

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté des Sciences et Technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de Fin d'Études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil
Option : Matériaux & structure

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et service
contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques).

Réalisé par :
HARROU Nadir
ATOUT Redhouane

Encadré par :
Mme. F.SOUIDI.

Jury :
Mr. BRARA
Mr. OURTEMACHE

Promotion 2015/2016.

Remerciement

Nous remercions ALLAH le tout puissant pour
nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice

Madame F.souidi

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront
l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a
la réalisation de notre projet.

Dédicaces

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « Abed Rahmane, Abdelkarim » et mes sœurs « Naima, Nesrine ».

Mes cher cousins et cousines.

A toute ma grande famille, Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.

Ma promotrice madame Souidi

madame Chikh Amer (charger de formation).

Mon binôme Redhouane et toute sa famille.

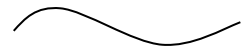
*Les ingénieurs taybi, Nourdine nommé DTR louis, l'architecte Tahar Merabet, N@d.9.18,
Akila.Lyazid.*

Les future ingénieurs : Salim, Hossem, Ghiles, Sifou, Brahim.amine,aldja, chahinaz

A mes cher amis, M.meridja, aydeen, momoh.

A toute la promo de master génie civil 2015/2016.

H.NADIR .



Dédicaces

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « Fouad, Fahem » et mes sœurs « Wissam, Maroua, Asma ».

A toute ma grande famille, Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.

Ma promotrice madame Souidi

Mon binôme Nadir et toute sa famille.

Les ingénieurs taybi, Nouredine, l'architecte Tahar Mercadet.

Les futurs ingénieurs : Aldja, Hossem, Brahim....

A mes cher amis, Hakim, youyou, soufia, albayrate (el kaissa, Aziza, lamouch, ismahane, rbiha), Charazad et à toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A toute la promo de master génie civil 2015/2016.

A.Redhouane

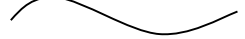


Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

	page
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.3. Les caractéristiques de la structure	4
I.3.1. Dimensions en élévation	4
I.3.2. Dimensions en plan	4
I.4. Reglementations et normes utilisee	4
I.5. Etats limites.....	5
I.5.1. Etats limite ultime (ELU)	5
I.5.2. Etats limite service (ELS).....	5
I.5.3. Hypothèse de calcul à l'ELU	5
I.5.6. Règle des trois pivots	6
I.5.5. Hypothèse de caclul à l'ELS	7
I.5.6. Principe d'application des règles de B.A.E.L	8
I.6. Actions.....	8
I.6.1. Différents types d'actions.....	8
I.6.2. Actions accidentelles (FA).....	9
I.6.3. Valeurs de calcul des actions	9
I.6.4. Connibaisons d'action l'ELU	9
I.6.5 Situations accidentelles.....	9
I.6.6 Combinaisons d'action à L'ELS	10
I.6.7. Combinaisons de calcul	10
I.7. Caracteristique des materiaux	11
I.7.1. Beton	11
I.7.2. Aciers.....	16
I.8. Conclusion.....	18

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction	19
II.2. Plancher	19
II.2.1. Définition	19

II.2.2.	Plancher à corp creux	20
II.2.2.1	Les poutrelles.....	21
II.2.3	Dalles pleines	22
II.2.3.1.	Dalles pleines (Balcon)	22
II.2.3.2	Dalles pleines dans le plancher	23
II.3.	Poutres.....	24
II.3.1	Poutres principales.....	24
II.3.2	Poutres secondaires.....	25
II.4.	Les voiles.....	26
II.5.	L’acrotère	27
II.6.	Escaliers.....	28
II.7.	Poteaux.....	30
II.8.	Evaluation des charges et surcharges.....	30
II.9.	Poteaux.....	36
II.9.1	poids des poteaux.....	36
II.10.	La descente de charge	37
II.11.	Vérification	41
II.12.	Conclusion.....	45

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

III.1.	Introduction.....	46
III.2.	Etude du plancher	46
III.2.1.	Plancher à corps creux.....	46
III.2.2.1	Ferrailage des poutrelles	46
III.3.2.	Plancher à dalle pleines	90
III.2.2.1	Dalles pleines (balcon)	90
III.2.2.2.	Dalles pleines dans le plancher	104
III.3.	Etude la dalle de la cage d’ascenseur.....	116
III.3.1.	Evaluation des charges et surcharges	116
III.3.2.	Cas de charges concentrées	120
III.4.	Escalier.....	127
III.4.1.	Evaluation des charges et surcharges	127
III.4.2	Ferrailage	129
III.5.	Etude de la poutre palière.....	132
III.5.1.	Dimensionnement	132
III.5.2.	Les charges sur la poutre	133
III.6.	Poutre chainage	138

III.6.1.	Dimensionnement.....	138
III.6.2.	Ferraillage.....	140
III.7.	Etudes de l'acrotère.....	142
III.7.1.	Hypothèse de calcul	142
III.7.2.	Evaluation des charges	142
III.7.3	Force sismique.....	142
III.7.4.	Calcul des sollicitations.....	143
III.7.5.	Combinaison d'action	143
III.7.6.	Ferraillage.....	143
III.8.	Conclusion	148

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.	Introduction.....	149
IV.2.	Méthodes de calcul	149
IV.3.	Méthode choisit.....	150
IV.4.	Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)	150
IV.5.	Méthode dynamique modale spectrale	153
IV.5.1.	Principe.....	153
IV.5.2.	Disposition des voiles	154
IV.5.3.	Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003.....	158
IV.5.3.1.	Vérification de la résultante des forces sismiques	158
IV.5.3.2.	Vérification de l'interaction voiles portiques.....	158
IV.5.3.2.1.	Sous charge verticales.....	158
IV.5.3.2.2.	Sous charges horizontales	159
IV.5.3.3.	Vérification vis-à-vis des déplacements	161
IV.5.3.4.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	162
IV.5.3.5.	Vérification de l'effort normal réduit	164
IV.6.	Conclusion	165

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.	Introduction	166
V.2.	Etude des poteaux.....	166
V.2.1.	Recommandations du RPA 99/2003	167
V.2.2.	Sollicitations dans les poteaux	169
V.2.3.	Ferraillage des poteaux.....	170
V.2.4.	Vérifications	172
V.2.5.	Disposition constructive des poteaux	175

V.2.6.	Le schéma de ferrailage des poteaux	177
V.3.	Etude des poutres	178
V.3.1.	Recommandation du RPA99	178
V.3.2.	Ferrailage des poutres	180
V.3.3.	Vérification des zones nodales	186
V.3.3.1	Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres.....	186
V.3.3.2	Vérification	188
V.3.4	Schéma de ferrailage des poutres.....	189
V.4.	Etude des voiles	191
V.4.1.	Ferrailage des voiles.....	193
V.4.2.	Calcul des sollicitations.....	194
V.4.2.1	Vérifications	197
V.4.2.2	Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{xd} (RDC)=3.10m.....	205
V.7.	Conclusion	205

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.	Introduction.....	206
VI.2.	Choix du type des fondations.....	206
VI.2.1.	Combinaisons d'actions à considérer.....	207
VI.2.2.	Caractéristiques du sol	207
VI.2.3.	Vérification des semelles isolées.....	207
VI.2.4.	Vérification des semelles filantes.....	208
VI.2.5.	Vérification du radier général	209
VI.2.5.1.	Pré dimensionnement	209
VI.2.5.2.	Les vérifications nécessaire	211
VI.2.5.3.	Ferrailage	213
VI.2.5.4.	Schéma de ferrailage	217
VI.2.6.	Calcul des nervures	217
VI.2.6.1.	Définition.....	217
VI.2.6.2.	Les sollicitations sur les nervures	217
VI.2.6.3.	Ferrailage	223
VI.7.	Conclusion	224

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Plans architecturale

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité

Tableau.I.1. <i>Caractéristiques mécaniques des aciers</i>	17
---	----

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau.II.1. <i>charge permanente revenant à l'acrotère</i>	28
Tableau.II.2. <i>Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible</i>	31
Tableau.II.3. <i>Évaluation des charges du plancher</i>	31
Tableau.II.4. <i>Evaluation des charges dans les dalles pleines</i>	32
Tableau.II.5. <i>Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon)</i>	32
Tableau.II.6. <i>Évaluation des charges des cloisons extérieures</i>	33
Tableau.II.7. <i>Evaluation des charges de palier</i>	33
Tableau.II.8. <i>Evaluation des charges de la volée</i>	33
Tableau.II.9. <i>Evaluation des charges des voiles</i>	34
Tableau.II.10. <i>Caractéristique de l'ascenseur</i>	35
Tableau.II.11. <i>Evaluation des charges de différentes sections de poteaux</i>	36
Tableau.II.12. <i>Les charges revenant au poteau D6</i>	37
Tableau.II.13. <i>Les charges revenant au poteau C6</i>	39
Tableau.II.14. <i>Vérification des poteaux à la compression simple</i>	42
Tableau.II.15. <i>Vérification des poteaux à la compression simple</i>	44
Tableau.II.16. <i>Vérification des conditions de RPA</i>	44

Chapitre III : Les éléments non structuraux

Tableau.III.1. <i>Les différents types de poutrelles</i>	50
Tableau.III.2. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS</i>	58

Tableau.III.3. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	58
Tableau.III. 4. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	59
Tableau.III.5. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	59
Tableau.III.6. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	59
Tableau.III.7. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	60
Tableau.III.8. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	60
Tableau.III.9. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	60
Tableau.III.10. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	61
Tableau.III.11. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	61
Tableau.III.12. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	61
Tableau.III.13. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	62
Tableau.III.14. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	62
Tableau.III.15. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	62
Tableau.III.16. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	63
Tableau.III.17. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	63
Tableau.III.18. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	63
Tableau.III.19. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	64
Tableau.III.20. <i>Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.</i>	64
Tableau.III.21. <i>Les sollicitations max.</i>	65
Tableau.III.22. <i>Les sollicitations étage courant.</i>	65
Tableau.III. 23. <i>Les sollicitations étage 9.</i>	71
Tableau.III.24. <i>Les sollicitations étage 10.</i>	76
Tableau.III.25. <i>D'état limite de déformation.</i>	87
Tableau.III.26. <i>Récapitulation de ferrailage des poutrelles.</i>	88
Tableau.III.27. <i>Schéma de ferrailage des poutrelles.</i>	89
Tableau.III.28. <i>Ferrailage du balcon sur trois appuis.</i>	100

