b = 15 MPa Vérifié
I = 5.12 * 10 ⁻⁴ m ⁴	
σ _b = 4.42 MPa	

$$M_a^{ser} = 9.97 \text{ KN.m}$$

Tableau III.105 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
y = 0.094 m	σ _b = 2.32 MPa < σ̄ _b = 15 MPa Vérifié
I = 4.03 * 10 ⁻⁴ m ⁴	
σ _b = 2.32 MPa	

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} 1) h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ 2) A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

1) $h = 0.35 \text{ m} > 0.085(3.3) = 0.2805\text{m}.$

2) $A_t = 5.23 \text{ cm}^2 < 10.39 \text{ cm}^2$ **vérifié**

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

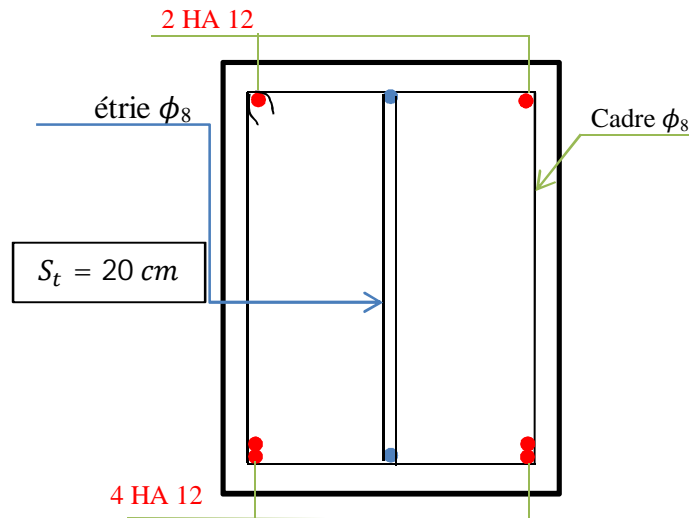
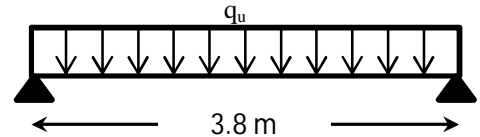


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

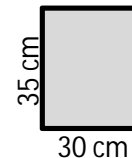
III.4.3. Dimensionnement :

1-Selon la condition de rigidité :



$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

Alors, $\begin{cases} h = 35 \text{ cm}. \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



2-Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases} \quad \text{Vérifié}$$

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

• **Charge revenant à la poutre palière :**

✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 * 0.30 * 25 = 2.625 \text{ KN/ml}.$

✓ Charge revenant à l'escalier : $\begin{cases} ELU: 21.56 \text{ KN/ml}. \\ ELS: 15.69 \text{ KN/ml}. \end{cases}$

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 * 2.625) + 21.56 = 25.1 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.625 + 15.69 = 18.315 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

• **Sollicitations :**

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 45.30 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 47.69 \text{ KN}$$

Localisation	Moment
En travée	$0.85 * M^{max} = 38.50 \text{ KN.m}$
Aux appuis	$-0.4 * M^{max} = -18.12 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

• **Armature longitudinale :**

Tableau III.106 : calcul des sections de Ferraillage en travée	
Calculs	Conclusions
$M_u = 38.50 \text{ KN.m}$	$A_{travée} = 3.51 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.082 < 0,186 \text{ (pivot A), } \epsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.082 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0.108$	
$z = 0,315 \text{ m}$	

Tableau III.107 : calcul des sections de Ferraillage aux appuis	
Calculs	Conclusions
$M_u = 18.12 \text{ KN.m}$	$A_{appui} = 1.61 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.039 < 0,186 \text{ (pivot A), } \epsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,049$	
$z = 0,323 \text{ m}$	

• **Armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.481 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.34 \text{ MPa} , \text{FPN}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28} , \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 47.69 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN.}$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

➤ **Ferraillage à la torsion :**

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi- épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

Donc, $e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2$.

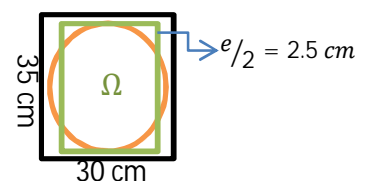


Figure III.16 : Section considérée dans le calcul de torsion

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm.}$$

✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier.

Donc $M_{tor} = 18.12 \text{ KN.m}$

➤ **Armature longitudinale et transversale :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{18.12 * 10^{-3} * 110 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 3.82 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{18.12 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0.694 \text{ cm}^2$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 6.35 \text{ MPa.}$$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.108 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	38.50	18.12	18.12
Armature longitudinale (cm ²)	3.51	1.61	3.82
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.694
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.481		6.35

Tableau III.109 : Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	3.51	1.61	3.82	3.51 + $\frac{3.82}{2}$ = 5.42	1.61 + $\frac{3.82}{2}$ = 3.52	4HA12 + 2HA10 = 6.10	2HA12 + 2HA10 = 3.83
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.694	0.6+0.694 = 1.294		4 ϕ_8 = 2.01cm ² (2 cadre ϕ_8) S _t = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 9.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 2.613 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}.$$

- **Vérification des contraintes :**

$$M_t^{ser} = 28.09 \text{ KN.m}$$

Tableau III.110 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.114 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifié
$I = 5.75 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.56 \text{ MPa}$	

$$M_a^{ser} = 13.22 \text{ KN.m}$$

Tableau III.111 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.094 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifié
$I = 4.03 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.08 \text{ MPa}$	

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} 1) h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ 2) A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

1) $h = 0.35 \text{ m} > 0.085(3.8) = 0.323\text{m}.$

2) $A_t = 6.10 \text{ cm}^2 < 10.39 \text{ cm}^2$ **vérifié**

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

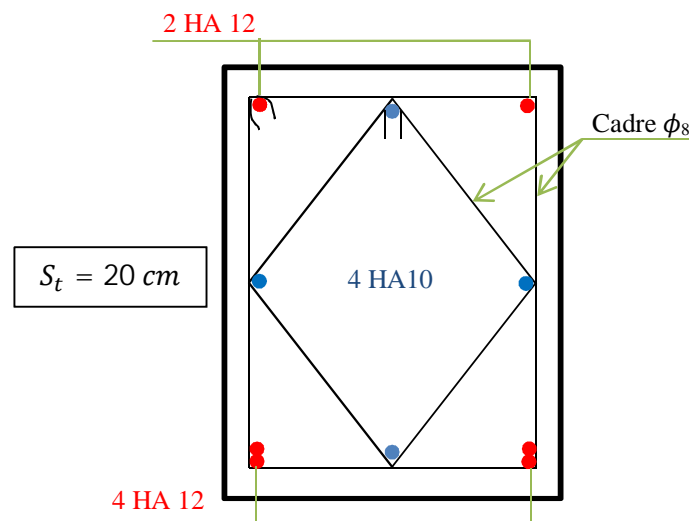


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15$ cm.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (20 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.6.2. Sollicitations :

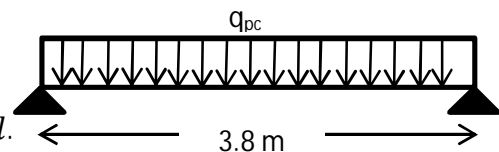
Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

❖ Etage à usage d'habitation :

La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorable est celle de l'étage de service.

$$\checkmark G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

$$\checkmark G_{mur} = 2.93 (2.97 - 0.35) = 7.6766 \text{ KN/ml.}$$



$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) + 1.5 Q = 17.657 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2 / 8 = 31.871 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l / 2 = 33.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + Q = 12.801 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2 / 8 = 23.105 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 23.903 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 17.328 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{ Appuis } \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -15.935 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -11.552 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.3. Ferrailage :

Tableau III.112 : Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	23.903	0.0515	0.066	0.3212	2.138	3HA12 = 3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$
Appuis	- 15.935	0.0343	0.0437	0.3242	1.412	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$

III.6.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.338 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

III.6.5. Calcul de l'espacement :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$1) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m.} \qquad 2) S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.297 \text{ m.}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

III.6.6. Vérification des contraintes :

Tableau III.113 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage							
	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	17.328	0.0901	$1.29 * 10^{-3}$	1.21	15	48.33	201.64
Appuis	- 11.552	0.0772	$9.40 * 10^{-4}$	0.94	15	46.60	201.64

➤ RPA 99/2003: $A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a$ **vérifié**

III.6.7. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} 1) h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ 2) A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$$1) h = 0.35 \text{ m} > 0.075(3.8) = 0.285m.$$

$$2) A_t = 3.39 \text{ cm}^2 < 10.395 \text{ cm}^2$$

Vérifié

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

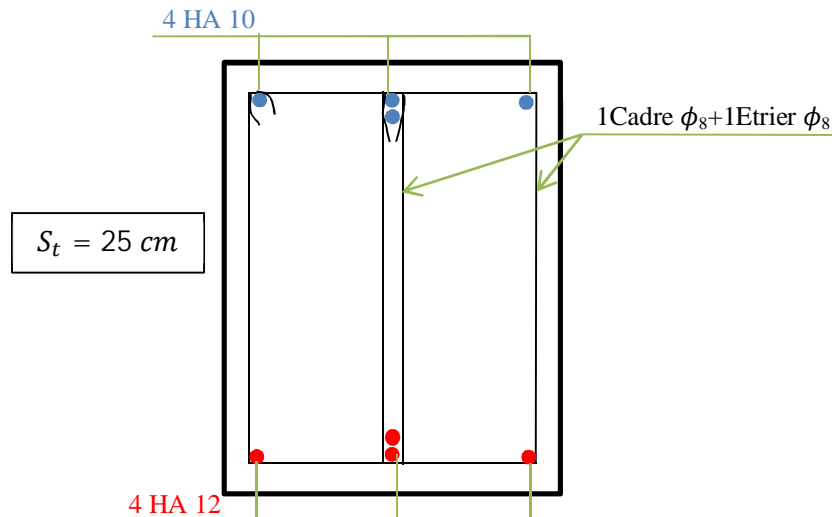


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.7.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

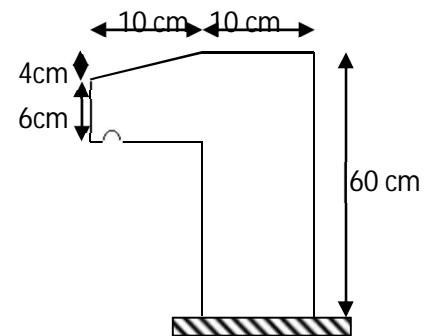


Figure III.19 : Acrotère

III.7.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

Tableau III.114 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.068	1.7	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.06	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme)

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{D'après le RPA99, l'acrotère est soumis}$$

F_p : une force horizontale due au séisme

✓ **A :** Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

✓ **C_p :** Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

✓ **W_p :** poids de l'élément considéré. $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,06KN / ml. \end{array} \right.$

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (Bejaia).

Donc : $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,06 \Rightarrow F_p = 1KN$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.7.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N :

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1 / 2) + 0,06 * 0,1 * (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 * 0,1 * 0,04 * (0,1 + 0,1 / 3)}{0,068}$$

$x_c = 0,0612m$
 $y_c = 0,328m$

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$N_G = 2,06KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$

$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m.$

$F_p = 1KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1 * 0,328 \Rightarrow M_{F_p} = 0,328KN.m.$

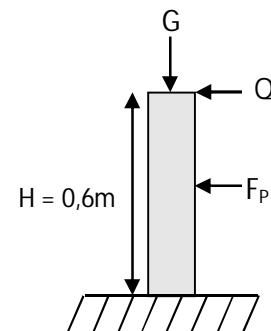


Figure III.18 : Les Sollicitations sur l'acrotère

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.115: Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.06	2,781	2,06
M (KN)	0.928	0,9	0,6

III.7.4. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.928}{2.06} = 0.45m \\ \frac{H}{6} &= 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$; Tel que e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

d'où : $e_2 = 0.45 + 0.02 = 0.47m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864cm.$$

d'où : $e_t = e_2 + e_3 = 47 + 0.864 = 47.864cm.$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.06 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.06 * 0.47864 = 0,98 \text{ KN.}$$

III.7.5. Ferrailage :

A. ELU :

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.06 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 * 10^{-4} - \frac{2.06 * 10^{-3}}{348} = 0.3174 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_{P+Q}) = 1,5 * 2 = 3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \varphi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

B. ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.06} = 0.291 \text{ m} < h / 2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.291 = -0.211 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \quad \rightarrow \text{C à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

Tel que :

$$\begin{cases} P = -3 * 0.211^2 + (0.08 - 0.211) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.135 \text{ m}^2 \\ q = -2 * 0.211^3 + (0.08 - 0.211)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.0184 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.42 \text{ m}$. Donc, $y = 0.209 \text{ m}$

✓ Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 2.22 * 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 0.182 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

III. 7.6. Schéma de Ferrailage :

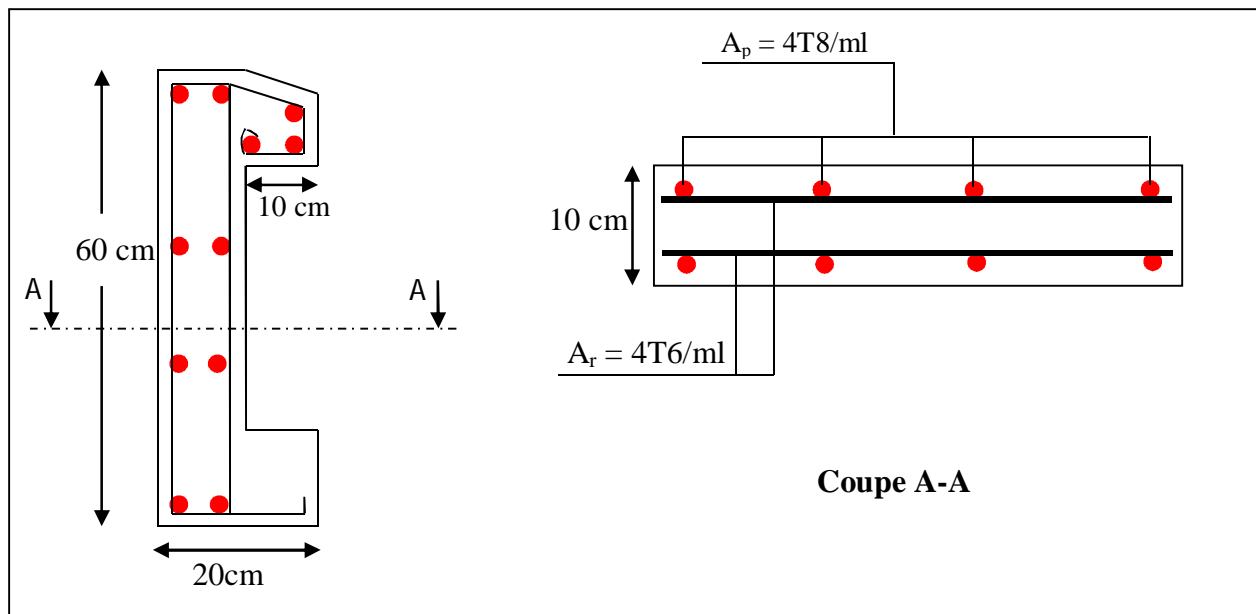


Figure III.20: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.8. Ascenseur :

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

III.8.1. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.8.2.Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \quad \Rightarrow \quad n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.
 $L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.
 $H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.
 $F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.
 $D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.
 $P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.
 $P_{\text{perssonnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.
 $V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

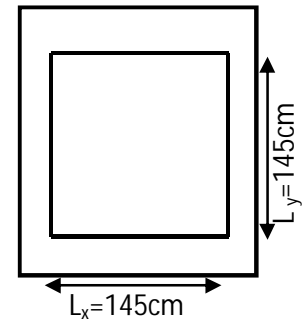


Figure III.21 : Les dimensions de l'ascenseur.