Tableau.III.29. <i>Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.</i>	101
Tableau.III.30. <i>Calcul de la flèche selon x-x.</i>	103
Tableau.III.31. <i>Calcul de la flèche selon y-y.</i>	104
Tableau.III.32. <i>Ferraillage du balcon sur trois appuis.</i>	106
Tableau.III.33. <i>Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis</i>	107
Tableau.III.34. <i>Ferraillage du balcon sur appuis.</i>	110
Tableau.III. 35. <i>Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.</i>	111
Tableau.III.36. <i>Calcul de la flèche selon y-y.</i>	112
Tableau.III. 37. <i>Le ferraillage de la dalle de locale des machines.</i>	118
Tableau.III.38. <i>Tableau de ferraillage de la dalle de local des machines.</i>	123
Tableau.III.39. <i>Récapitulatif des résultats des contraintes.</i>	126
Tableau.III.40. <i>Vérification des contraintes de compression dans le béton.</i>	131
Tableau.III. 41. <i>Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.</i>	140
Tableau.III. 42. <i>Tableau .Résultats de calcul des contraintes de béton.</i>	141
Tableau.III.43. <i>charge permanente revenant à l'acrotère.</i>	142
Tableau.III.44. <i>Calcul de l'acrotère.</i>	143

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau.IV.1. <i>Valeurs des pénalités Pq</i>	152
Tableau IV.2. <i>Période de vibration et taux de participation massique</i>	157
Tableau.IV.3. <i>Vérification de l'effort tranchant à la base (avant majoration)</i>	158
Tableau.IV.4. <i>Vérification de l'effort tranchant à la base (après la majoration)</i>	158
Tableau IV. 5. <i>Vérification de l'interaction sous charges verticales</i>	159
Tableau.IV.. 6. <i>Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens x-x)</i>	160
Tableau.IV.7. <i>Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens y-y)</i>	160
Tableau.IV. 8. <i>Vérification des déplacements selon x-x</i>	161

Tableau.IV.9. Vérification des déplacements selon y-y	162
Tableau.IV.10. Vérification à l'effet P- Δ	163
Tableau.IV.11. Vérification à l'effet P- Δ	163
Tableau.IV.12. Vérification de l'effort normal réduit	164

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau.V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA99/version2003	168
Tableau.V.2. Sollicitations dans les poteaux	169
Tableau.V.3. Les Armatures longitudinales dans les poteaux.	170
Tableau.V.4. Les Armatures transversales dans les poteaux.	171
Tableau.V.5. Vérification du flambement des poteaux	173
Tableau.V.6. Vérification des contraintes dans le béton.	174
Tableau.V.7. Vérification des contraintes tangentielles	175
Tableau.V.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon RPA.	180
Tableau.V.9. Armatures longitudinales des poutres	181
Tableau.V.10. Armatures longitudinales des poutres	182
Tableau.V.11. Vérification de l'effort tranchant	184
Tableau.V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	184
Tableau.V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.	185
Tableau.V.14. Moment résistant dans les poteaux	187
Tableau.V.15. Moment résistant dans les poutres	187
Tableau.V.16. Vérification de la zone nodale	188
Tableau.V.17. Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{Xd} = 3.10m$	194
Tableau.V.18. Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{Xg} = 3.10m$	194
Tableau.V.19. Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{Xd} = 0.90m$	194

Tableau.V.20. <i>Sens Y-Y' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{yd} = 2.05m$ avec une réduction de 15cm à partir de 4^{ème} niveau</i>	195
Tableau.V.21. <i>Sens Y-Y' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{yg} = 2.10m$ avec une réduction de 15cm à partir de 4^{ème} niveau</i>	195
Tableau.V.22. <i>Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{Xd} = 1.30m$</i>	196
Tableau.V.23. <i>Sens X-X': Ferrailage du voile $V_{x1} = 3.10m$</i>	197
Tableau.V.24. <i>Sens X-X': Ferrailage du voile $V_{x2} = 3.10m$</i>	198
Tableau.V.25. <i>Sens X-X': Ferrailage du voile $V_{x3} = 0.90m$</i>	199
Tableau.V.26. <i>Sens X-X': Ferrailage du voile $V_{x4} = 1.70m$</i>	200
Tableau.V.27. <i>Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{Y1} = 2.05m$</i>	201
Tableau.V.28. <i>Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{Y2} = 2.10m$</i>	202
Tableau.V.29. <i>Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{Y3} = 1.30m$</i>	203
Tableau.V.30. <i>Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{Y4} = 1.55m$</i>	204

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau.VI.1. <i>Résumé des résultats de ferrailages</i>	215
Tableau.VI. 2. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	216
Tableau.VI. 3. <i>Ferrailage du panneau du radier.</i>	216
Tableau.VI.4. <i>Vérification des contraintes.</i>	216
Tableau.VI. 5. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU).</i>	219
Tableau.VI. 6. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS).</i>	219
Tableau.VI.7. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU).</i>	220
Tableau.VI.8. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS).</i>	220
Tableau.VI.9. <i>Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.</i>	221
Tableau.VI.10. <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	222

Liste des figures

Chapitre I : Généralité

Figure.I.1. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	7
Figure.I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	13
Figure.I.3. Diagramme contrainte-déformation à l'ELS	14
Figure.I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton	14
Figure.I.5. Diagramme contrainte déformation.....	17

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Figure.II.1. <i>Sens de disposition des poutrelles.</i>	20
Figure.II.2. <i>Plancher à corps creux.</i>	21
Figure.II.3. <i>Schéma d'une section en T.</i>	21
Figure.II.4. <i>Dalle sur trois appuis.</i>	22
Figure.II.5. <i>Dalle sur deux appuis.</i>	23
Figure.II.6. <i>Dalle sur un appui.</i>	23
Figure.II.7. <i>Dalle sur trois appuis.</i>	23
Figure.II.8. <i>Dalle sur deux appuis.</i>	23
Figure.II.9. <i>Dalle sur 4 appuis.</i>	23
Figure.II.10. <i>Section réduite du voile.</i>	26
Figure.II.11. <i>Schéma statique de l'acrotère.</i>	27
Figure.II.12. <i>Vue en plan de l'escalier</i>	29
Figure.II.13. <i>Schéma du plancher terrasse inaccessible</i>	30
Figure.II.14. <i>Schéma du plancher étage courant</i>	31
Figure.II.15. <i>Schéma des cloisons extérieures.</i>	32
Figure.II.16. <i>Schéma statique de l'ascenseur.</i>	34

Chapitre III : Les éléments non structuraux

Figure.III.1. Schéma statique d'une Poutre continue.	47
--	----

Figure.III.2. <i>Moments sur une poutre à deux travées.</i>	48
Figure.III.3. <i>Moments sur une poutre à plus de deux travées</i>	48
Figure.III.4. <i>Evaluation des efforts tranchants d'une poutre a deux travées.</i>	49
Figure.III.5. <i>Evaluation des efforts tranchants d'une poutre a plus deux travées</i>	49
Figure.III.6. <i>Balcon sur en console.</i>	90
Figure.III.7. <i>Schéma statique de la console.</i>	90
Figure.III.8. <i>Schéma de ferrailage d'une dalle sur un appui appuis.</i>	93
Figure.III.9. <i>Balcon sur deux appuis</i>	93
Figure.III.10. <i>Schéma statique de balcon sur deux appuis.</i>	93
Figure.III. 11. <i>Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis.</i>	96
Figure.III.12. <i>Balcon sur trois appuis</i>	96
Figure.III.13. <i>Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.</i>	104
Figure.III.14. <i>Dalle sur quatre. appuis</i>	104
Figure.III.15. <i>Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis.</i>	108
Figure.III.16. <i>Balcon sur trois appuis.</i>	108
Figure.III.17. <i>Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.</i>	113
Figure.III.18. <i>Dalle pleine sur deux appuis.</i>	113
Figure.III.19. <i>Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis.</i>	116
Figure.III.20. <i>Dalle sur quatre appuis</i>	116
Figure.III.21. <i>L'ascenseur.</i>	121
Figure.III.22. <i>Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.</i>	126
Figure.III.23. <i>Schéma statique.</i>	127
Figure.III.24. <i>Chargement affecté à l'escalier.</i>	128
Figure.III.25. <i>Section à ferrailer.</i>	129
Figure.III.26. <i>Schéma de ferrailage de l'escalier par ml.</i>	132
Figure.III.27. <i>Section creuse équivalente</i>	135
Figure.III.28. <i>Schéma de ferrailage de la poutre palière.</i>	137

Figure.III. 29. <i>Poutre de chaînage</i>	138
Figure.III. 30. <i>Chargement affecté à la poutre de chaînage</i>	139
Figure.III.31. <i>Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage</i>	141
Figure.III.32. <i>Schéma statique de l'acrotère</i>	134
Figure.III.33. <i>Section à ferrailer</i>	144
Figure.III.34. <i>Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	148

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure.IV.1. <i>Dispositions des voiles</i>	154
Figure.IV.2. <i>1^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)</i>	155
Figure.IV.3. <i>2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)</i>	155
Figure.IV.4. <i>3^{ème} mode de déformation (torsion autour de z-z)</i>	156

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure. V.1. <i>Schémas de la zone nodale</i>	167
Figure.V.2. <i>Section d'un poteau</i>	173
Figure.V.3. <i>Les moments sur la zone nodale</i>	186
Figure.V.4. <i>Schéma de ferrailage des poutres principales de RDC - 7 étages</i>	189
Figure. V.5. <i>Schéma de ferrailage des poutres secondaires de RDC – 7 étages</i>	189
Figure.V.6. <i>Schéma de ferrailage des poutres principales des Etages 8 – 9</i>	189
Figure.V.7. <i>Schéma de ferrailage des poutres secondaires des Etages 8 – 9</i>	190
Figure.V. 8. <i>Schéma de ferrailage des poutres principales de terrasse</i>	190
Figure.V.9. <i>Schéma de ferrailage des poutres secondaires de terrasse</i>	190
Figure.V.10. <i>Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse</i>	191
Figure.V.11. <i>Disposition des armatures verticales</i>	192
Figure.V.12. <i>Schéma d'un voile pleine</i>	193
Figure.V.13. <i>Schéma de ferrailage d'un voile V_{xd} (RDC)=3.10m</i>	205

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1. <i>Schéma d'une semelle isolée.</i>	207
Figure.VI.2. <i>Schéma d'une semelle filante.</i>	208
Figure.VI.3. <i>Présentation de zone d'impact de la charge concentrée</i>	211
Figure.VI.4. <i>Dalle sur quatre appuis.</i>	213
Figure.VI. 5. <i>Schéma de ferrailage du radier.</i>	217
Figure.VI.6. <i>Schéma de rupture.</i>	218
Figure.VI.7. <i>Sollicitations sur les nervures transversales.</i>	219
Figure.VI.8. <i>Sollicitations sur les nervures longitudinales.</i>	220
Figure.VI.9. <i>Section de la nervure.</i>	221
Figure.VI.10. <i>Schéma de ferrailage de la nervure.</i>	223

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

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

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

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

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

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

INDEXE

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

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

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique à travers le monde privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger majeur relatif à ce choix de construction il s'agit des séismes qui peuvent occasionner bien des dégâts.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence des plaques tectoniques, Elle est de ce fait une région à forte activité sismique. C'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une interne activité sismique.

A chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyen sismicité (Bejaia), comportant un RDC et 10 étages.

Ce mémoire est organisé en six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure à l'aide du logiciel de calcul ROBOT v13.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT v13 est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre

1

Généralité

CHAPITRE I

Généralités

I.1. INTRODUCTION

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et état limites de l'ouvrage, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre

I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le projet nous a été confié par le bureau d'étude T.MERABETE. Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de R+10 niveau, il est conçu pour usage d'habitation et services.

Cette structure est implantée à Tala Ouada à Tala Ouriane, Bejaia classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Les plans architecturaux et le rapport du sol sont joints à ce document.

I.3. CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

I.3.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment 33.66m
- Hauteur de RDC (usage bureaux) 3.06 m
- Hauteur d'étage courant 3.06 m

I.3.2 Dimensions en plans

- Longueur totale $L_{\text{long}}=23.80\text{m}$
- Largeur totale $L_{\text{trans}}=18.85\text{ m}$.

Selon l'article (3-6-A-1.a) du RPA 99 version 2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone (IIa), il est indispensable d'introduire des voiles, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques-voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4. REGLEMENTATIONS ET NORMES UTILISEES

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le code de béton armé (CBA93).
- Le règlement parasismique algérien (RPA 99 révisée 2003).
- Le béton armé aux états limites (BAEL 91).

- Le document technique réglementaire charge et surcharge (**DTR-BC2.2**).
- Les règles de calcul des fondations superficielles (**DTR-BC2.331**).

I.5. ETATS LIMITES

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

I.5.1. Etats limite ultime (ELU)

Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.5.2. Etats limite de service (ELS)

Ce sont les états qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

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

I.5.3. Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure I.1).

I.5.4. Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (figure I.1). On distingue trois domaines :

Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure I.1) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

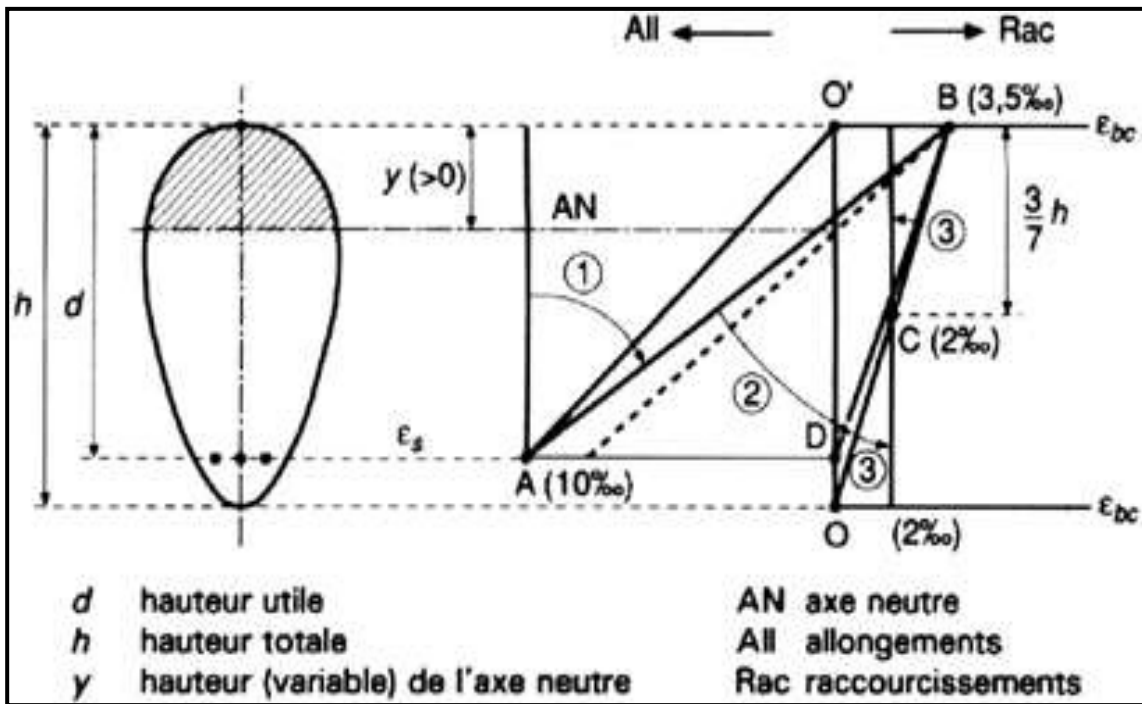


Figure.I.1. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

- ✓ Le pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$
- ✓ Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- ✓ Le pivot C si $y \geq h$

I.5.5. Hypothèse de calcul à l'E L S :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.5.6. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Les valeurs représentatives des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.
- Les coefficients de sécurité γ_s pour l'acier et γ_b pour le béton.

I.6. ACTIONS

Les actions sont les forces directement appliquées sur une construction (charges permanentes, d'exploitations, climatiques, ...etc.) ou résultantes des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc.). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'action intervenant dans le calcul.

I.6.1. différents types d'actions

➤ *Actions Permanentes (G) :*

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ *Actions Variables (Q) :*

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution

I.6.2. Actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.
Par exemple le Séismes, Explosions, Chocs et le Feux

I.6.3. Valeurs de calcul des actions

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

I.6.4. Combinaisons d'action à l'ELU (CBA93 article A.3.3.2)

➤ Situation durable ou transitoire :

Soient G_{\max} : ensemble des actions permanents défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanents favorables.

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

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

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

I.6.5. Situations accidentelles :

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

I.6.6. Combinaisons d'action à l'ELS (CBA93 article A.3.3.3)

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.6.7. Combinaisons de calcul

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

$$\text{Situations durables} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situation accidentelles} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \text{ pour les structures auto-stables } \mathbf{RPA99} \text{ (article 5.2)} \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : action permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'action du séisme.

I.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.7.1. BETON

A. Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

A. Les constituants du béton

➤ Le ciment

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

➤ Les granulats

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

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **L'eau de gâchage**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

➤ **Les adjuvants**

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

B. Caractéristiques du béton

➤ **Résistance mécanique à la compression f_{cj}**

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

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

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est en fonction de l'âge du béton. Ces valeurs sont définies par les formules suivantes :

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

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

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

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

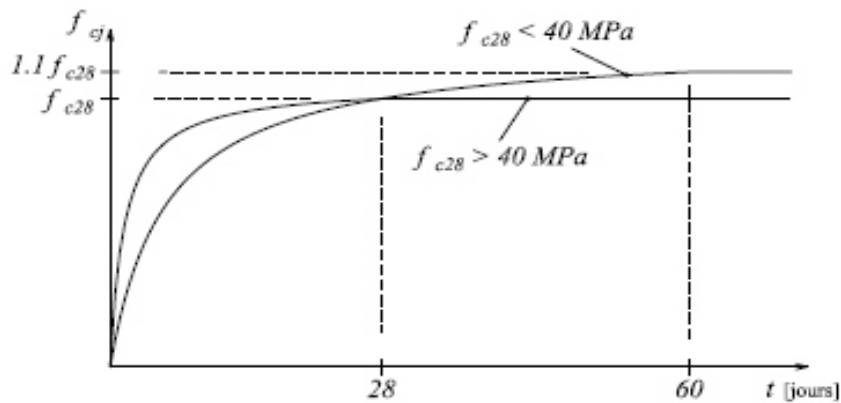


Figure.I.2. Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

➤ **Résistance à la traction f_{tj} :**

la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

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

C. Valeurs de calcul à la compression

• **Contrainte limite à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec θ : coefficient qui tient compte de l'influence négative de la durée d'application de la charge.

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures ;
- ✓ $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24 heures d'où :

$$F_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \text{ situation durable.}$$

$F_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$; situation accidentelle.

➤ **Contrainte limite à l'ELS**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Ce qui donne $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

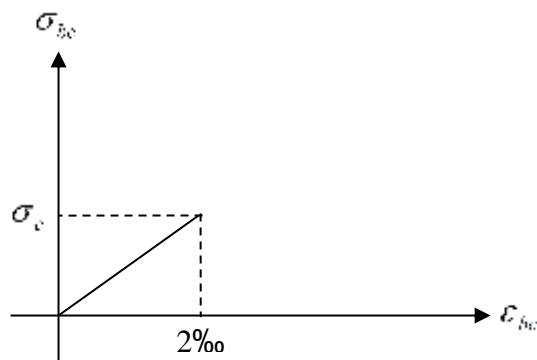


Figure.I.3. Diagramme contrainte-déformation à l'ELS

D. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h=32 \text{ cm}$, $\varnothing = 16 \text{ cm}$) à un essai de compression.