III.8.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x = 145\text{cm}$, $L_y = 145\text{cm} \Rightarrow S = 1.45 * 1.45 = 2.10\text{ m}^2$
 Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5\text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.1\text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1\text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.10} = 48.57\text{ KN/m}^2$

$G_{\text{total}} = G + G' = 6.1 + 48.57 = 54.67\text{ KN/m}^2$ Et $Q = 1\text{ KN/m}^2$

A. Cas de charge repartie :

• A l'ELU :

✓ Calcul les sollicitations :

$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 54.67 + 1.5 * 1 = 75.30\text{ KN}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

➤ Calcul les sollicitations à ELU :

$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0368 * 75.30 * 1.45^2 = 5.826\text{ KN.m}$

$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 1 * 5.826 = 5.826\text{ KN.m}$

▪ Calcul les moments réelles :

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 5.826 = 4.95\text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5.826 = 4.95\text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -0.4 * 5.826 = -2.33\text{ KN.m}$

▪ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 18\text{cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.116: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

Sens	$M_u (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(cm)$	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{opté} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Travée x-x	4.95	0.0107	0.013	17.9	0.79	4T8=2.01	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Travée y-y	4.95	0.0107	0.013	17.9	0.79	4T8=2.01	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Appuis	2.33	0.0050	0.0063	17.9	0.37	3T8=1.51	33 cm

▪ **Vérification a l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAf_cE400 ⇒ $\rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20\text{ cm}$, $b = 100\text{ cm}$ et $\rho = 1$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ e = 20\text{ cm} > 12\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) * b * e = 0.0008 * \left(\frac{3 - 0.88}{2}\right) * 100 * 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.6\text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6\text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01\text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.6\text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01\text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6\text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01\text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025\text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **En appuis :** $A_a = 3T8/ml = 1.51\text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 2.05\text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.37\text{ cm}^2/ml$$

✓ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho=1 > 0.4$ flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 36.395\text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 27.29\text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36.395 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.210\text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16\text{ Mpa}.$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 54.67 + 1 = 55.67\text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 1 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0441 * 55.67 * 1.45^2 = 5.161\text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 1 * 5.161 = 5.161\text{ KN.m}$$

• **Calcul les moments réels :**

$$\checkmark \text{ En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 4.386\text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 4.386\text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -2.06 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau III.117 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.712 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié $\sigma_s = 128.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 7.683 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.712 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 28.19 \text{ MPa}$	

Tableau III.118 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.712 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié $\sigma_s = 128.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 7.683 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.712 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 128.44 \text{ MPa}$	

Tableau III.119 : Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.031 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.812 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié $\sigma_s = 105.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 0.78611 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.812 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 105.73 \text{ MPa}$	

❖ **Schémas de ferrailage :**

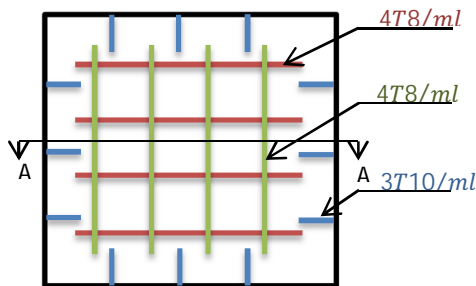


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

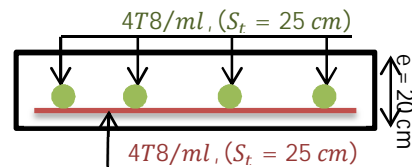


Figure III.23: Coupe A-A détail de ferrailage.

2) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

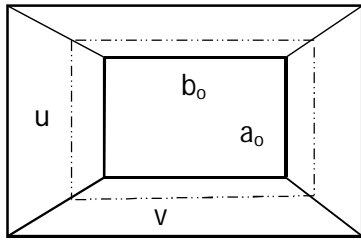


Figure III.24: Schémas représentant la surface d'impact.

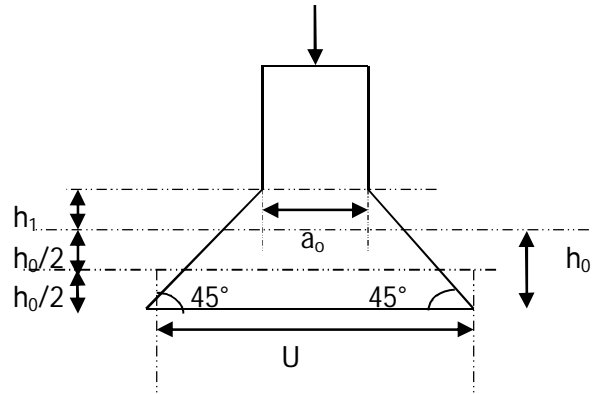


Figure III.25: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$

Avec $h_1 = 5cm$: Épaisseur de revêtement.
 $h_0 = 20cm$: Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{145} = 0.758$ et $\rho = 1$
- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{145} = 0.758$ et $\rho = 1$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.072$ KN.m et $M_2=0.057$ KN.m

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a: $g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN.$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 139.455 * 0.072 = 10.04 KN.m \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 139.455 * 0.057 = 7.94 KN.m \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73KN.$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0368 * 9.73 * 1.45^2 = 0.752 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 1 * 0.752 = 0.752 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\{ M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 0.752 = 10.792 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.752 = 8.692 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments réels :**

$$\checkmark \text{ En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 9.173 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 7.388 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } M_a = -0.4 * M_x^0 = -4.316 \text{ KN.m}$$

III.8.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.120 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	9.173	0.02	0.025	17.8	1.48	4T8=2.01	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Travée y-y	7.388	0.016	0.020	17.8	1.19	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Appuis	4.316	0.0093	0.011	17.9	0.69	3T8=1.51	St=33 cm

❖ **Vérification a l'ELU :**

1) **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis : $A_a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.37 \text{ cm}^2/ml$$

2) **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 2 * 2.2 * 0.2 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

3) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{On a } u=v=110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 * u_c} = \frac{139.455}{3 * 4.4} = 10.56 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.072 + 0.2 * 0.057) = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.057 + 0.2 * 0.072) = 7.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$ELS: \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0441 * 7.1 * 1.45^2 = 0.65 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 1 * 0.65 = 0.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.65 = 9.26 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.65 = 8.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 9.26 = 7.871 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 8.02 = 6.817 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.4 * M_x = -0.4 * 9.26 = -3.704 \text{ KN.}$$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau III.121 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié $\sigma_s = 230.5 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 7.683 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.07 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 230.5 \text{ MPa}$	

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.20 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.17 \\ A_t^x = 2.298 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^x = 5T8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

St < min (3e, 33 cm), Alors **St =20 cm.**

Tableau III.122 : Revérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.033 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 9.333 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.78 \text{ MPa}$	

Tableau III.123 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié $\sigma_s = 199.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 7.683 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.66 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 213.4 \text{ MPa}$	

Tableau III.124 : Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.031 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié $\sigma_s = 105.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 7.861 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.46 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 105.31 \text{ MPa}$	

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.45} = 0.137 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.45} = 0.137 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{array} \right. \quad \text{vérifié}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.45} = 0.137 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.45} = 0.137 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.0425 \end{array} \right. \quad \text{vérifié}$$

Dalle au dessous $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.01}{100*18} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.01}{100*17} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \quad \text{Vérifié}$

Dalle au dessous $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.51}{100*18} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.51}{100*17} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \quad \text{Vérifié}$

Schéma de ferrailage :

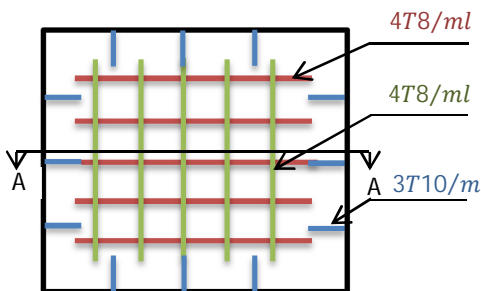


Figure III.26: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

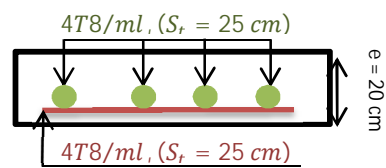


Figure III.27: Coupe A-A détails de ferrailage.

Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

IV.1.Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente:

A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

C. Calcul de la force sismique totale :

L'effort sismique total V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.
 Dans notre cas : - Groupe d'usage 2
 - Zone sismique : IIa } **→ A = 0.15**
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.
 Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte) ⇒ **R = 5**
- **Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

Conditions	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observés	0,05
2. Redondance en plan	Non observé	0,05
3. Régularité en plan	Non observé	0,05
4. Régularité en élévation	Non observé	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003. **Q = 1.20**

- **W** : poids total de la structure : $W = \sum_1^{13} W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

W = 32467,833 KN.

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
 Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

D. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

✓ $T = C_T * (h_N)^{3/4}$ avec :

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. ⇒ $h_N = 30.27$ m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

⇒ $C_T = 0,05$ (tableau 4.6 du RPA 99/2003). D'où : $T = 0,645$ s.

✓ $T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\begin{cases} L_x = 20.5 \text{ m} \\ L_y = 14.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.601 \text{ sec} \\ T_y = 0.715 \text{ sec} \end{cases} , \text{Après Majoration} \begin{cases} T_x = 0.7822 \text{ sec} \\ T_y = 0.93 \text{ sec} \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2 :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

Portique auto stable → $\xi = 7 \%$.

Voiles → $\xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne ⇒ $\xi = 8,5 \%$.

$$\begin{cases} D_x = 1.514 \\ D_y = 1.349 \end{cases}$$

Donc,

$$V_x = 1753.263 \text{ KN}$$

$$V_y = 1574.69 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

➤ modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. principe :

Il est recherché 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 sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.1.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous a poussés à rechercher d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

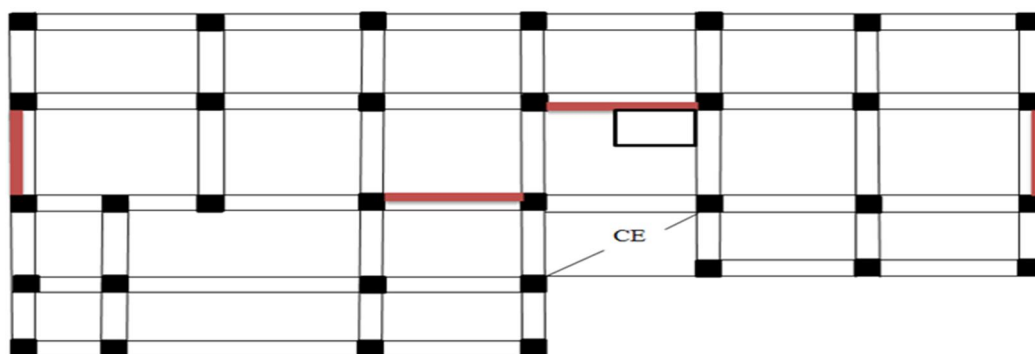


Figure IV.1 : plan de repartage des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

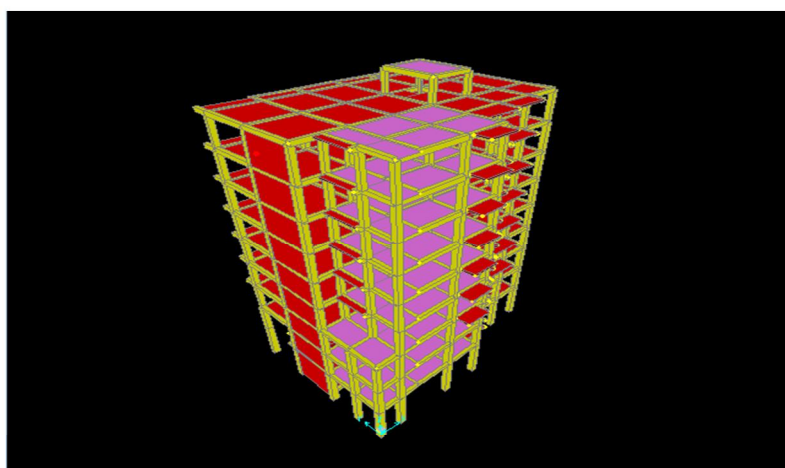


Figure IV.2 : Vue en 3D (SAP 2000)

IV.1.2.2. Analyse du comportement de la structure :

✓ Mode (1) :

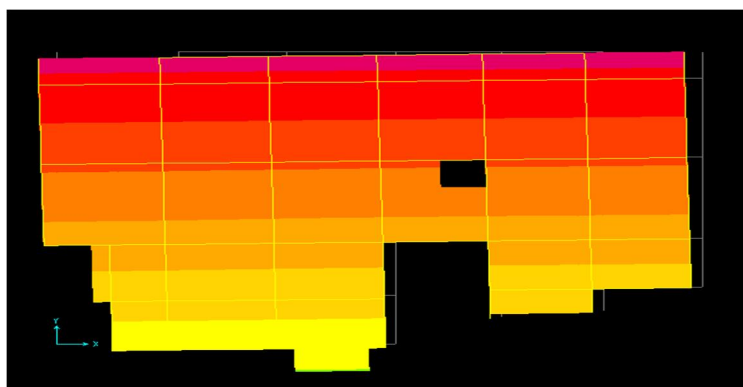


Figure IV.3 : premier mode de déformation (translation suivant x)($T=0.7649\text{sec}$)

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation inclinée suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.7649s$) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=0.7822s$).

✓ **Mode (2) :**

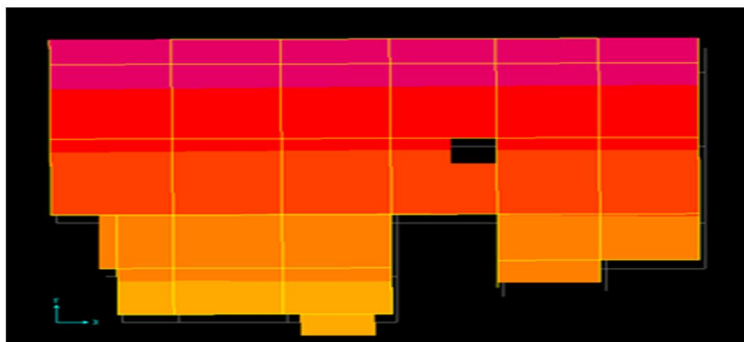


Figure IV.4: deuxième mode de déformation (translation suivant y) ($T=0.7091$ sec)

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation inclinée suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.7091s$) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=0.93s$).