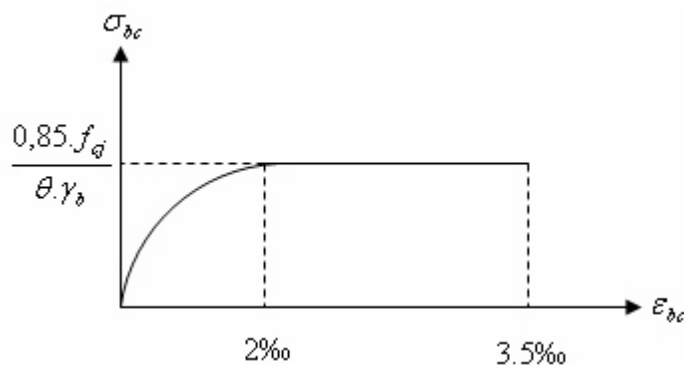


Figure.I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton

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

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

3.5‰: en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc}).$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{C28} / \theta \times \gamma_b$$

E. Module de déformation longitudinale du béton

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} \quad \text{CBA 93 Art (A.2.1.2.1)}$$

• Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}}$

Pour les vérifications courantes : $J > 28$ jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{C28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} \quad \text{CBA Art (A.2.1.2.2)}$$

• Coefficient de Poisson:

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

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

Le module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$\text{À l'ELU } (\nu = 0) \quad \Rightarrow \quad G = 0,5 \times E_{ij}$$

$$\text{À l'ELS } (\nu = 0,2) \quad \Rightarrow \quad G = 0,42 \times E_{ij}$$

F. La contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsque elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

➤ Cas de fissuration peu nuisible :

$$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$$

$$\text{D'où : } \tau_{adm}=3.33\text{MPA}$$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$$

$$\text{D'où : } \tau_{adm}=2.5\text{MPA}$$

I.7.2. ACIERS**A. Définition:**

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, le rôle essentiel des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton et elles sont caractérisées par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

B. Différents types d'aciers:**• Les treillis soudés :**

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

• Les ronds lisses :

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

• Les barres de haute adhérence :

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

C. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau.I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

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

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

D. Contrainte de calcul aux états limites :

à l'Etat Limite Ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$ et $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$

ε_s Allongement relatif

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

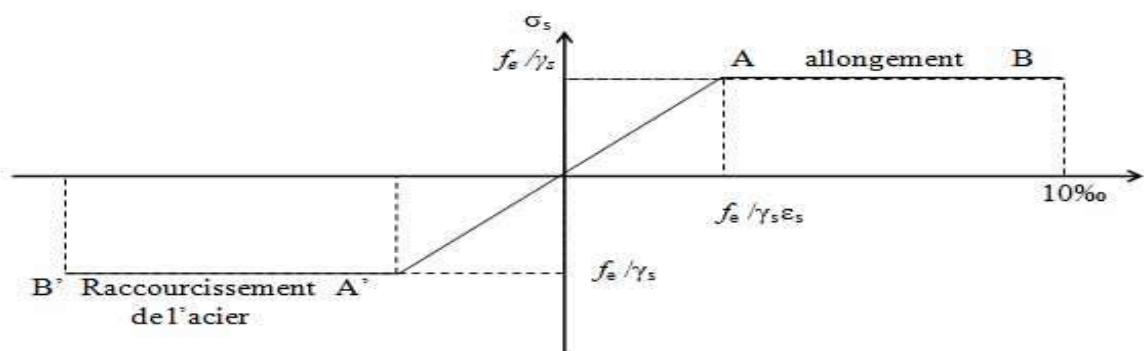


Figure.I.5. Diagramme contrainte déformation.

A L'Etat Limite de Service :

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

Fissuration peu nuisible :

Il n'est y a pas de vérification à faire en d' hors de celle imposé par l'ELU.

Fissuration préjudiciable :

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \text{ [MPa]}$$

Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposé aux milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \text{ [MPa]}$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L
 $\eta = 1.6$ pour l'acier H A

I.8. CONCLUSION

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction.

Chapitre

2

Prédimensionnement

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 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 différentes sollicitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL99, RPA99 version 2003 et le CBA93.

II.2 LES PLANCHER

II.2.1 Définition

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.2 Planchers à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivant :

- ✓ Le critère de la plus petite portée afin de minimiser la flèche.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

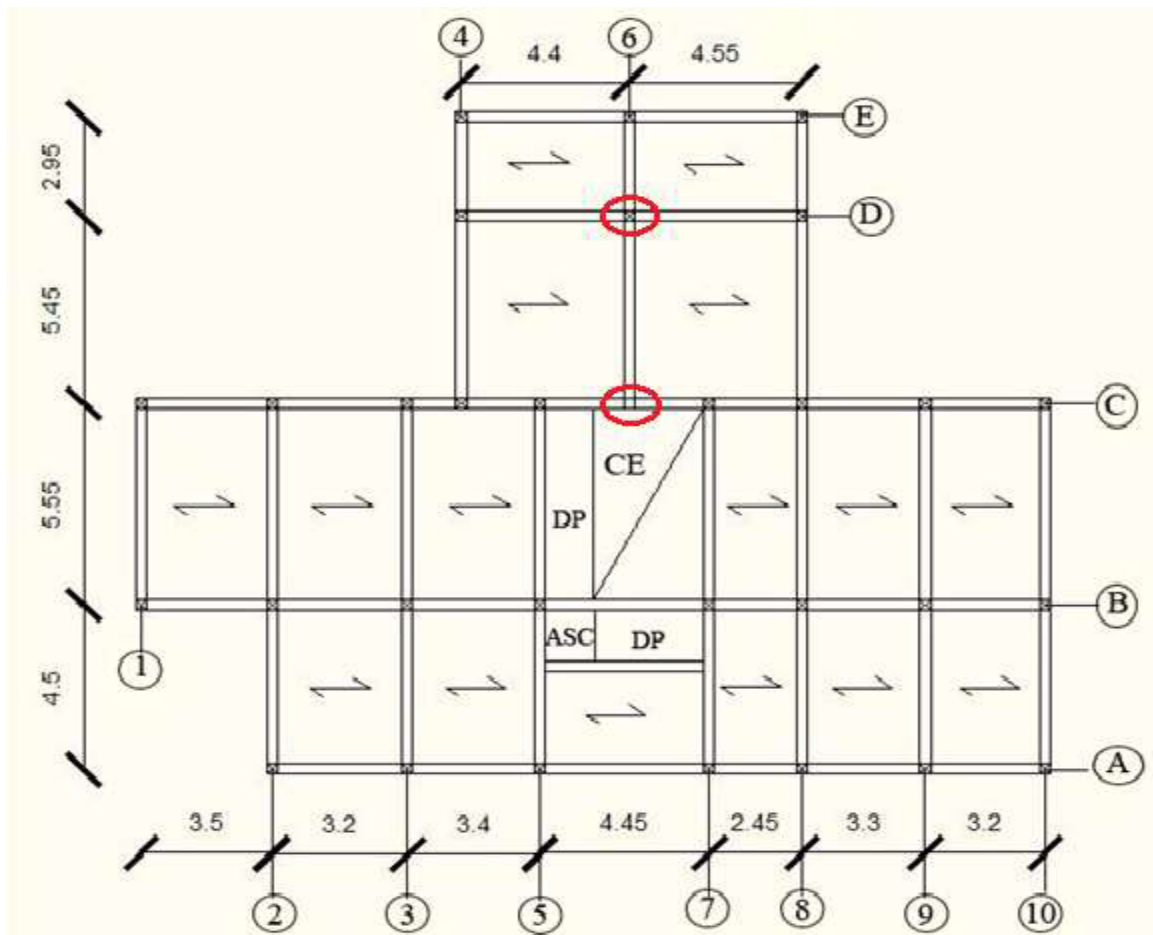


Figure.II.1. Sens de disposition des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4) :

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

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

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22.5} = 18.44 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec hauteur de $(16+4)= 20 \text{ cm}$

$h_t = 20 \text{ cm}$.

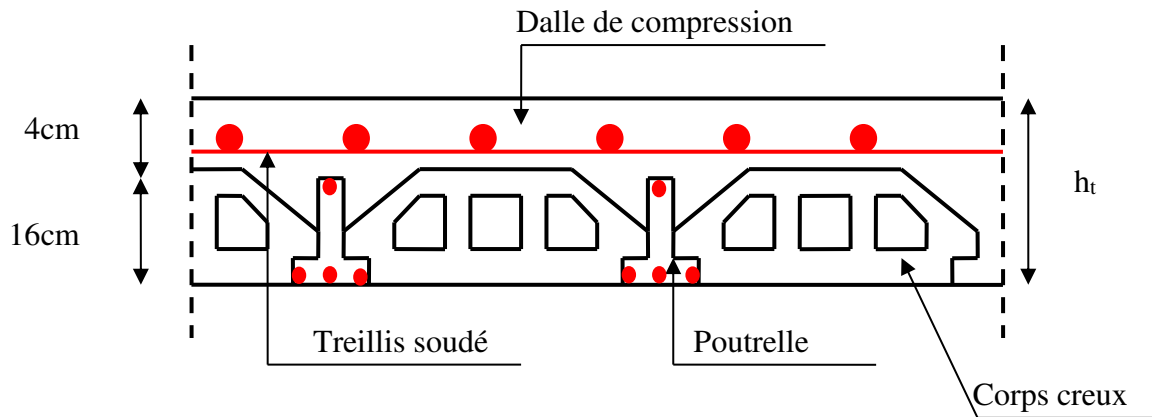


Figure.II.2. Plancher à corps creux.

II.2.2.1 Les poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

h_t : Hauteur du plancher ($h_t= 20 \text{ cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0= 4 \text{ cm}$).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t = (0.4 \text{ à } 0.6) * 20 \text{ cm}.$$

$b_0 = 10 \text{ cm}$.