✓ **Mode (3) :**

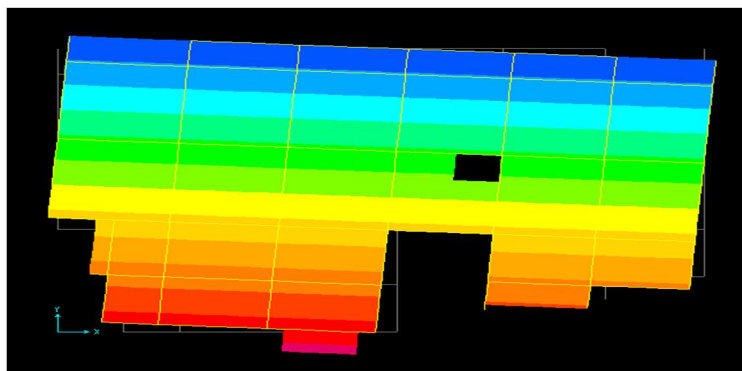


Figure IV.5 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0.5758$ sec)

➤ **Période de vibration et taux de participation des masses modales:**

Tableau IV.1 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,76	0,57	0,11	0,00	0,57	0,11	0,00
2	0,71	0,11	0,62	0,00	0,68	0,73	0,00
3	0,58	0,06	0,00	0,00	0,74	0,73	0,00
4	0,21	0,14	0,01	0,00	0,88	0,74	0,00
5	0,20	0,01	0,16	0,00	0,89	0,90	0,00
6	0,15	0,00	0,00	0,00	0,89	0,90	0,00
7	0,11	0,01	0,04	0,00	0,89	0,94	0,00
8	0,11	0,04	0,00	0,00	0,93	0,94	0,00
9	0,10	0,00	0,00	0,19	0,93	0,94	0,20
10	0,09	0,00	0,00	0,00	0,93	0,94	0,20

11	0,09	0,00	0,01	0,02	0,93	0,95	0,22
12	0,08	0,00	0,00	0,09	0,93	0,95	0,31

NB : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du huitième mode (sens x-x) et au cinquième mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003.

IV.1.2.3. Analyse spectrale :

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure. L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L’excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d’évaluer sa réponse sismique.

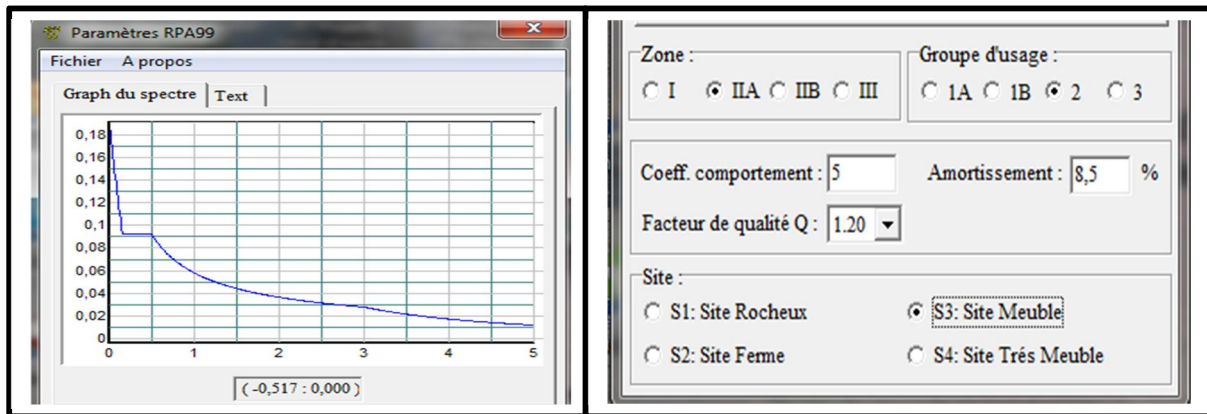


Figure IV.6 : Spectre de réponse de la structure

IV.2 Justification de l’interaction voile-portique :

Les tableaux(IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l’interaction sous charges horizontales et verticales. **L’article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003** stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l’effort tranchant d’étage.

IV.2.1. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Interaction sous charges verticales

niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
2	30 930,11	3 621,58	89,52	10,48
3	25 886,47	4 367,88	85,56	14,44
4	22 939,71	3 995,53	85,17	14,83
5	19 424,73	3 456,31	84,89	15,11
6	16 000,04	3 014,75	84,15	15,85
7	12 602,63	2 455,87	83,69	16,31
8	9 564,95	1 866,88	83,67	16,33
9	6 354,01	1 271,16	83,33	16,67
10	3 174,41	719,16	81,53	18,47

D'après le tableau IV.2, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

IV.2.2. Sous charges horizontales :

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Interaction sous charges horizontales

niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
2	655,60	1556,73	29,63	70,37	655,11	775,54	45,79	54,21
3	694,30	1434,49	32,61	67,39	563,14	822,86	40,63	59,37
4	790,61	1202,29	39,67	60,33	767,79	691,77	52,60	47,40
5	819,25	982,80	45,46	54,54	818,24	586,30	58,26	41,74
6	775,89	833,07	48,22	51,78	754,83	523,88	59,03	40,97
7	739,04	636,32	53,73	46,27	724,31	405,09	64,13	35,87
8	695,51	432,90	61,64	38,36	717,36	284,28	71,62	28,38
9	636,85	236,36	72,93	27,07	657,58	160,45	80,39	19,61
10	553,68	191,95	74,26	25,74	566,82	97,30	85,35	14,65

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction xx et dans le sens y-y . L'interaction horizontale est donc vérifiée.

IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon RPA99V2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.4: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn} / V_{sta}	Observation
Sens x-x	2370,702	1753,263	1,35	Vérifiée
Sens y-y	2568,364	1574,69	1,63	Vérifiée

On voit bien que $V_{dyn} > 0.8V_{st}$

IV.4. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3 RPA99V2003}).$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

$f_{c,j}$: Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit.

niveaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
2	2750	1 806,37	0,26	Vérifiée
3	2500	1 613,80	0,26	Vérifiée
4	2250	1 347,74	0,24	Vérifiée
5	2250	1 131,32	0,20	Vérifiée
6	2025	946,53	0,19	Vérifiée
7	2025	749,88	0,15	Vérifiée
8	1800	540,90	0,12	Vérifiée
9	1800	357,20	0,08	Vérifiée
10	1600	246,43	0,06	Vérifiée
11	1400	68,19	0,02	Vérifiée

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

IV.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Formule (4-19).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/2003**.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau. IV. 6: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	Sens X – X						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
2	0,0013	0,0065	0	0,0065	4,08	0,001593137	vérifiée
3	0,0032	0,016	0,0065	0,0095	3,06	0,003104575	vérifiée
4	0,0055	0,0275	0,016	0,0115	3,06	0,00375817	vérifiée
5	0,008	0,04	0,0275	0,0125	2,97	0,004208754	vérifiée
6	0,0106	0,053	0,04	0,013	2,97	0,004377104	vérifiée
7	0,0131	0,0655	0,053	0,0125	2,97	0,004208754	vérifiée
8	0,0156	0,078	0,0655	0,0125	2,97	0,004208754	vérifiée
9	0,0178	0,089	0,078	0,011	2,97	0,003703704	vérifiée
10	0,0198	0,099	0,089	0,01	2,97	0,003367003	vérifiée
11	0,0213	0,1065	0,099	0,0075	2,25	0,003333333	vérifiée

Tableau. IV. 7: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Sens Y – Y						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
2	0,0014	0,007	0	0,007	4,08	0,001715686	vérifiée
3	0,0031	0,0155	0,007	0,0085	3,06	0,002777778	vérifiée
4	0,0052	0,026	0,0155	0,0105	3,06	0,003431373	vérifiée
5	0,0074	0,037	0,026	0,011	2,97	0,003703704	vérifiée
6	0,0098	0,049	0,037	0,012	2,97	0,004040404	vérifiée
7	0,0122	0,061	0,049	0,012	2,97	0,004040404	vérifiée
8	0,0146	0,073	0,061	0,012	2,97	0,004040404	vérifiée
9	0,0168	0,084	0,073	0,011	2,97	0,003703704	vérifiée
10	0,0189	0,0945	0,084	0,0105	2,97	0,003535354	vérifiée
11	0,0195	0,0975	0,0945	0,003	2,25	0,001333333	vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.6).}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er}

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau. IV.8: Vérification des effets P- Δ (sens x-x).

Niveau	Sens X – X					Observation
	Δ_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	
2	0,0065	3083,691	221,2331	4,08	0,022206184	vérifiée
3	0,0095	2701,052	212,8797	3,06	0,039391351	vérifiée
4	0,0115	2416,845	199,2901	3,06	0,045576344	vérifiée
5	0,0125	2050,66	180,2046	2,97	0,047894027	vérifiée
6	0,013	1702,567	160,8959	2,97	0,04631761	vérifiée
7	0,0125	1346,377	137,5354	2,97	0,04120081	vérifiée
8	0,0125	1020,834	112,8416	2,97	0,03807496	vérifiée
9	0,011	678,4241	87,3214	2,97	0,028775098	vérifiée
10	0,01	342,9881	74,5629	2,97	0,015488159	vérifiée
11	0,0075	18,1635	4,207	2,25	0,01439149	vérifiée

Tableau. IV.9: Vérification des effets P- Δ (sens y-y)

Niveau	Sens Y – Y					Observation
	Δ_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	
2	0,007	3083,691	143,0645	4,08	0,036980847	vérifiée
3	0,0085	2701,052	138,5998	3,06	0,054133716	vérifiée
4	0,0105	2416,845	145,9561	3,06	0,056819109	vérifiée
5	0,011	2050,66	140,4541	2,97	0,054074869	vérifiée
6	0,012	1702,567	127,8705	2,97	0,053797073	vérifiée
7	0,012	1346,377	112,9399	2,97	0,048166388	vérifiée
8	0,012	1020,834	100,1642	2,97	0,041178204	vérifiée
9	0,011	678,4241	81,8032	2,97	0,03071618	vérifiée

10	0,011	342,9881	66,4117	2,97	0,01912805	vérifiée
11	0,003	18,1635	4,0488	2,25	0,005981525	vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ 0.8 G +E.....(4)
- ✓ 0.8 G – E.....(5)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

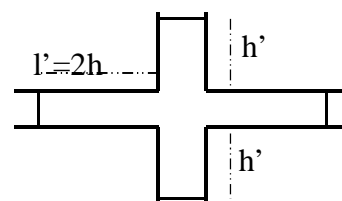


Figure. V.1 : Zone nodale.

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1et2	55*50	22	110	165
3	50*50	20	100	150
4et5	50*45	18	90	135
6et7	45*45	16.2	81	121.5
8ets9	45*40	14.4	72	108
10	40*40	12.8	64	96

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
 - **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction}$$

de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_i$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	comb	Mmax, N _{corr}		Comb	Nmax, M _{corr}		comb	N _{min} , M _{corr}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
1 et 2	3	60.37	1727.84	1	1982.76	32.85	5	136.888	5.99
3	3	44.17	1142.65	1	1787.42	7.26	5	76.56	1.20
4 et 5	3	43.31	979.37	1	1627.04	31.26	5	38.421	17.23
6 et 7	4	29.20	770.48	1	1156.16	14.56	5	98.721	4.28
8 et 9	4	33.34	248.39	1	698.81	17.57	5	36.63	4.63
10	4	44.01	90.49	1	246.31	9.61	5	9.54	2.49

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux

V.1.3. Ferrailage :

A. Armatures longitudinales

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous- sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1982.766KN \rightarrow M_{cor} = 32.85KN.m$ ELU.
- $N_{min} = 136.88KN \rightarrow M_{cor} = 5.99KN.m$ G + Q + E.
- $M_{max} = 60.3697KN.m \rightarrow N_{cor} = 1727.846KN.$ 0.8G + E.

- Exemple de calcul :

- Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 136.88KN; M = 5.99KN.m \Rightarrow e_G = 0.043m < \frac{h}{2} = 0.275m.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.413 < B = 0.567 \rightarrow$ Calcul d'une section entièrement comprimée.

$$M_A = 35.42KN \rightarrow \mu_{bu} = \frac{35.42 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.49^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.026 \rightarrow z = 0.48m \rightarrow A = -2.09cm^2 \rightarrow A = 0cm^2$$

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
Sous-sol et RDC	55*50	22	0	8T20	25.12
Service	50*50	20	0.51	8T20	25.12
2 et 3	50*45	18	1.33	4T20+4T16	20.60
4 et 5	45*45	16.2	0	4T20+4T16	20.60
6 et 7	45*40	14.4	0.89	8T16	16.08
8	40*40	12.8	2.26	4T16+4T14	14.20

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	Galerie	Sous-sol et RDC	Service	2et3	4et5	6et7	8
Section(cm ²)	55*50	55*50	50*50	50*45	45*45	45*40	40*40
ϕ_l^{max} (cm)	2	2	2	2	2	1.6	1.6
ϕ_l^{min} (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6	1.4
l_f (cm)	714	271.6	200.2	193.9	193.9	193.9	193.9
λ_g	12.98	5.19	4.28	4.28	4.624	4.62	5.19
V_u (KN)	71.469	71.469	34.528	31.004	22.546	34.897	25.582
T zone nodale (cm)	15	15	15	15	15	15	14
T zone courante (cm)	25	25	25	20	20	20	15
ρ_a	2.5	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
A_t (cm ²)	3.3	2.23	1.62	1.29	0.94	1.06	1.20
A_t^{min} (cm ²)	3.75	3.75	3.75	2.7	2.7	2.4	1.8

A_t^{adp} (cm ²)	4.52	4.52	4.52	3.16	3.16	3.16	2.01
Sections transversales	4T12	4T12	4T12	4T10	4T10	4T10	4T8

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

V.1.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) .