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{Lx}{2} ; \frac{Ly}{10} \right] \quad \text{où :}$$

Lx : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

Ly : est la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

Dans notre projet, on a : $Lx = 65 \text{ cm}$ et $Ly = 215 \text{ cm}$

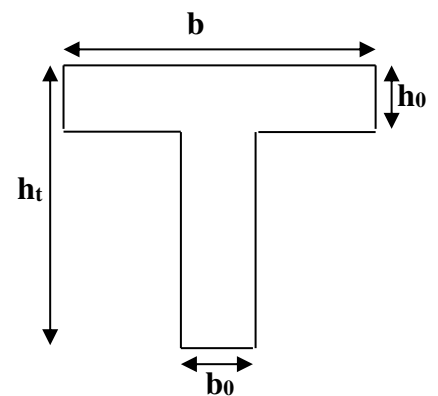


Figure.II.3. Schéma d'une section en T.

Donc on aura

$$\frac{(b - 10)}{2} \leq \min \left[\frac{65}{2} ; \frac{215}{10} \right] = \min(32.5, 21.5)$$

Ce qui donne : $b \leq 53$ cm

On opte pour : $b = 50$ cm.

II.2.3 Dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de trois critères :

1. Critère de résistance à la flexion : RPA99/2003

- ✓ Dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- ✓ Dalle sur deux appuis avec $\rho \leq 0.4$: $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- ✓ Dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho > 0.4$: $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

2. Critère de résistance au feu : CBA 93

- ✓ Pour une heure de coupe-feu : $e \geq 7$ cm
- ✓ Pour deux heures de coupe-feu : $e \geq 11$ cm
- ✓ Pour quatre heures de coupe-feu : $e \geq 17.5$ cm

3. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre structure nous avons deux types de dalles pleines.

II.2.3.1 Dalles pleines (Balcons)

- ✓ **Dalle sur 3 appuis :**

$$Lx = 120 \text{ cm} \quad Ly = 515 \text{ cm}$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \implies 2.67 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

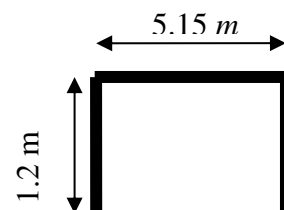


Figure.II.4. Dalle sur trois appuis.

✓ Dalle sur 2 appuis :

$L_x = 120 \text{ cm}$ $L_y = 275 \text{ cm}$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 2.44 \text{ cm} \leq e \leq 2.75 \text{ cm}$

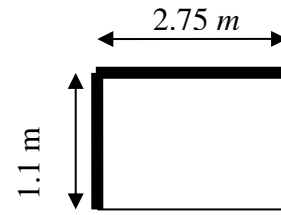


Figure.II.5. Dalle sur deux appuis.

✓ Dalle sur 1 appui :

$L_x = 120 \text{ cm}$ $L_y = 220 \text{ cm}$

$e \geq \frac{L_x}{20} \implies e \geq \frac{120}{20} \implies e \geq 6$

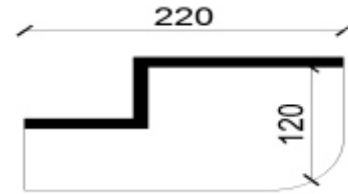


Figure.II.6. Dalle sur un appui.

On voit que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur trois appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$

II.2.3.2 Dalles pleines dans les planchers

✓ Dalle sur 3 appuis :

$L_x = 140 \text{ cm}$ $L_y = 515 \text{ cm}$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 3.11 \text{ cm} \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$

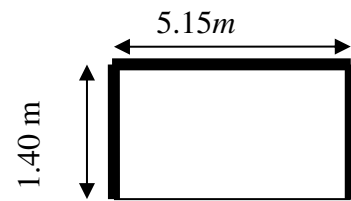


Figure.II.7. Dalle sur trois appuis.

✓ Dalle sur 2 appuis :

$L_x = 150 \text{ cm}$ $L_y = 275 \text{ cm}$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 3.33 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$

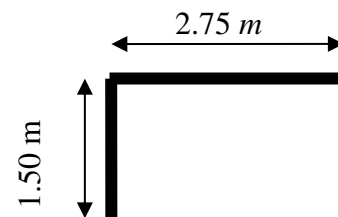


Figure.II.8. Dalle sur deux appuis.

✓ Dalle sur 4 appuis :

$L_x = 255 \text{ cm}$ $L_y = 410 \text{ cm}$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 2.22 \text{ cm} \leq e \leq 2.5 \text{ cm}$

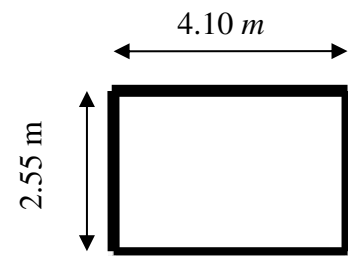


Figure.II.9. Dalle sur 4 appuis.

Pour les dalles pleines dans les planchers il y a aussi le critère de l'isolation phonique. Donc on opte **e=15cm**.

II.3 Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux. On distingue deux types de poutres, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

II.3.1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

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

L_{\max} : la longueur maximale entre les nus d'appuis de la poutre considérée :

La longueur b est définie forfaitairement

$$L_{\max} = 515 \text{ cm.}$$

$$\frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \Rightarrow 34.33\text{cm} \leq h \leq 51,5\text{cm}$$

Soit : h = 40 cm et b = 35 cm.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Donc on opte pour la section de (b×h) = (35×40) cm²

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

RPA (Article 7.5.1)

$$h / b \leq 4$$

$$b = 35\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 40/35 = 1.14 \leq 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.3.2 Poutres secondaires :

Ce sont des poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

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

L_{\max} : la longueur maximale entre les nus d'appuis de la poutre considérée :

La longueur b est définie forfaitairement

$$L_{\max} = 425 \text{ cm.}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Donc on opte pour la section de $(b \times h) = (30 \times 35)$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

RPA (Article 7.5.1)

$$h/b \leq 4$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 35/30 = 1.17 \leq 4$$

Tout les conditions sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres principales une section de

$$b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

II.4 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA 99 / version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

- ✓ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{25} ; 15\text{cm} \right]$
- ✓ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{22} ; 15\text{cm} \right]$
- ✓ Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{20} ; 15\text{cm} \right]$

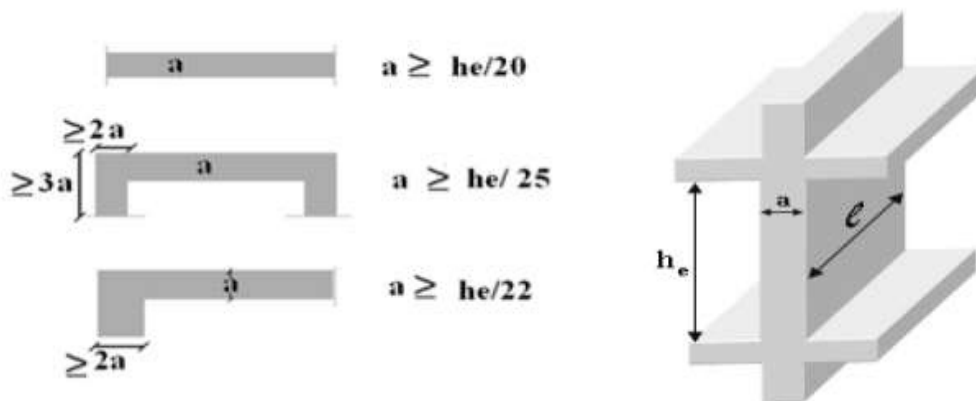


Figure.II.10. Section réduite du voile.

Pour contreventer notre structure, nous avons opté pour des voiles à abouts libres. La hauteur d'étage étant de 2.86m

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

On adopte : **e = 15 cm** pour tous les niveaux

Vérification

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L \geq 4 e \quad \rightarrow \quad L \geq 80 \text{ cm}$$

Soit : **L = 100 cm.**

Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une bonne résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✓ Reprendre les charges verticales, et horizontales selon les taux spécifiés dans le RPA.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

II.5 L'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.

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit

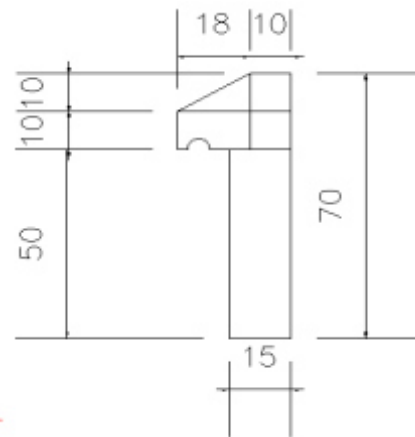


Figure.II.11. Schéma statique de l'acrotère.

- Charge vertical dû au poids propre

Tableau.II.1. charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (e=2cm)	G _{total} (KN/ml)
70	15	0.1212	3.03	0.4	3.43
La charge totale estimée est : G=3.43KN/ml.					
La charge d'exploitation est : Q=1.00 KN/ml. DTR B.C.2.2.					

- Charge horizontale (charge sismique)

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

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

Avec : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8

W_p : Poids de l'élément considéré.

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

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 3.34 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.43 \implies F_p = 1.65 \text{ KN.}$$

II.6 Escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Soient :

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

Escalier de type deux volés :

Hauteur d'étage : 3.06 m

Selon la condition de

BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

g : giron de la marche avec

$$g \geq 23\text{cm}$$

$$n \times h = H \quad h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{l}{n-1}$$

Si on pose $2h+g=64\text{cm}$, on remplace h et g par leur expression en fonction de n , on obtiendra :

$$64n^2 - (64+2h+l).n + 2h = 0$$

$$64n^2 - (64+2.153+240)n + 2.153 = 0$$

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

$$\sqrt{\Delta} = 542$$

$$n=9$$

$$\text{donc : } g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{contre-marche}} = \frac{153}{8} = 17 \text{ cm}$$

$$L' = \sqrt{153^2 + 270^2} \quad L' = 310 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_{\text{palier1}} + L_{\text{palier2}} \quad L = 565 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$18.83\text{cm} < e < 28.25\text{cm}$ on prend $e = 20\text{cm}$.