• **Exemple de calcul**

$$N_{max} = 2484.887KN.$$

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

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \dots \dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement, l_0 : hauteur libre d'étage.

i : rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{h \times b^3}{12bh}\right)^{1/2} = \left(\frac{b^2}{12}\right)^{1/2} = \left(\frac{0.5^2}{12}\right)^{1/2}$$

$$\Rightarrow i = 0.144m$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.2544m^2$$

$$N_U = 0.64 \times \left[\frac{0.2544 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 25.12 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 3574.30KN$$

$$N_{max} = 1982.76KN < N_U \rightarrow Pas de risque de flambement.$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
Galerie	55x50	7.14	7.14	14.86	0.83	25.12	2544	1982.76	4634.81
Sous-sol et RDC	55x50	3.88	2.71	18.81	0.80	25.12	2544	1982.76	4467.28
Service	50x50	2.86	2.002	13.90	0.82	25.12	2304	1787.425	4530.98
2 et 3	50x45	2.77	1.94	14.92	0.82	20.60	2064	1627.04	3721.77
4 et 5	45x45	2.77	1.94	14.92	0.82	20.60	1849	1156.15	3374.58
6 et 7	45x40	2.77	1.94	16.86	0.81	16.08	1634	698.80	2921.96
8	40x40	2.77	1.94	16.86	0.81	14.20	1444	246.31	2537.55

Commentaire : On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

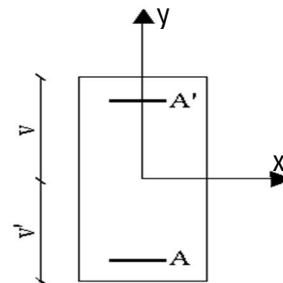


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Sous-sol et RDC	Service	3et4	5et6	7et8	9
Section (cm ²)	55X50	50X50	50X45	45X45	45X40	40X40

d (cm²)	49.5	45	45	40.5	40.5	36
A_s (cm²)	25.12	25.12	20.60	20.60	16.08	14.20
A_s' (cm²)	0	0.51	1.33	0	0.89	2.26
V (cm)	30.22	26.69	27.55	24.92	24.67	21.88
V' (cm)	24.8	22.45	22.45	20.08	20.33	18.12
I_{gg} (m⁴)	0.0085	0.0063	0.0058	0.0043	0.0037	0.0027
B (cm²)	3120	2870	2550	2330	2040	1813
N_{ser} (KN)	1444.01	1304.00	1187.19	843.64	509.98	178.33
M_{ser} (KN.m)	43.90	35.64	31.51	21.73	24.12	32.23
σ_{bc} (MPa)	6.18	6.05	5.76	4.88	4.10	3.62
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon *le RPA 99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
Galerie	55×50	7.14	12.98	0.075	6.42	71.47	0.022	1.875
Sous-sol et RDC	55×50	2.71	5.19	0.075	49.5	71.47	0.289	1.875
Service	50x50	2.002	4.28	0.04	45	34.53	0.153	1
2et3	50x45	1.94	4.28	0.04	45	31.00	0.153	1

4 et 5	45x45	1.94	4.62	0.04	40.5	22.54	0.124	1
6 et 7	45x40	1.94	4.62	0.04	40.5	34.89	0.215	1
8	40x40	1.94	5.19	0.075	36	25.58	0.178	1.875

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

▪ 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 RPA).

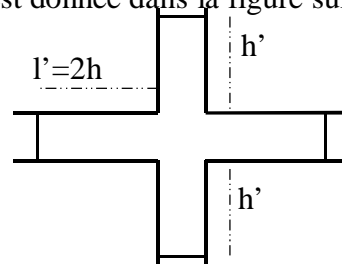
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).



$$\text{Niveau 1 : } \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}, \quad \text{Service : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Habitation : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

V.1.6. Schémas de ferrailage :

<i>Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux</i>	
Sous-sol et RDC	Service1
<p>e=3 cm</p> <p>2 Cadre ϕ_{12}</p> <p style="text-align: center;">55 cm</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>2 Cadre ϕ_{12}</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p>
Etages 2 et 3	Etages 4 et 5
<p>e=3 cm</p> <p>2 Cadre ϕ_{10}</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>2 Cadre ϕ_{10}</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p>
Etages 6 et 7	Etages 8
<p>e=3 cm</p> <p>2 Cadre ϕ_{10}</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p> <p style="text-align: center;">40 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>2 Cadre ϕ_8</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p> <p style="text-align: center;">40 cm</p>

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - ✓ $G + Q$
 - ✓ $G + Q + E$
 - ✓ $0.8 \times G + E$
 - ✓ $0.8 \times G - E$
- RPA99/ 2003 (article 5.2)*

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant 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.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **Figure V.10**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.1.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 :

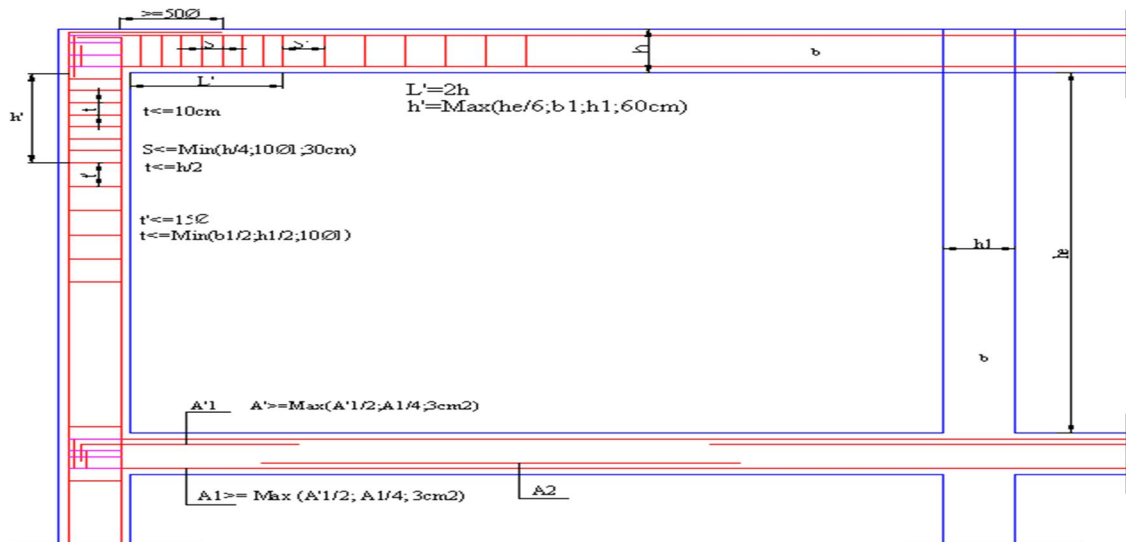


Figure V.3. Dispositions constructives des portiques

V.2.2. Ferrailage des poutres :

V. 2.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travé} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)
RDC et Sous-sol	83.65	92.77	99.12	15.96	45.07	63.73
Service	70.03	100.28	97.53	19.03	40.74	65.18
Etage 3et4	48.44	100.74	79.89	20.88	41.70	62.26
Etage 5et6	41.94	101.16	98.29	26.78	44.06	63.81
Etage 7	40.21	100.99	96.09	27.42	45.77	64.89
Terrasse	44.48	98.85	96.94	22.30	48.59	66.58

V.2.2.2. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons Retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

V.3.3.1. Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

a. Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×30) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 92.768 \text{ KN.m} \\ M_a = 83.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.768 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.375^2 \times 14.2} = 0.1552$$

$$\mu_{bu} = 0.1552 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.212$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.3432$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{92.768 \times 10^{-3}}{0.3432 \times 348} = 7.77 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.77 \text{ cm}^2$$

- Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{83.65 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.375^2 \times 14.2} = 0.139$$

$$\mu_{bu} = 0.139 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.187$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.346$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{83.65 \times 10^{-3}}{0.346 \times 348} = 6.93 \times 10^{-4} m^2 = 6.93 (cm^2)$$

Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales et secondaire

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée	A adoptée (cm ²)
RDC et sous-sol	Principale	40×30	Appui	7.77	6	8.64	2T16+3T14
			Travée	6.93		8.01	3T14+3T12
	Secondaire	30×35	Appui	4.21	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	1.44		3.39	3T12
Service	Principale	40×30	Appui	8.47	6	9.24	6T14
			Travée	5.72		6.88	3T14+2T12
	Secondaire	30×35	Appui	3.78	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	1.72		3.39	3T12
Etage 3et4	Principale	40×30	Appui	8.51	6	9.24	6T14
			Travée	3.87		4.62	3T14
	Secondaire	30×35	Appui	3.88	5.25	6.78	6T12
			Travée	1.89		3.39	3T12
Etage 5et6	Principale	40×30	Appui	8.55	6	9.24	6T14
			Travée	3.33		4.62	3T14
	Secondaire	30×35	Appui	4.11	5.25	6.78	6T12
			Travée	2.44		3.39	3T12
Etage 7	Principale	40×30	Appui	8.54	6	9.24	6T14
			Travée	3.19		4.62	3T14
	Secondaire	30×35	Appui	4.28	5.25	6.78	6T12
			Travée	2.50		3.39	3T12
Terrasse	Principale	40×30	Appui	8.34	6	9.24	6T14

			Travée	3.55		4.62	3T14
	Secondaire	30×35	Appui	4.56	5.25	6.78	6T12
			Travée	2.02		3.39	3T12

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:

- **Poutres principales :**
 - zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times d = 0.04 \times 30 \times 37 = 44.4\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
 - zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times d = 0.06 \times 30 \times 37 = 66.6\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- **Poutres secondaires :**
 - zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times d = 0.04 \times 30 \times 32 = 38.4\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
 - zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times d = 0.06 \times 30 \times 32 = 57.6\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

V.2.2.3. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 10\text{mm}$$

Donc on prend $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_l = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 10\text{mm}.$$

Donc on prend $\phi_l = 10\text{mm} \Rightarrow A_l = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

- **$St < \min(St1, St2, St3)$ avec:**
 - $S_{t1} \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$
 - $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$
 - $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}$

- **Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_1^{\min})$ (Art7.5.2.2) [4]

- Poutres principales : $S_t \leq \min(10; 14.4)$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75; 14.4)$ Soit : $S_t = 8\text{cm}$

- **Zone courante :** $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2) [4]

- Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit $S_t = 15\text{cm}$

- Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$; Soit $S_t = 15\text{cm}$

a. Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2) [4]

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2 . \quad \text{Vérifiée.}$$

V.2.3. Vérifications à l'ELU :

V.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right)$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	Observation
Principales	99.12	0.88	3.33	Vérifiée
Secondaires	66.58	0.68	3.33	Vérifiée

V.3.5.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	13.86	99.12	101.16	2.85	-5.76	Vérifiée

Secondaires	10.17	66.58	48.59	1.91	-2.86	Vérifiée
--------------------	-------	-------	-------	------	-------	-----------------

V.2.4. Vérifications à l'ELS :

V.2.4.1. Etat limite de compression du béton :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ_{bc}
Poutres principales	Appuis	74.36	103803.68	14.55	10.42	Vérifiée
	Travées	67.78	93767.62	13.78	9.96	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	35.28	58501.87	12.67	7.64	Vérifiée
	Travées	19.84	58501.87	12.67	4.29	Vérifiée

V.2.4.2. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Avec :

$$M_t = 0.75M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$$

Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	B Cm	L cm	A_s cm²	h_t/L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	40	30	485	9.24	0.08	0.075	0.008	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	350	6.47	0.1	0.075	0.006	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003 (Art.7.6.2)* exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Plan	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol et RDC	55x50	XX'	0.467	25.12	408.24
		YY'	0.425		371.52
Service	50x50	XX'	0.425	25.12	371.52
		YY'	0.425		371.52
2 et 3	50x45	XX'	0.425	20.60	304.67
		YY'	0.382		273.84
4 et 5	45x45	XX'	0.382	20.60	273.84
		YY'	0.382		273.84
6 et 7	45x40	XX'	0.382	16.08	213.76
		YY'	0.34		190.25
8	40x40	XX'	0.34	14.20	168.01
		YY'	0.34		168.01

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :**Tableau V.16.** Les moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KNm})$
Sous-sol RDC	PP	30×40	0.34	8.64	99.62
	PS	30×35	0.297	6.47	82.78
Service	PP	30×40	0.34	9.24	76.55
	PS	30×35	0.297	6.47	66.87
3 et 4	PP	30×40	0.34	9.24	109.32
	PS	30×35	0.297	6.78	66.87
5 et 6	PP	30×40	0.34	9.24	76.55
	PS	30×35	0.297	6.78	66.87
7et8	PP	30×40	0.34	9.24	109.32
	PS	30×35	0.297	6.78	66.87
Terrasse	PP	30×40	0.34	9.24	76.55
	PS	30×35	0.297	6.78	66.87

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Observation
Sous-sol RDC	y-y	99.62	99.62	249.05	816.48	Vérifiée
	x-x	82.78	82.78	206.95	743.04	Vérifiée
Service	y-y	76.55	76.55	191.37	743.04	Vérifiée
	x-x	66.87	66.87	167.17	743.04	Vérifiée
3 et 4	y-y	109.32	109.32	273.3	609.34	Vérifiée
	x-x	66.87	66.87	167.87	547.68	Vérifiée
5 et 6	y-y	76.55	76.55	191.37	547.68	Vérifiée
	x-x	66.87	66.87	167.17	547.68	Vérifiée
7et8	y-y	109.32	109.32	273.3	427.52	Vérifiée

	x-x	66.87	66.87	167.17	380.5	Vérifiée
Terrasse	y-y	76.55	76.55	191.37	366.02	Vérifiée
	x-x	66.87	66.87	167.17	366.02	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres

Tableau V.14. Section de ferrailage des poutres

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA14 2HA16 1Etrier HA10 1Cadre HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 2HA12 3HA14</p>
PS	<p>3HA12 2HA14 1Etrier HA8 1Cadre HA8 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3HA12</p>
Les poutres de RDC		

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA14 3HA14 1Etrier HA8 1CadreHA8 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3HA14</p>
PS	<p>3HA12 3HA12 1Etrier HA8 1CadreHA8 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3HA12</p>
<p>Les poutres des étages habitation et Terrasse.</p>		

	En appuis	En travées
PP		
PS		
Les poutres d'étage de Service		

V.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

- ✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandation du RPA :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

- ✓ $G + Q$

- ✓ $G + Q + E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

- ✓ $0.8 \times G + E$

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$ (combinaison)
- ✓ $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

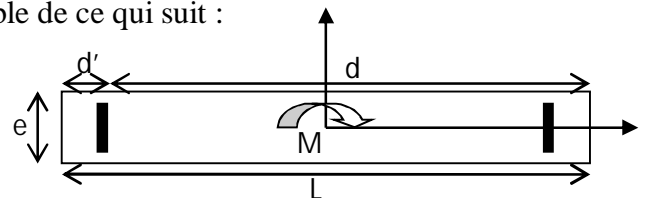


Figure V.4 : Schéma d'un voile pleine

❖ **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h}$; contrainte moyenne de compression.