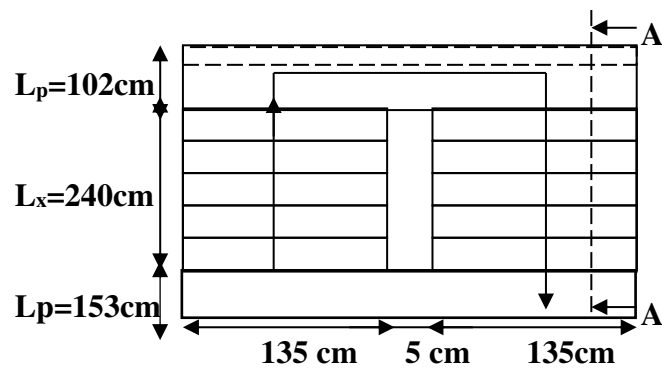
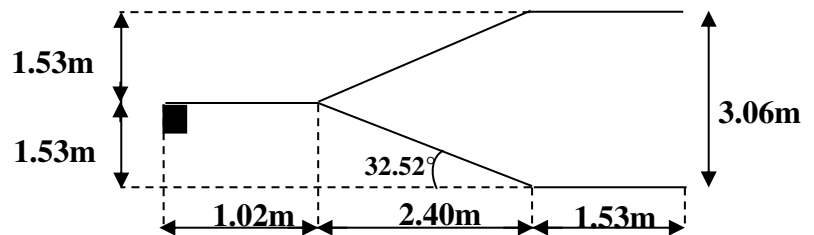


Figure.II.12. Vue en plan de l'escalier



Coupe A-A

II.7 Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires ou circulaires, Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

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

- Les exigences de RPA
- $\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b,h) \geq h_e/20 \text{ cm}$. Pour un poteau rectangulaire
- $0.25 < b/h < 4.0$
- $D \geq 30 \text{ cm}$ pour un poteau circulaire

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

RDC- étage 1 : $55 \times 55 \text{ cm}^2$.

Etages 2-3: $50 \times 50 \text{ cm}^2$.

Etages 4-5 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.

Etages 6,7 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Etages 8-10 : $35 \times 35 \text{ cm}^2$.

II.8 Evaluation des charges et surcharges :

○ Plancher terrasse inaccessible :

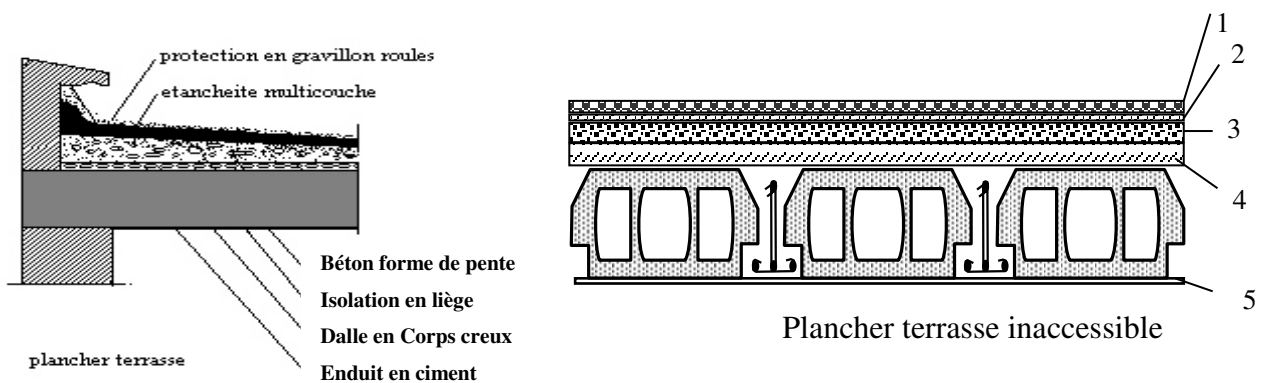


Figure.II.13. Schéma du plancher terrasse inaccessible

Tableau.II.2. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité	Poids (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	4	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	2	/	0.12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit en ciment	2	18	0.36
Plancher à corps creux		(16+4)	/	2,85
Charge permanente totale				G = 6,49
Surcharge d'exploitation				Q = 1,00

○ Plancher étage courant :

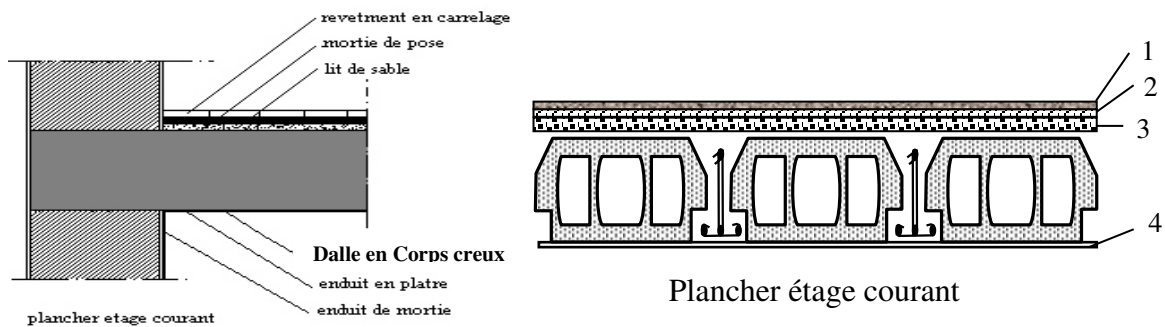


Figure.II.14. Schéma du plancher étage courant

Tableau.II.3. Évaluation des charges du plancher.

	Désignation des éléments	épaisseur	Densité	Poids
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Dalle en corps creux		(16+4)	/	2,85
Cloison de séparation		10	10	1
Charge permanente totale				G = 5.25
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

○ Dalle pleine dans le plancher :

Tableau.II.4. Evaluation des charges dans les dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit en plâtre	0.02	0.2
La charge permanente		G=5.15 KN/m²
La charge d'exploitation		Q=1.5KN/m²

○ Balcon :

Tableau.II.5. Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.12	3
Enduit en plâtre	0.02	0.2
La charge permanente		G=4.4 KN/m²
La charge d'exploitation		Q=3.5KN/m²

○ Cloisons extérieures :

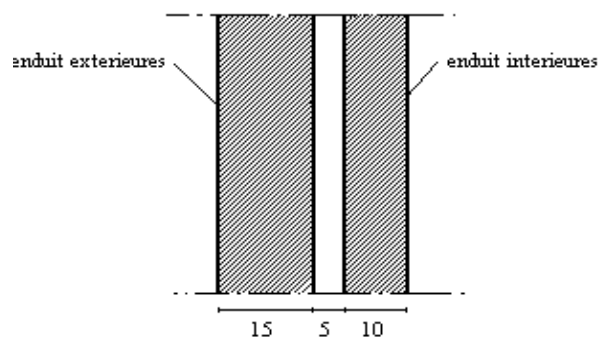


Figure.II.15. Schéma des cloisons extérieures.

Tableau.II.6. Évaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0,9
Brique creuse	15	9	1,35
Enduit extérieur en ciment	2	18	0,36
Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 2,81

○ **Les escaliers :**

➤ **Palier :**

Tableau.II.7. Evaluation des charges de palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
<i>Carrelage</i>	0.02	0.44
<i>Mortier de pose</i>	0.02	0.4
<i>Lit de sable</i>	0.02	0.36
<i>Palier</i>	0.20	5
<i>Enduit de ciment</i>	0.02	0.28
<i>La charge permanente</i>		G=6.48 KN/m²
<i>La charge d'exploitation de l'escalier</i>		Q=2.5KN/m²

➤ **Volée :**

Tableau.II.8. Evaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale + vertical	0.03	0.69
Mortier de pose horizontale	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	0.02	0.4
Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.2/cos(32.51)	5.93
Enduit de ciment	0.02	0.36
La charge permanente		G=9.65KN/m²
La charge d'exploitation		Q=2.5 KN/m²

○ **Les voiles :**

Tableau.II.9. *Evaluation des charges des voiles*

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Mur de refend en Béton armé	25	0.2	5
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
<i>La charge permanente</i>			G= 5.30 KN/m²

○ **L'ascenseur :**

Un ascenseur est un appareil mécanique assurant le déplacement des personnes et des objets en haut et/ou en bas sur des niveaux définis d'une construction, notre ascenseur est placé à l'intérieur.

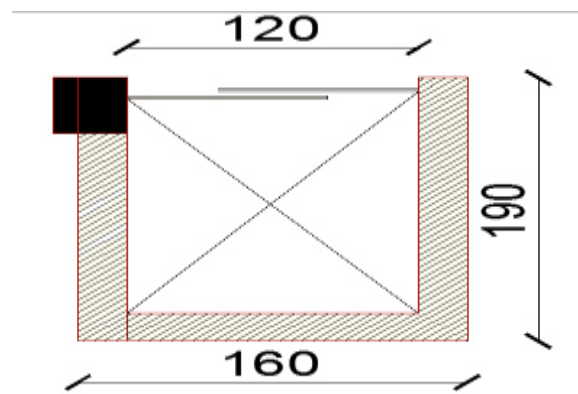


Figure.II.16. *Schéma statique de l'ascenseur.*

Caractéristique de l'ascenseur :

Tableau.II.10. *Caractéristique de l'ascenseur.*

Charge/Capacité	Vitesse	1.6 m/s
	Personnes	8
	Charge Q	6.3 KN
Cabine	largeur	190 cm
	langueur	160 cm
	PL : passage libre	120 cm
	Masse de la cabine avec sa charge maxi	100 KN
	HC : Hauteur intérieure	2.1 m
Accès	Accessibilité	Publique et personnes
	Nombre d'accès	1
Moteur	P _m : puissance mécanique nominale	6.8 KW
	M _m : masse	15 KN

II.9 Les poteaux :

II.9.1 Poids des poteaux

$$G=b \times h \times 25 \times h_{pot}$$

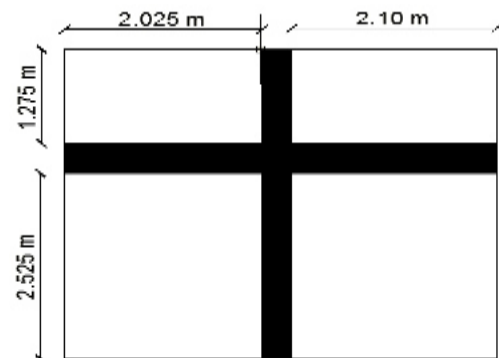
Tableau.II.11. Evaluation des charges de différentes sections de poteaux.