$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$

$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

❖ **Règles communes :**

$$A_{min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{array} \right.$$

✓ **Diamètres des barres :**

$\phi < \frac{1}{10} e$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
 $A_H^{cal} = 0.4e * h / fe$
- ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

❖ **Voile V_{x1} :**

**Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile V_{x1}
Méthode de calcul**

Niveaux	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10
L (cm)	330	330	330	330	330
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	108.957	103.1961	89.6188	69.0853	40.8537
N (KN)	2259.965	2051.692	1633.818	1192.739	660.503
V (KN)	35,31	41.492	37.041	36.215	42.248
τ_U (MPa)	0.083	0.430	0.116	0.375	0.438
A_v^{cal} /face (cm ²)	33.45	30.41	24.28	17.76	9.86
A_v^{min} /face (cm ²)	9.9	7.425	7.425	7.425	7.425
$A_v^{adopté}$ /face (cm ²)	34.18	30.89	24.53	17.84	11.37
N^{barres} /face	17HA16	10HA16+ 7HA14	13HA14+ 4HA12	13HA12+ 4HA10	10HA10+ 7HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} /face (cm ² /ml)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
A_h^{min} /face (cm ² /ml)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
$A_h^{adopté}$ /face (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barres} face (cm ² /ml)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

❖ Voile V_{x_2} :Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile V_{x_2}

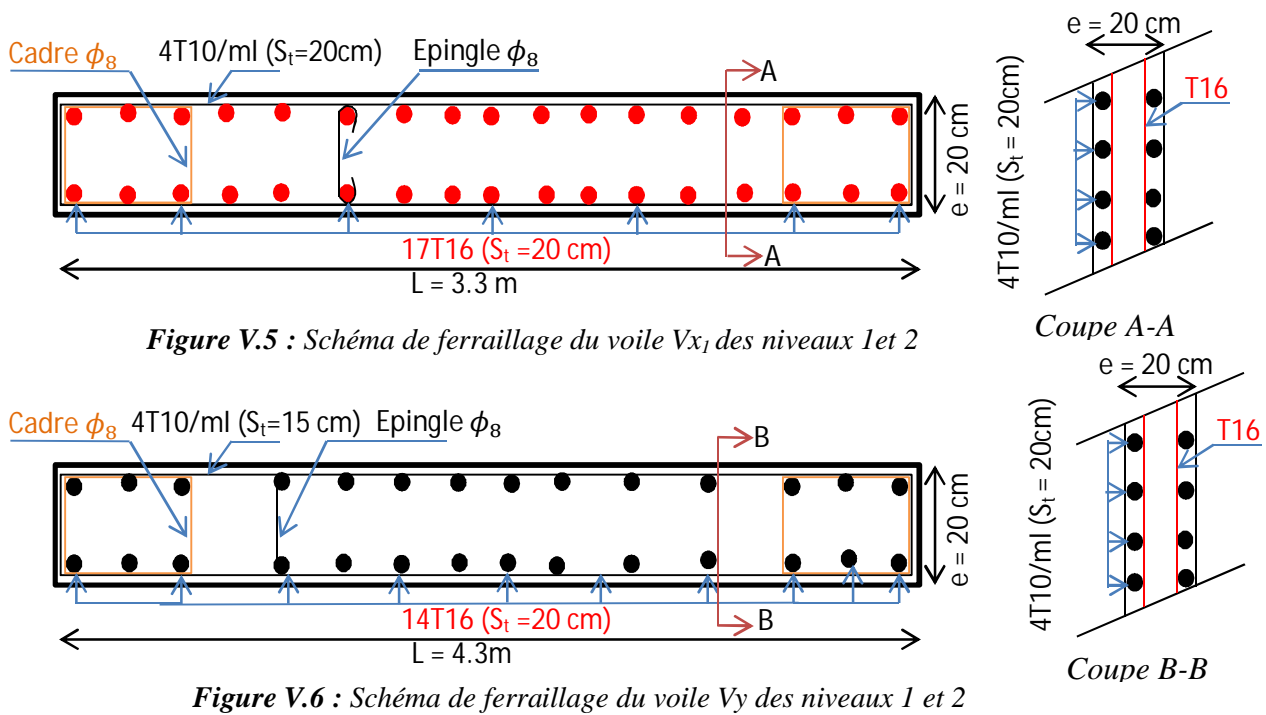
Niveaux	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10
L (cm)	340	340	340	340	340
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	107.2772	48.3549	48.4884	64.278	107.9817
N (KN)	2887.515	2308.538	1624.27	1307.54	651.108
V (KN)	23.293	39.429	72.592	75.483	88.278
τ_U (MPa)	0.181	0.408	0.752	0.782	0.915
A_v cal /face (cm ²)	42.43	33.6	23.77	19.35	10.29
A_v min/face (cm ²)	9.9	7.425	7.425	7.425	7.425
A_v adopté/face (cm ²)	43.98	34.93	24.38	20.99	10.81
N^{barres} /face	14HA20	6HA20+ 8HA16	6HA16+ 8HA14	4HA16+ 4HA14+ 6HA12	6HA12+ 8HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ² /ml)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
A_h min/face (cm ² /ml)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
A_h adopté/face (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barres} face (cm ² /ml)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

❖ Voile V_y :Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile V_y

Niveaux	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10
L (cm)	430	430	430	430	430
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	459.0684	210.3343	191.4921	122.1738	91.0493
N (KN)	1623.688	1549.177	1256.361	887.69	418.922
V (KN)	2.521	5.423	15.296	2.244	29.685
τ_U (MPa)	0.0196	0.0562	0.158	0.0232	0.307
A_v cal /face (cm ²)	27.18	24.03	19.66	13.78	6.78
A_v min/face (cm ²)	12.9	9.675	9.675	9.675	9.675

A_v adopté/face (cm^2)	28.15	24.38	19.91	14.45	11
N^{barres} /face	14HA16	6HA16+ 8HA14	10HA14+ 4HA12	10HA12+ 4HA10	14HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm^2/ml)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
A_h min/face (cm^2/ml)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
A_h adopté/face (cm^2/ml)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barres} face (cm^2/ml)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage :



Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000 V.14) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.1. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 3 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E$$

RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

$$\text{La vérification à faire : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V14.

N=2807.245 KN.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

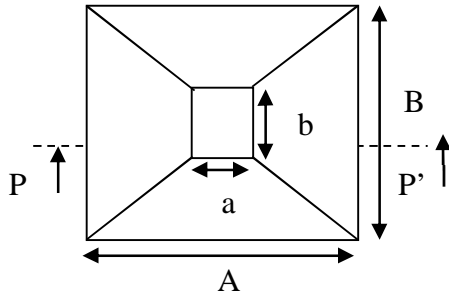


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

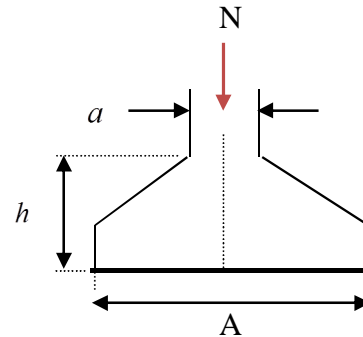


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (55*50) dans la structure où la distance entre eux est de 1.9 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.55 \cdot 2807.245}{0.50 \cdot 150}} = 4.53 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 3. m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 7 poteaux.

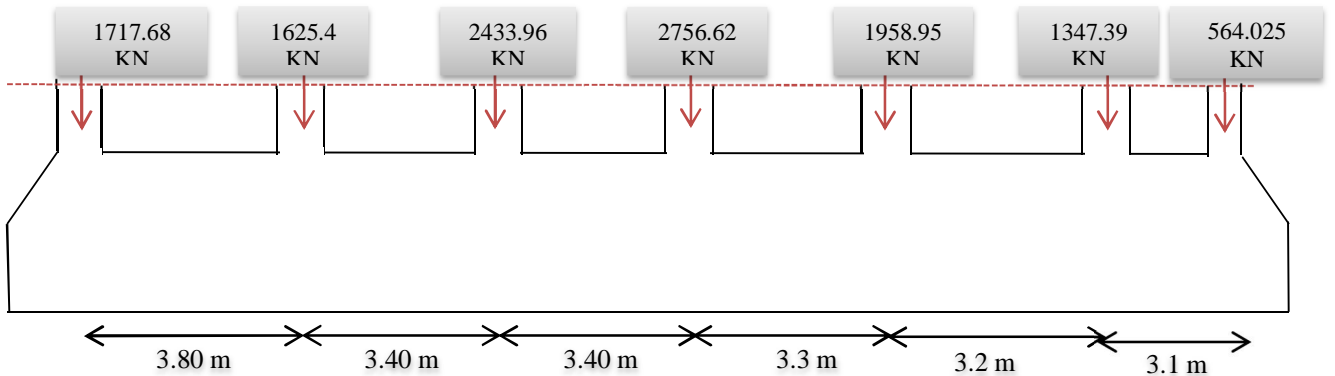


Figure VI.3 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1717.68 \text{ KN}$, $N_2 = 1625.4 \text{ KN}$, $N_3 = 2433.96 \text{ KN}$, $N_4 = 2756.62 \text{ KN}$

$N_5 = 1958.95 \text{ KN}$. $N_6 = 1345.39 \text{ KN}$. $N_7 = 564.02 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 12404.02 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{12404.02}{150 \cdot 20.5} = 4.03 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.2. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.2.1. Prédimensionnement :

A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{515}{10} = 51.5 \text{ cm} \dots\dots(a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{515}{20} = 25.75 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm.}$$

- $L_{\max} = 5.15 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

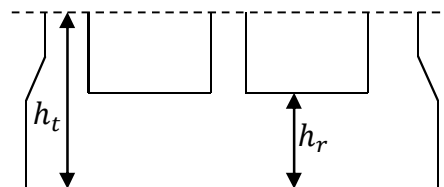


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.75 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.

C. Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 38962.85 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 259.75 \text{ m}^2$$

a surface du bâtiment $S_{bat} = 268.45 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 268.45 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

VI.2.2. Les Vérifications nécessaires :

✚ Vérification au poinçonnement :

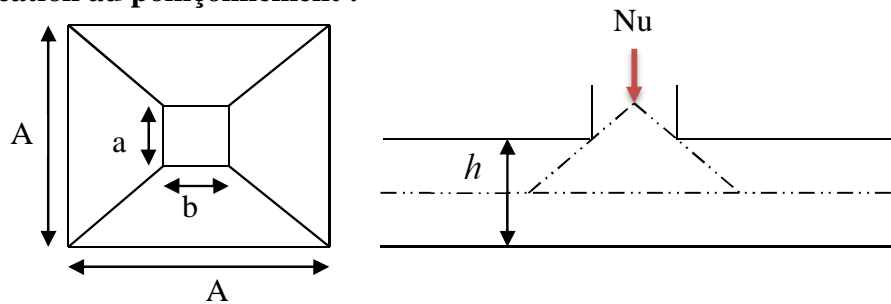


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_u : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } \Rightarrow A = 0.50 + 0.8 = 1.3 \text{ m} \quad B = 0.55 + 0.8 = 1.35 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 5.3 \text{ m}$

$$N_u = 2756.62 < 0.045 \times 5.3 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 4147.82 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.72 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{50162.84 * 5.15}{2 * 268.45} = 481.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{481.17 * 10^{-3}}{1 * 0.72} = 0.668 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

✚ Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec $\sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 9.6653 \text{ m} ; I_{xx} = 20745.8708 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7.8669 \text{ m} ; I_{yy} = 34319.6748 \text{ m}^4 \\ S = 268.45 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 36613.92 + 25 * 0.35 * 268.45 = 38962.85 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x :** $N = 38962.85 \text{ KN} ; M_y = 42739.4947 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{38962.85 * 10^{-3}}{268.45} + \frac{42739.4947 * 10^{-3} * 9.6653}{34319.6748} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.133 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.151 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y :** $N = 38962.85 \text{ KN} ; M_x = 32148.6582 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{38962.85 * 10^{-3}}{268.45} + \frac{32148.6582 * 10^{-3} * 7.8669}{20745.8708} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.152 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On remarque que la contrainte moyenne selon les deux axes est supérieure à la contrainte de sol, dans ce cas il faut augmenter la section de radier.

Soit: $S_{rad}=304.45m^2$ avec un débord de 50 cm de chaque cotée.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 10.1871 m ; I_{xx} = 26601.3708 m^4 \\ Y_G = 8.3412 m ; I_{yy} = 43095.0548 m^4 \\ S = 304.45 m^2 \end{cases}$$

$$N = 36613.92 + 25 * 0.35 * 268.45 = 38962.85KN$$

Dans le sens x-x : $N = 38962.85 KN ; M_Y = 42739.4947KN.m$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = \frac{38962.85 * 10^{-3}}{304.45} + \frac{42739.4947 * 10^{-3} * 10.1871}{43095.0548} = 0.138MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = 0.117MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.132MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15MPa$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Dans le sens y-y : $N = 38962.85 KN ; M_X = 32148.6582 KN.m$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} * Y_G = \frac{38962.85 * 10^{-3}}{304.45} + \frac{32148.6582 * 10^{-3} * 8.3412}{26601.3708} = 0.138MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} * Y_G = 0.117MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.132MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15MPa$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

🚩 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Dans le sens x-x :

$$e = \frac{32148.6582}{38962.85} = 0.82m < \frac{21.5}{4} = 5.375m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :

$$e = \frac{42739.4947}{38962.85} = 1.09m < \frac{15.5}{4} = 3.875m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

✚ Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 38962.85 \text{ KN}$$

$$H = 2.94 \text{ m, (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 268.45 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN / m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve : $N = 38962.85 \text{ KN} \geq 1.5 * 2.94 * 268.45 * 10 = 11838.645 \text{ KN.}$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis de la poussée hydrostatique

VI.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé des panneaux de dalles renversés simplement appuyés sur les nervures. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho * e = 25 * 0.35 = 8.75 \text{ KN / m}^2.$$

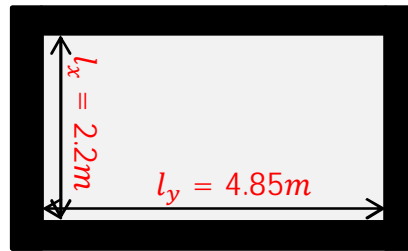


Figure VI.6 : Panneau de dalle

VI.2.4. Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{49868.912}{268.45} + 1.35 * 8.75 = 197.578 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{38962.85}{268.45} + 8.75 = 153.89 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

✚ L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.45 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.1036 * 197.578 * 2.2^2 = 99.07 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 24.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 84.21 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 21.046 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -39.628 \text{ KN.m}$

• **Calcul du ferrailage**

• Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	84.21	7.8	6HA14=9.24	15
	Sens y-y	21.046	1.9	4HA10=3.14	25
En appuis		-39.628	3.61	4HA12=4.52	25

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

Vérification de condition de non fragilité

✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,45 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

▪ Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^x = 7.8 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Vérifie

▪ Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Vérifie

En ferraille avec A_{min} 4HA12= 4.52

✓ En appuis :

$\Rightarrow A_a = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Vérifie

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 208.5 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 19.46 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 208.5 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{208.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.651 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ c'est vérifiée

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.45 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1063 \\ \mu_y = 0.3234 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.1036 * 135.809 * 2.2^2 = 68.097 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 22.022 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 57.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 18.72 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -27.23 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 57.88	9.24	8.13	79150.20	5.945	Vérifiée	261.83	Non Vérifiée
y-y	M _t ^y = 18.72	4.52	3.54	54930.86	1.193		143.92	
Appuis	M _a = -27.23	4.52	3.54	54930.86	1.754		211.62	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	M _t ^x = 57.88	2.8 * 10 ⁻³	0.26	9.82	7HA14=10.78	14.28
appui	M _a = -27.23	1.31 * 10 ⁻³	0.18	4.48	5HA12=5.65	20

Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 57.88	10.78	5.01	121983.7	2.377	Vérifiée	192.09	Vérifiée
Appuis	M _a = -27.23	5.65	6.56	64259.67	2.779		161.70	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures :

√ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

√ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

VI.2.5. Schéma de ferrailage de radier :

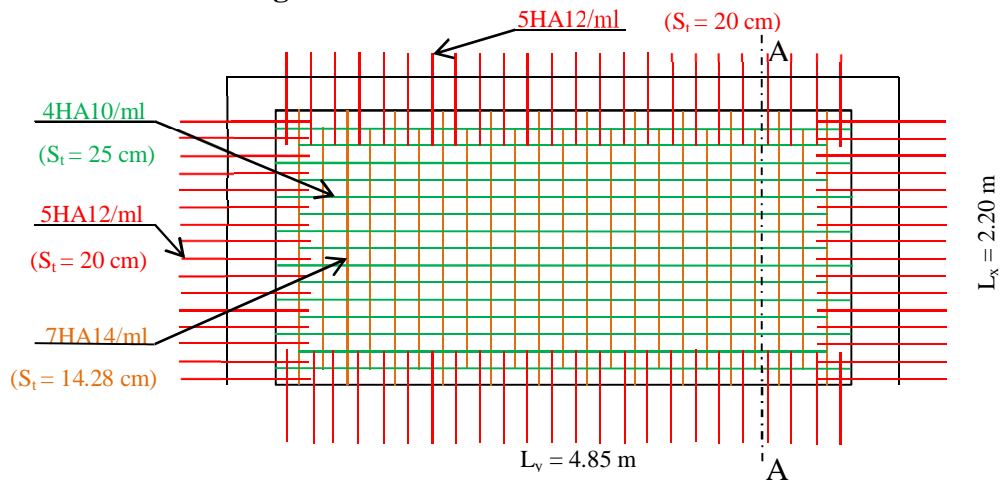
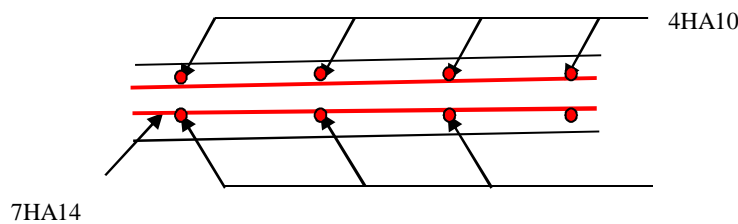


Figure VI.7 : Ferrailage d'un panneau du radier.



Coupe A-A

VI.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$h_t = 0.8m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.65m, d = 0.72m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.85}{10}; \frac{2.2}{2})$

$b_1 \leq \min(48.5; 110)$

Soit : $b_1 = 45cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 155cm$

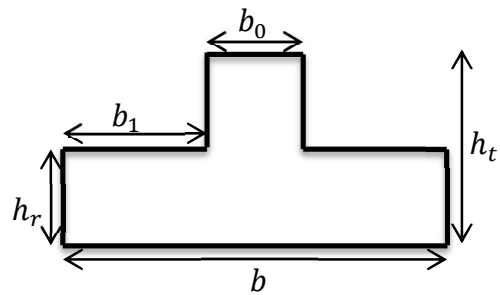


Figure VI.8 : Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p>Remarque : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coter</p>

Avec :

$$\checkmark \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.3.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » Pour les filles le plus sollicité (B) dans le sens xx et (A) dans le sens yy :

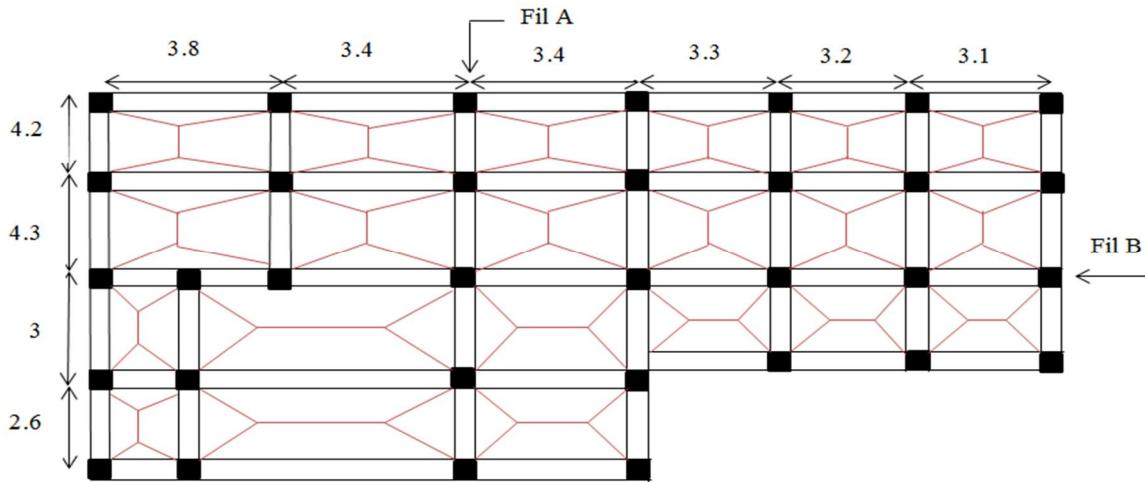


Figure VI.9. : Schéma de rupture de dalle de radier

❖ **Moments aux appuis :**

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

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_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :

On a : $q_u = 197.578 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	L (m)	l' (m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			M _g	M _d		
A-B	3.8	3.8	-213.97	-267,367	1,544	235,47
B-C	3.4	2.72	-267,367	-171,972	1,842	67,82
C-D	3.4	2.72	-171,972	-167,063	1,707	115,98
D-E	3.3	2.64	-167,063	-157,244	1,665	106,82
E-F	3.2	2.56	-157,244	-191,246	1,546	78,94
F-G	3.1	3.1	-191,246	-142.404	1,862	151,34

Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	235,473	-267,367
Effort tranchant (KN)	445.758	

Sens Y-Y :

On a : $q_u = 197.578 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	L (m)	l' (m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			M _g	M _d		
A-B	2.6	2.6	-100.17	-145,975	1,016	101,943
B-C	3	2.4	-145,975	-217,048	1,38	42,184
C-D	4.3	3.44	-217,048	-349,262	1,994	175,89
D-E	4.2	4.2	-349,262	-261.395	2,521	278,528

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	278,528	-349.048
Effort tranchant (KN)	498.071	

VI.3.3. Ferrailage :

Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	235,473	9.50	13.47	6T20 = 18.85
	Appui	-267,367	1080	13.47	6T20 = 18.85
Sens Y-Y	Travée	278,528	11.26	13.47	6T20 = 18.85
	Appui	-349.048	14.15	13.47	6T20 = 18.85

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On a : q_s = 153.89 KN/m².
 $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{array} \right.$

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	117.883	1.56	93.09	Vérifiée
	Appui	-208.248	2.76	164.45	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	216.941	2.87	171.32	Vérifiée
	Appui	-279.941	3.71	221.07	Non Vérifiée

↳ **Remarque :** On remarque que la condition σ_s < σ_s^{lim} n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

Tableau VI.11 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)
Appui	M _a = -279.941	1.72 * 10 ⁻³	0.21	20.73	6HA20+2HA16

Les armatures de peau :

A_p=0.2%(b₀*h)

A_p=0.2%(0.65*0.8) =10.4 cm²

A_s=6HA16=12.06 cm²

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] = 20 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 19.86 \text{ cm}$$

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

Schémas de ferrailages :

Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures

Sens X-X	
Travée	Appui
Sens Y-Y	
Travée	Appui

VI.4 Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15 \text{ cm}$.

VI.4.1 Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20 \text{ cm}$

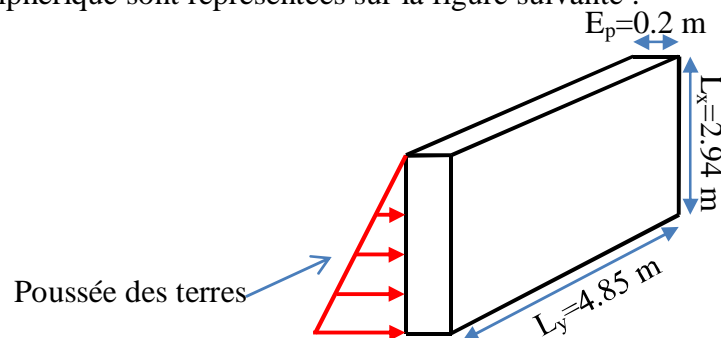


Figure VI.10 : Dimensions de voile périphérique.

VI.4.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0.53$

VI.4.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

VI.4.4 Sollicitations :

A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 17 \times 2.94 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 0.53 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 19.61$$

B. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q=10\text{KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4.06 \text{ KN/m}^2.$$

VI.4.5. Ferrailage de voile périphérique :

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 32.56 \text{ KN/m}^2.$$

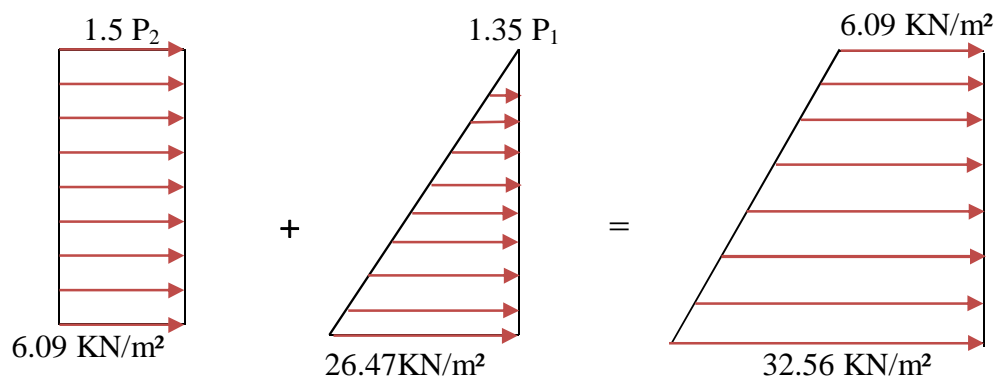


Figure VI.11: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 2.94 \text{ m} \\ L_y = 4.85 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 6.09 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.94 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 32.56 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.94 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **ELU :** ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Tableau VI.13 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique			
Sens	Désignation	$q_u = 25.94 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
	M_0 (KN.m)	18.43	18.43
	M (KN.m)	15.66	- 7.37

X-X	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	2.55	1.18
	$A_{min} (cm^2/ml)$	2	2
	$A_{adoptée} (cm^2/ml)$	4HA12 = 4.52	4HA8 = 2.01
Y-Y	$M_0 (KN.m)$	5.43	5.43
	$M (KN.m)$	4.61	- 2.17
	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	0.74	0.34
	$A_{min} (cm^2/ml)$	2	2
	$A_{adoptée} (cm^2/ml)$	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 29.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.163 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4MPa) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérifications à l'ELS :**

$$\begin{cases} L_x = 2.94 \text{ m} \\ L_y = 4.85 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0m) = P_2 = 4.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.94 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 23.67 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18.76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

▪ **ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	12	4.52	0.043	15.3*10 ⁻⁵	3.37	161.17	Vérifiée
	En appuis	-5.64	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	2.40	187.86	Vérifiée
Sens y-y	En travée	5.60	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	2.38	186.53	Vérifiée
	En appuis	-2.63	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	1.12	87.60	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures :**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Schémas de ferrailages:**

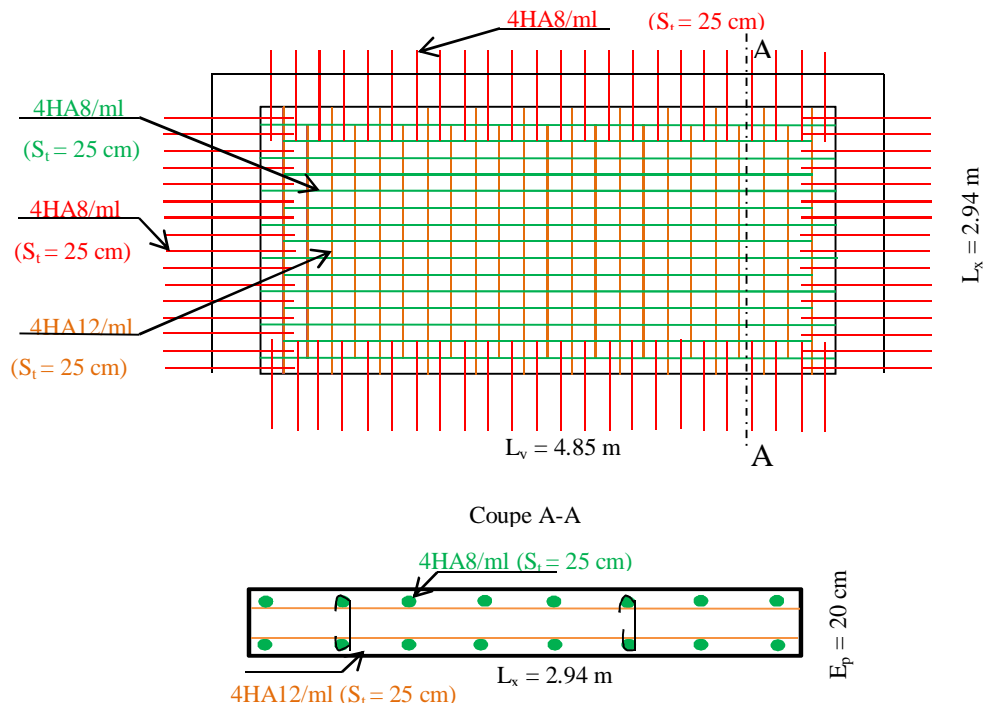


Figure VI.12: Schéma du ferrailage du voile périphérique

Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion générale

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment (R+8 +sous-sol), contreventé par un système mixte (voile - portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances, non seulement dans les calculs théoriques, mais aussi qu'en outils informatiques notamment avec l'utilisation des logiciels (SAP 2000, AUTOCAD...) qui nous donnaient de bons résultats sans passer par trop de calculs. Ainsi, ce travail nous a permis de faire un certain nombre de conclusions :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte, sa modélisation par le logiciel SAP 2000 nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, interaction voile-portique, effet (P- Δ) et le taux de participation massique). Or, les contraintes architecturales font que le choix de disposition de ces voiles soit réduit.
- ❖ L'utilisation de voiles avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux permet d'avoir une plus grande rigidité et réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc, le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ❖ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.
- ❖ Vu les charges importantes transmises par chaque poteau aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré préjudiciable.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

Bibliographie

- ❖ ***Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».***
- ❖ ***Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).***
- ❖ ***Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93).***
- ❖ ***DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».***
- ❖ ***Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.***
- ❖ ***Anciens mémoires de fin d'étude.***
- ❖ ***Logiciels utilisés :***
 - ***SAP 2000 version 14.***
 - ***Socotec.***
 - ***Autocad.***

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	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
Valeur de M₂	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	0.151	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	0.09	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 en (cm²) 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