	RDC-étage 1	Etages 2-3	Etages 4-5	Etages 6-7	Etages 8-10
Section (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
Hauteur (m)	3.06+3.06	3.06+3.06	3.06+3.06	3.06+3.06	3.06+3.06+3.06
Poids (KN)	23.14+23.14	19.13+19.13	15.49+15.49	12.24+12.24	9.37+9.37+9.37

Type 1 :

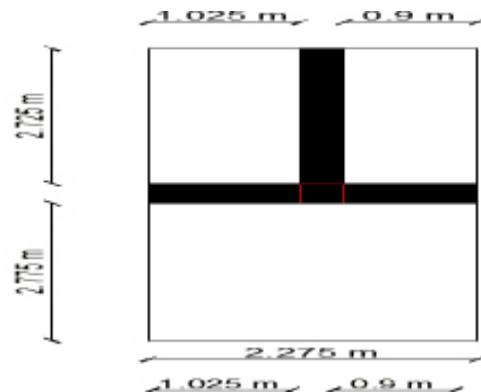
- Calcul des surfaces afférentes :

✓ Surface afférente d'autre étage
 $S = (1.275 + 2.525) \times (2.025 + 2.10)$
 $S = 15.675 \text{ m}^2$

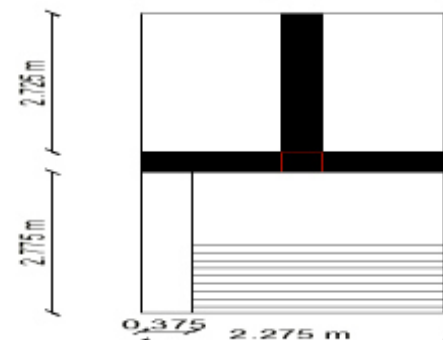


Type 2

- Surface afférente *terrasse inaccessible*
 $S = 2.725 \times (1.025 + 0.90) + 2.775 \times 2.275$
 $S = 11.559 \text{ m}^2$



- Surface afférente d'autre étage
 $S_{cc} = 2.725 \times (1.025 + 0.90)$
 $S_{cc} = 5.246 \text{ m}^2$
 $S_{dp} = 0.375 \times 2.775$
 $S_{dp} = 1.041 \text{ m}^2$
 $S_{escalier.p} = 1.9 \times 1.45$
 $S_{escalier.p} = 2.755 \text{ m}^2$
 $S_{escalier.v} = 1.9 \times 1.325$



$S_{\text{escalier}} = 2.517 \text{ m}$

II.10 Descente de charges :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

✓ **La loi de dégression :**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, comme c'est le cas de notre structure, la loi de dégression ci-dessous est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + Q + 0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservé pour les étages inférieurs suivants.

$Q_0 = 15.87 \text{ KN}$.

$Q = 23.81 \text{ KN}$.

$G_{1.10} = 15.87 * 5.25 = 83.32 \text{ KN}$.

Tableau.II.12. Les charges revenant au poteau D6 .

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
N11	Plancher terrasse	101.73	15.87
	Poutres	24.13	
	Poteaux	9.37	
	Σ	135.23	15.87
N10	N10	135.23	15.87
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	9.37	

	Σ	252.05	39.68
N9	N9	252.05	39.68
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	9.37	
	Σ	368.87	61.10

N8	N8	368.87	61.10
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	12.24	
	Σ	488.56	80.144
N7	N7	488.56	
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	12.24	
	Σ	608.25	96.807
N6	N6	608.25	
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	15.49	
	Σ	731.19	111.09
N5	N5	731.19	
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	15.49	
	Σ	854.13	122.993
N4	N4	854.13	
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	19.13	
	Σ	980.71	134.895

N3	N3	980.71	
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	19.13	
	Σ	1107.29	146.798
N2	N2	1107.29	
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	23.14	
	Σ	1237.88	158.70
N1	N1	1237.88	
	Plancher Corps creux	83.32	23.81
	poutres	24.13	
	poteaux	23.14	
	Σ	1368.47	170.603

Tableau.II.13. Les charges revenant au poteau C6.

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
N10	Plancher terrasse	75.018	11.559
	Poutres	14.591	
	Poteaux	9.37	
	Σ	98.979	11.559
N9	N10	98.979	11.559
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	9.37	
	Escalier	42.141	13.18
Σ	197.984	34.14	
N8	N9	197.984	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	12.24	
	Escalier	42.141	13.18
Σ	299.859	56.721	

N7	N8	299.859	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	12.24	
	Escalier	42.141	13.18
	Σ	401.734	78.302
N6	N7	401.734	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	15.49	
	Escalier	42.141	13.18
	Σ	506.859	101.883
N5	N6	506.859	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	15.49	
	Escalier	42.141	13.18
	Σ	611.984	124.464
N4	N5	611.984	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	19.13	
	Escalier	42.141	13.18
	Σ	720.749	147.045
N3	N4	720.749	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	19.13	
	Escalier	42.141	13.18
	Σ	829.514	169.626

N2	N3	829.514	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	23.14	
	Escalier	42.141	13.18
	Σ	942.289	192.207

N1	N2	942.289	
	Plancher	32.903	9.401
	poutres	14.591	
	poteaux	23.14	
	Escalier	42.141	13.18
	Σ	1055.064	214.788

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité ; on a trouvé que le poteau D6 est le plus sollicité sous charges verticale

$$G=1368.47 \text{ KN}$$

$$Q=170.603 \text{ KN}$$

$$Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Nu = 1.35 \times 1368.47 + 1.5 \times 170.603 = 2103.339 \text{ KN}$$

$$Nu= 2103.339 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (art .13.8.1.1)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu à 10%, telle que :

$$Nu=1.1 \times (1.35G+1.5Q)$$

$$Nu=1.1 \times (1.35 \times 1368.47 + 1.5 \times 170.603)$$

$$Nu= 2313.6729 \text{ KN}$$

II.11 Vérification

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec B: section du béton

$$B \geq Nu / (0.6 * f_{c28}) \Rightarrow B_{calculé} = \frac{2486.139 \times 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.166 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.55 * 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

Donc $B > 0.166$c'est vérifié.

Tableau.II.14. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	Nu	Section	Condition B > B calculé		Observation
			B	Bcalculé	
RDC-1	2486.139	55*55	0.3025	0.166	vérifier
Etage 2,3	2098.117	50*50	0.25	0.140	Vérifier
Etage 4,5	1474.663	45*45	0.2025	0.098	Vérifier
Etage 6,7	1065.908	40*40	0.16	0.071	Vérifier
Etage 8,9,10	651.097	35*35	0.1225	0.043	Vérifier

• **Vérification de flambement**

D’après le (CBA93),on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{(0.9 \cdot \gamma_b) + (As \cdot f_e) / \gamma_s} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 (art.B.8.2.1)}$$

Br : section réduite du béton ;

As : section des armatures ;

γ_b : coefficient de sécurité de béton ;

γ_s : coefficient de sécurité des aciers ;

α : coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.88 = 2.002m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{2.002}{0.159} = 12.591 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.591}{35}\right)^2} = 0.829$$

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

a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette

D'après le BAEL91: $A_s = 1\% B_r$

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

$$B_{rcal} = \frac{2486.139}{0.829 \times \left[\frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{400 \times 10^3}{100 \times 1.15} \right]} = 0.136 m^2$$

$$\text{Nous avons } B_r = (0.55 - 0.2) \times (0.55 - 0.2) = 0.281 m^2$$

$B_r = 0.281 m^2 > B_{rcal} = 0.136 m^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau.II.15. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	Nu	Section	Condition B > B calculé		Observation
			B	B _{calculé}	
RDC-1	2486.139	55*55	0.3025	0.136	vérifier
Etage,2,3	2098.117	50*50	0.25	0.115	Vérifier
Etage 4,5	1474.663	45*45	0.2025	0.081	Vérifier
Etage 6,7	1065.908	40*40	0.16	0.058	Vérifier
Etage 8,9,10	651.097	35*35	0.1225	0.036	Vérifier

Vérification des conditions de RPA

Min (b,h) ≥ 25cm.....(1)

Min (b,h) ≥ h_c/20.....(2)

1/4 ≤ b/h ≤ 4.....(3)

Le tableau suivant résume la vérification du RPA pour les différents poteaux

Tableau.II.16. Vérification des conditions de RPA.

Niveau	Section	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)	observation
RDC-1	55*55	55 ≥ 25	55 ≥ 14.4	1/4 ≤ 1 ≤ 4	vérifier
Etage 2,3	50*50	50 ≥ 25	50 ≥ 14.3	1/4 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
Etage 4,5	45*45	45 ≥ 25	45 ≥ 14.3	1/4 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
Etage 6,7	40*40	40 ≥ 25	40 ≥ 14.3	1/4 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
Etage 8,9,10	35*35	35 ≥ 25	35 ≥ 14.3	1/4 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier

II.12 Conclusions

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant-projet en répondant aux exigences données par le RPA99 version 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (20+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 15 cm pour les planchers, 12 cm pour les balcons, 20cm pour volées d'escaliers et les paliers de repose d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnées, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 15 cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (35×40) cm pour les principales et (30×35) cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudié à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicité, en se referant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (D6). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

RDC et 1^{er} étages: 55 x 55 cm².
2^{eme} et 3^{eme} étages : 50 x 50 cm².
4^{eme} et 5^{eme} étages: 45 x 45 cm².
6^{eme} et 7^{eme} étages : 40 x 40 cm².
8 à 10^{eme} étages :35 x 35 cm².