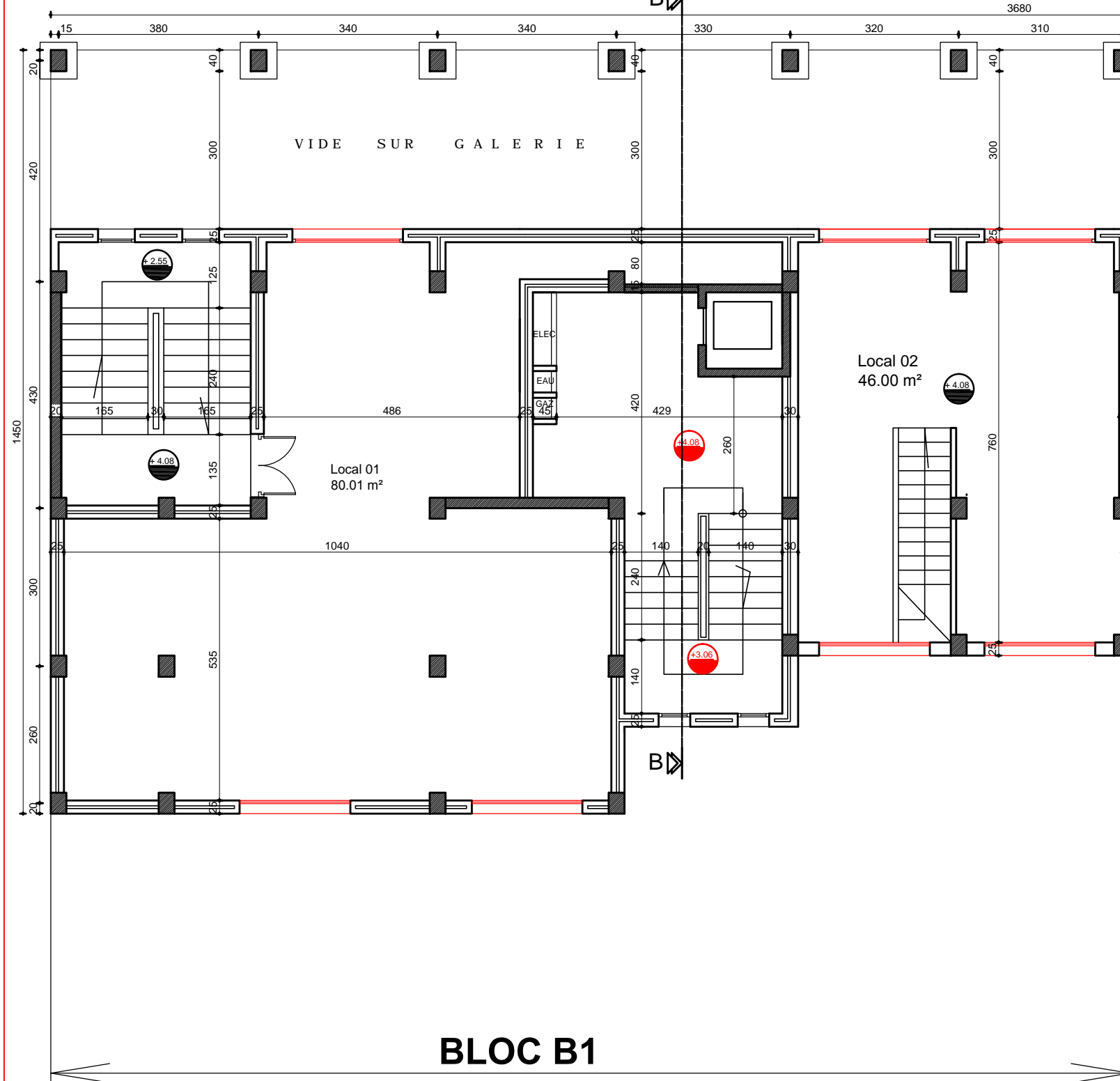
Annexe 4

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																							
ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																							
vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110										
		236	71	195	82	176	100	149	108	148	108	139	116	129	124										
		260	77	225	88	200	100	163	119	168	119	127	147	136											
		323	83	250	96	224	109	203	119	183	128	175	137	164	146										
1,00	Tous les niveaux desservis	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106		
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	136	144	111	138	116	132	121		
		286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169	118	163	123	156	128	149	134		
		320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178	134	171	140	164	157		
1,60	Tous les niveaux desservis	354	79	308	91	277	101	276	116	256	125	241	133	229	140	219	147	208	154	200	160	192	167		
		386	83	333	96	299	107	276	116	256	125	241	133	229	140	219	147	208	154	200	160	192	167		
		414	87	360	100	324	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	163	212	170	205	176		
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	259	155	245	163	234	171	225	178	219	185		
2,50	Tous les niveaux desservis	463	95	404	109	361	122	331	133	306	144	145	82	198	87	130	92	124	97	119	101	113	106		
		174	92	163	98	155	103	147	109	140	114	134	119												
		200	100	189	106	179	112	169	119	161	124	154	130												
		224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139												

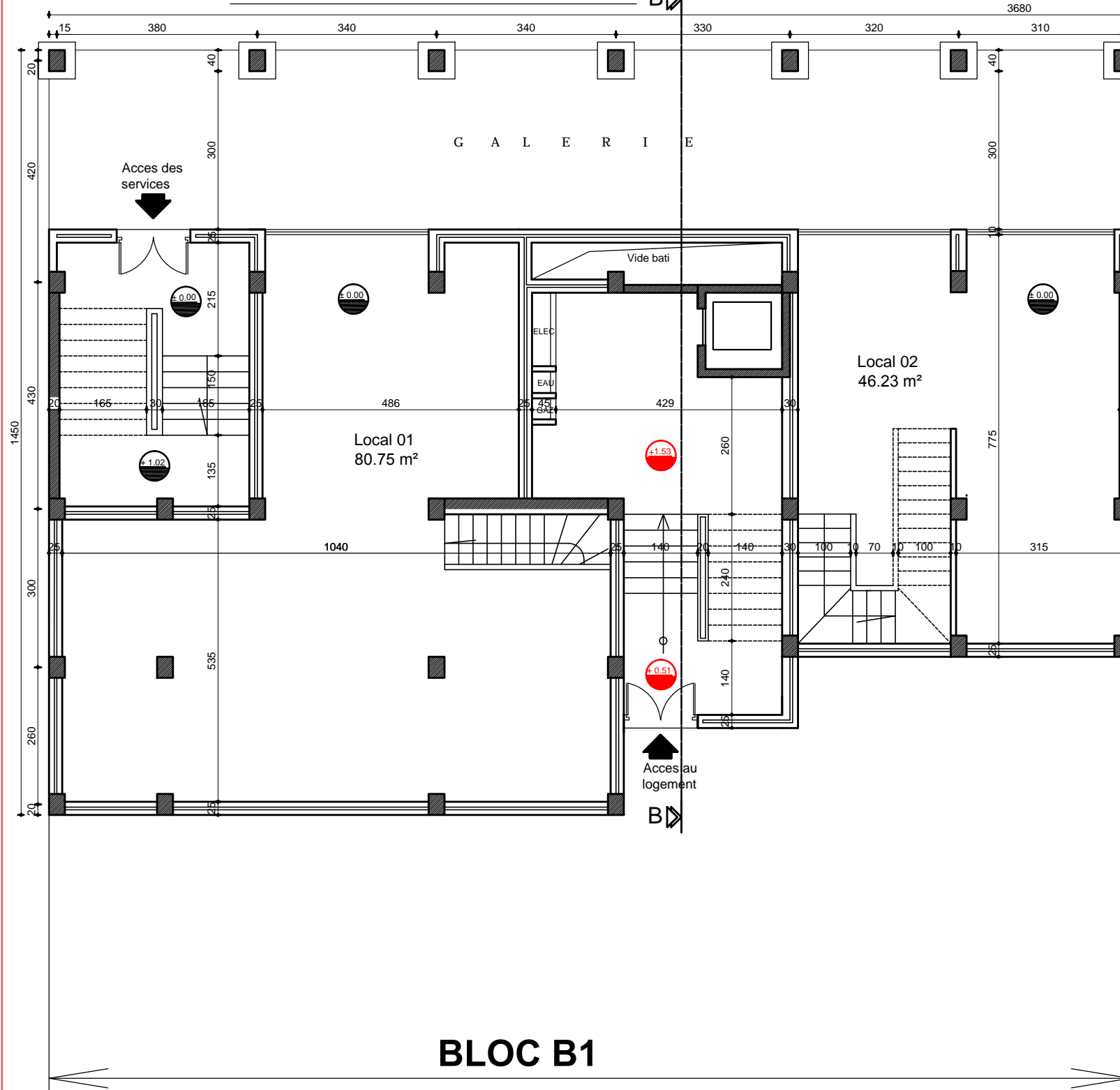
ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																							
ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																							
vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110										
		236	71	195	82	176	100	149	108	148	108	139	116	129	124										
		260	77	225	88	200	100	163	119	168	119	127	147	136											
		323	83	250	96	224	109	203	119	183	128	175	137	164	146										
1,00	Tous les niveaux desservis	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106		
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	136	144	111	138	116	132	121		
		286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169	118	163	123	156	128	149	134		
		320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178	134	171	140	164	157		
1,60	Tous les niveaux desservis	354	79	308	91	277	101	276	116	256	125	241	133	229	140	219	147	208	154	200	160	192	167		
		386	83	333	96	299	107	276	116	256	125	241	133	229	140	219	147	208	154	200	160	192	167		
		414	87	360	100	324	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	163	212	170	205	176		
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	259	155	245	163	234	171	225	178	219	185		
2,50	Tous les niveaux desservis	463	95	404	109	361	122	331	133	306	144	145	82	198	87	130	92	124	97	119	101	113	106		
		174	92	163	98	155	103	147	109	140	114	134	119												
		200	100	189	106	179	112	169	119	161	124	154	130												
		224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139												

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																							
ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																							
vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110										
		236	71	195	82	176	100	149	108	148	108	139	116	129	124										
		260	77	225	88	200	100	163	119	168	119	127	147	136											
		323	83	250	96	224	109	203	119	183	128	175	137	164	146										
1,00	Tous les niveaux desservis	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106		
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	136	144	111	138	116	132	121		
		286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169	118	163	123	156	128	149	134		
		320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178	134	171	140	164	157		
1,60	Tous les niveaux desservis	354	79	308	91	277	101	276	116	256	125	241	133	229	140	219	147	208	154	200	160	192	167		
		386	83	333	96	299	107	276	116	256	125	241	133	229	140	219	147	208	154	200	160	192	167		
		414	87	360	100	324	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	163	212	170	205	176		
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	259	155	245	163	234	171	225	178	219	185		
2,50	Tous les niveaux desservis	463	95	404	109	361	122	331	133	306	144	145	82	198	87	130	92	124	97	119	101	113	106		
		174	92	163	98	155	103	147	109	140	114	134	119												
		200	100	189	106	179	112	169	119	161	124	154	130												
		224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139												

VUE EN PLAN ETAGE 01 - SERVICE Ech 1/50

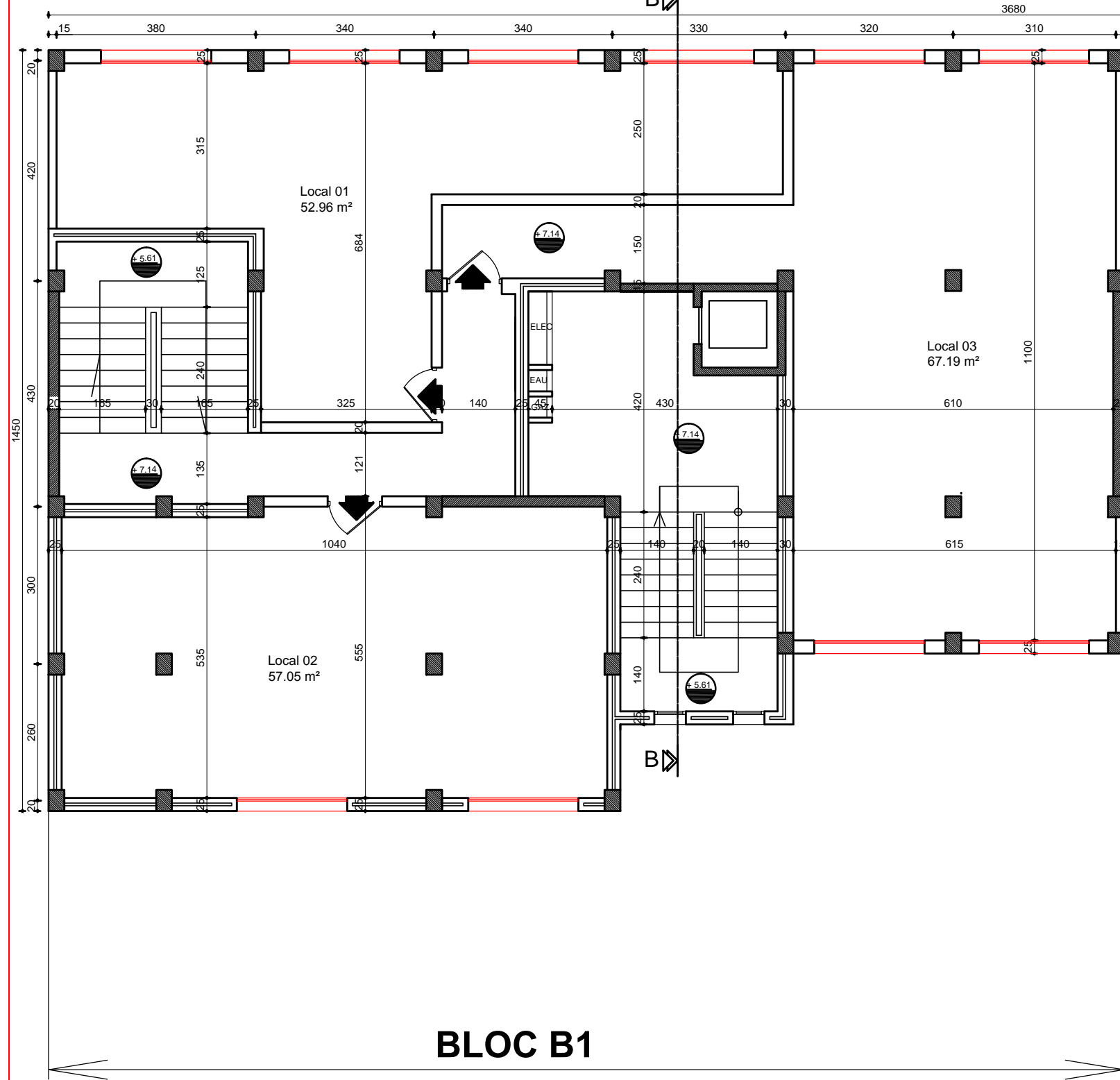


VUE EN PLAN RDC Ech 1/50 B



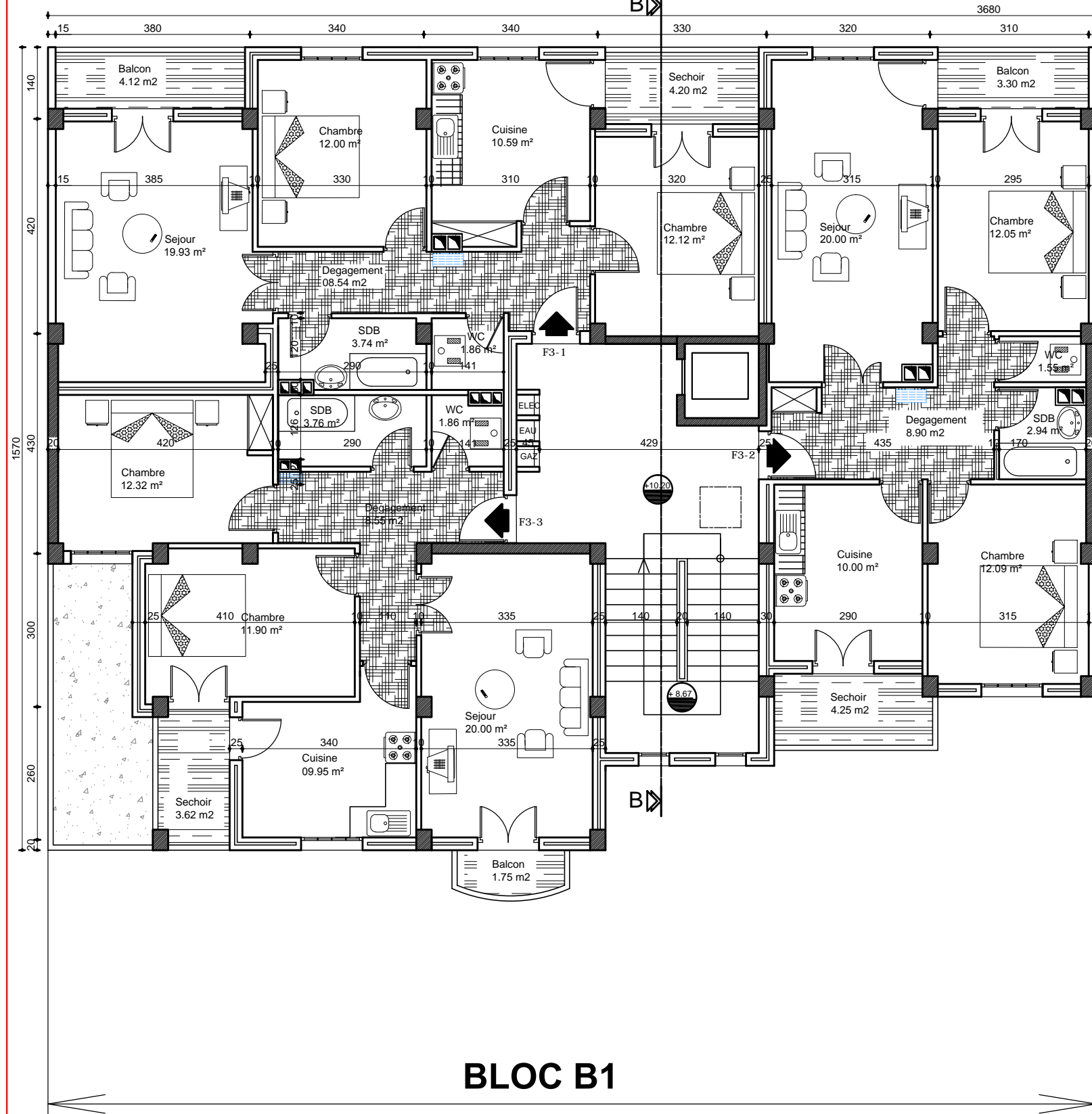
BLOC B1

VUE EN PLAN ETAGE 02 - SERVICE- Ech 1/50



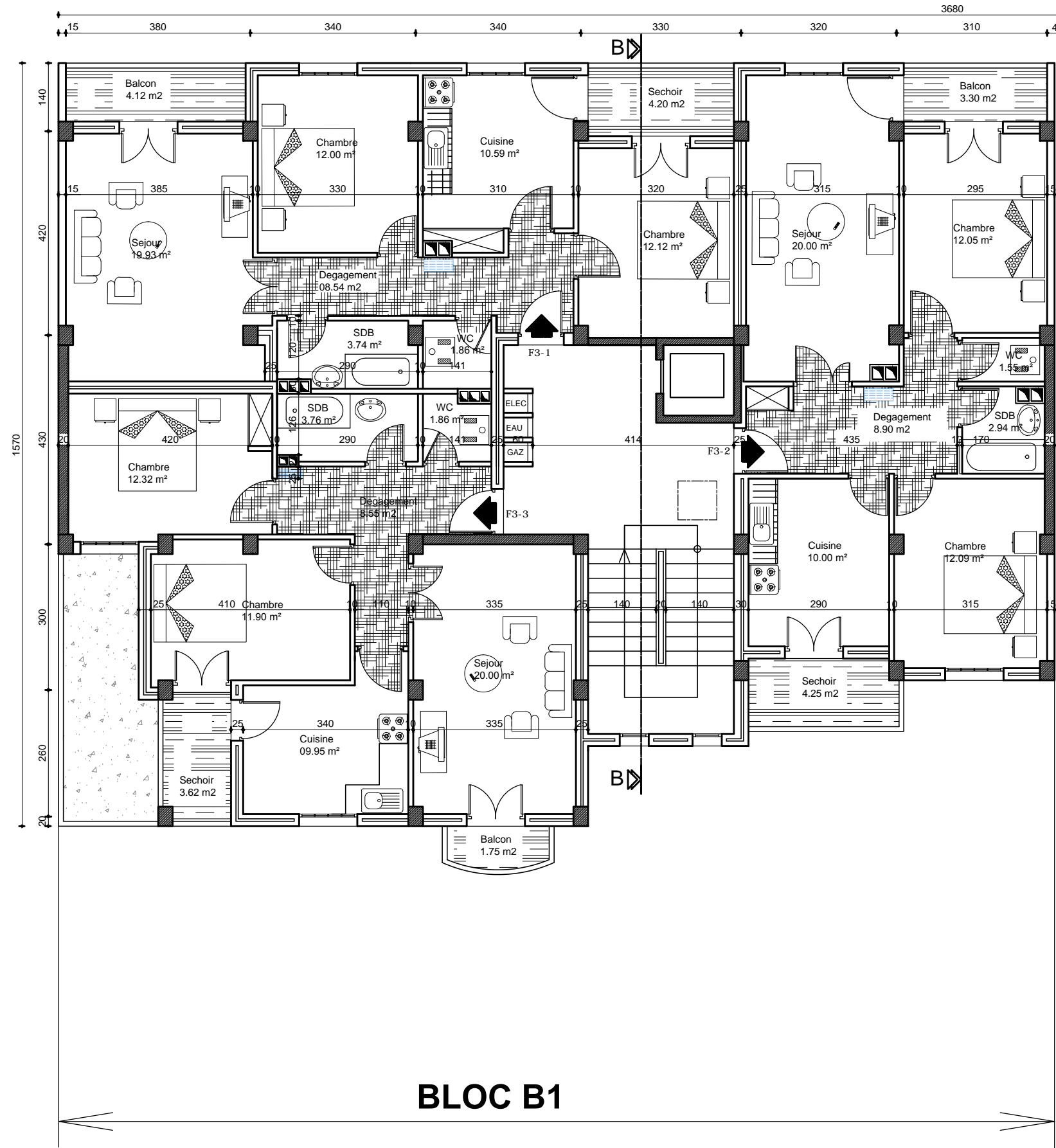
BLOC B1

VUE EN PLAN ETAGE 03- 04- 05- 06- Ech 1/50



BLOC B1

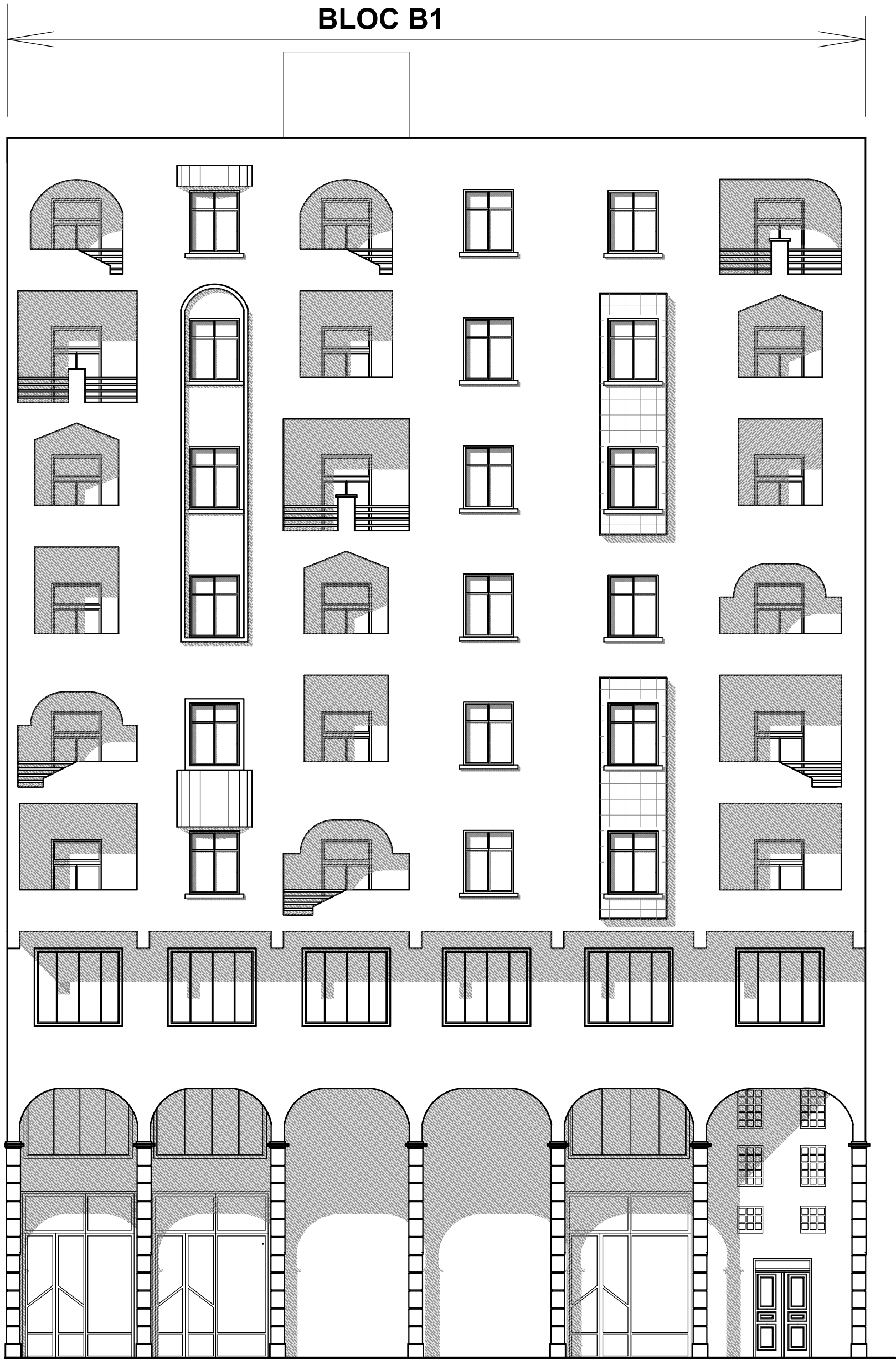
VUE EN PLAN ETAGE 07 ET 08 Ech 1/50



BLOC B1

FACADE URBAINE NORD Ech 1/50

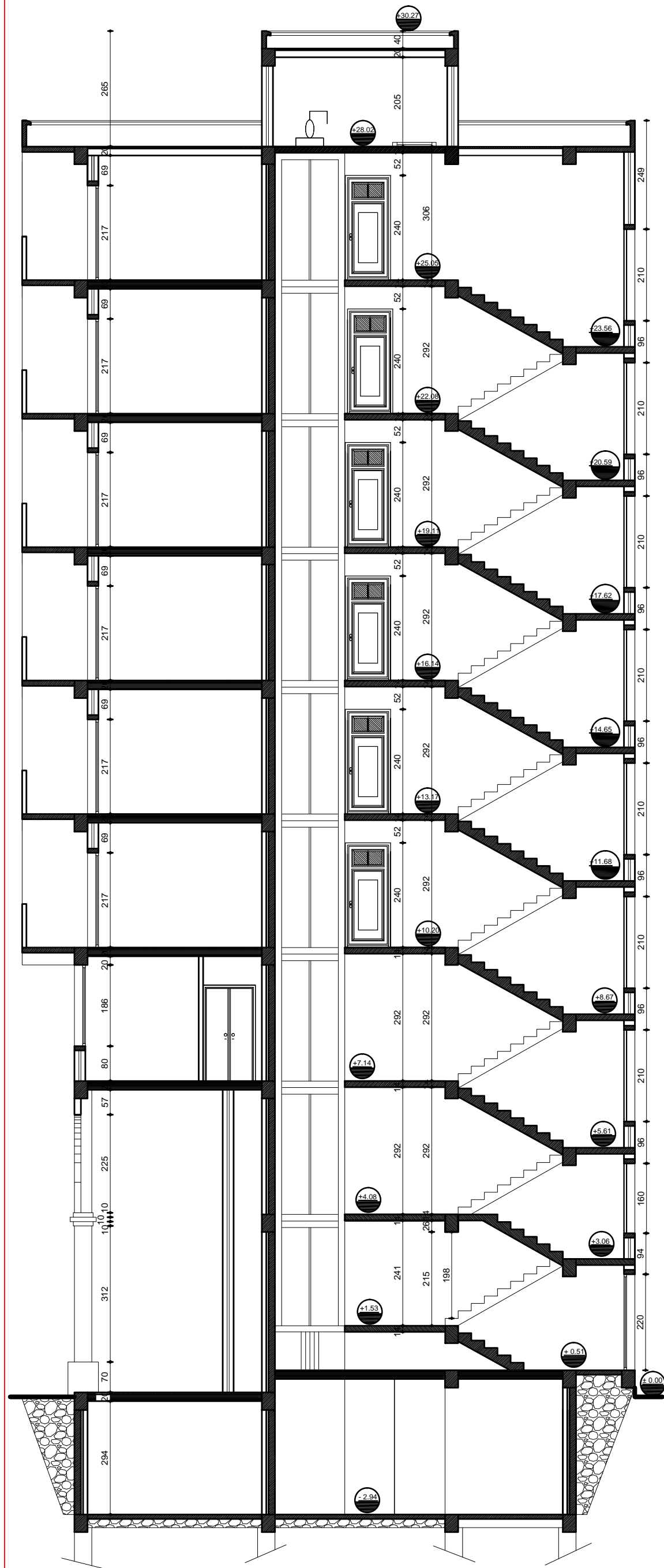
BLOC B1



FACADE POSTERIEURE Ech 1/50
BLOC B1



COUPE B-B - Ech:1/50 - BLOC B1 -



VUE EN PLAN TERRASSE Ech 1/50
BLOC B1