Chapitre

3

Etude des éléments secondaires

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans une construction nous avons des éléments principaux et des éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

III.2 Etudes du plancher

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleins.

III.2.1 Plancher à corps creux

III.2.1.1 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles sont des poutres continues sur plusieurs appuis. Leur calcul s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ **Méthode forfaitaire [BAEL 91/99]**

Les conditions d'applications de la méthode Sont les suivantes :

- la charge d'exploitation modérer : $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre
- le rapport entre deux portées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (F.P.N)

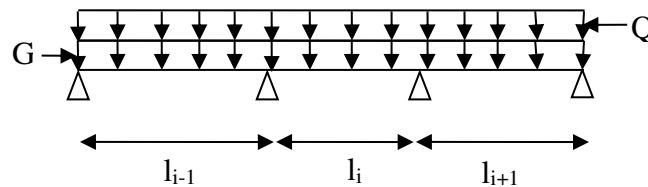


Figure.III.1. Schéma statique d'une Poutre continue.

➤ **Evaluation des moments**

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

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

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

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

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

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

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

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

- $0.60 \cdot M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- $0.50 \cdot M_0$ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.40 \cdot M_0$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

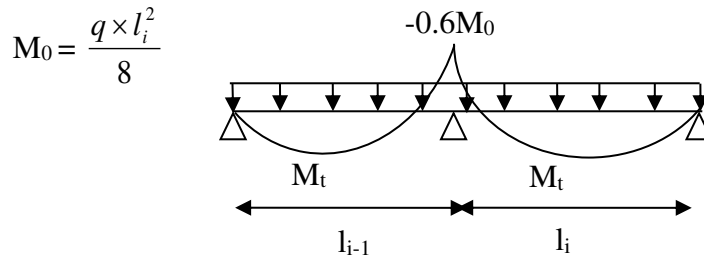


Figure.III.2. Moments sur une poutre à deux travées.

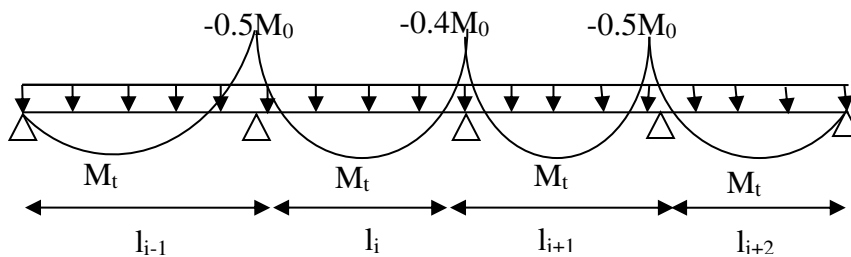


Figure.III.3. Moments sur une poutre à plus de deux travées

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive). L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

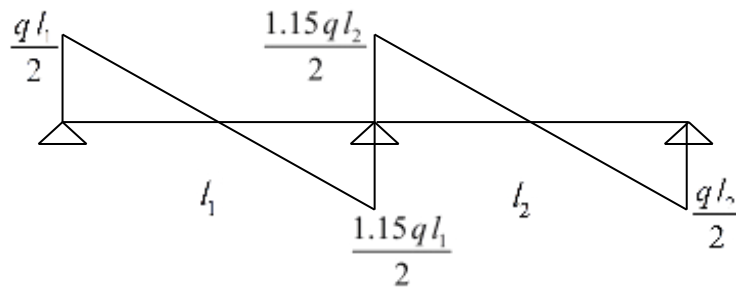


Figure.III.4. Evaluation des efforts tranchants d'une poutre a deux travées.

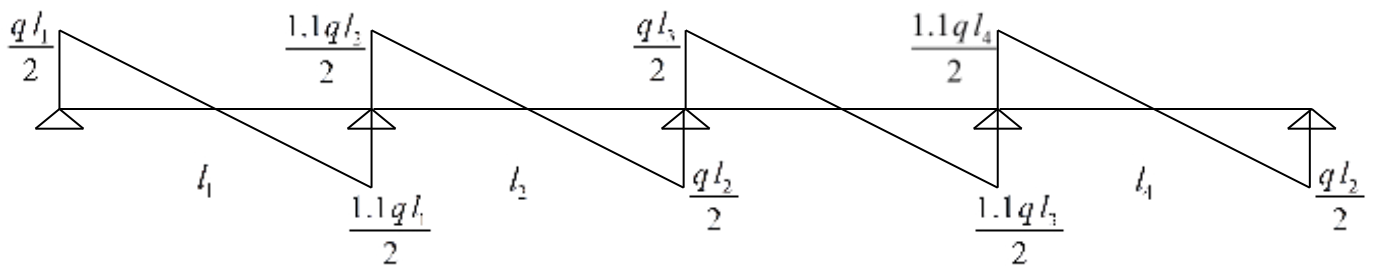


Figure.III.5. Evaluation des efforts tranchants d'une poutre a plus deux travées

❖ La méthode de Caquot

➤ Condition d'applications :

Cette méthode est appliquée essentiellement au plancher à surcharge élevé c'est -à-dire : $Q > \min (2G ; 5KN/m^2)$.

➤ Principe de la méthode :

Elle est basée sur la méthode des 3 moments que Caquot a adapté aux éléments en béton armé, on prend en considération les deux points suivant :

- La variation du moment d'inertie de la poutre continue d'une travée à une autre due à la variation de la longueur de la table de compression ;
- L'amortissement de l'effet des chargements des poutres en béton armé.

➤ Evaluation des moments

Moment en appuis :

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

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

Moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \cdot \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \cdot \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \cdot (L - X) \cdot M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \cdot \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \cdot X + q \cdot \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \cdot L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

Evaluation des efforts tranchants :

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

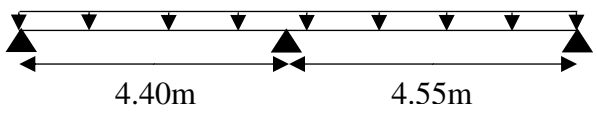
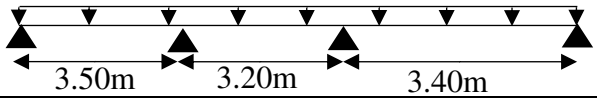
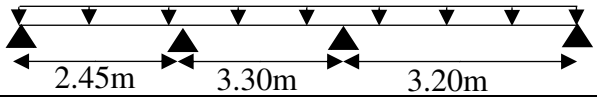
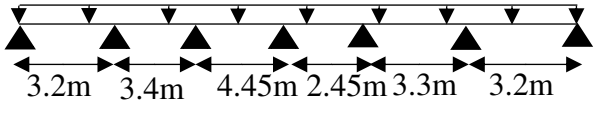
$$V_0 = \pm \frac{ql}{2}$$

Remarque :

Si la condition 2,3 ou 4 des conditions forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Dans ce cas, les calculs sont faits de la même manière que la méthode de Caquot, sauf au niveau des appuis les moments sont calculés on remplaçant (G) par (G') avec : G'=2/3*G.

Tableau.III.1. Les différents types de poutrelles

Poutrelles	Charges (KN/m ²)	Type	Schéma statique
RDC & Etages courants	G=5.21 Q=1.5	Type 1	
		Type 2	
		Type 3	
		Type 4	

Etage 6	G5.21 Q=1.5	Type 1	
		Type 2	
		Type 3	
		Type 5	
		Type 6	
Etage 7	G=5.21 Q=1.5	Type 1	
	G=6.49 Q=1	Type 2	
	G=6.49 Q=1	Type 3	
	G=6.49 Q=1	Type 7	
Etage 8	G=5.21 Q=1.5	Type 1	
		Type 8	
Etage 9	G=5.21 Q=1.5	Type 1	
		Type 9	
	G=6.49 Q=1	Type 10	
Etage 10	G=6.49 Q=1	Type 1	

➤ **Calcul des sollicitations**

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 1 et 3 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

❖ **Exemple de calcul pour l'étage courant :**

➤ **Type 1 (deux travées).**

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$

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

$L_0 = 0.65 \text{ m}$

➤ **A l'ELU**

$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times L_0$

l_0 : entre axe de deux poutrelles successives.

$q_u = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.034 \text{ KN/m}^2$.

➤ **A l'ELS**

$q_s = (G + Q) \times L_0$

$q_s = (5.21 + 1.5) \times 0.65 = 4.362 \text{ KN/m}^2$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.42 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$vérifié.
- 2) les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié.
- 3) la fissuration est peu nuisible.....vérifié.
- 4) $4.40/4.55 = 0.97$vérifié.

Les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

❖ **Calcul des sollicitations**

✓ **Les moments isostatiques**

A l'ELU

Travée AB : $M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = 14.602 \text{ KN.m}$

Travée Bc : $M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8} = 15.615 \text{ KN.m}$

A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = 10.556 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_s l_2^2}{8} = 11.288 \text{ KN.m}$$

✓ **En appuis**

Appui de rive :

$$M_a = M_c = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 * M_0$

A l'ELU

$$M_a = M_c = -0.15 \times 15.615 = -2.342 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_a = M_c = -0.15 \times 11.288 = -1.693 \text{ KN.m}$$

Appui intermédiaire :

A l'ELU

$$M_b = -0.6 * M_{02} = -0.6 \times 15.615 = -9.369 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_b = -0.6 \times M_{02} = -0.6 \times 11.288 = -6.773 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.224$$

$$\alpha = 0.224 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0672 & \text{travée intermédiaire} \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2672 & \text{travée de rive} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05) M_0 \dots \dots (1)$$

$$\text{T.R} \quad \left[\begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots \dots (1) \end{array} \right.$$

$$\text{T.I} \quad \left[\begin{array}{l} M \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

A l'ELU**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \quad M_t \geq 1.0672 \times 14.602 - \frac{9.369}{2} = 10.899 \text{KN.m} \\ (2) \quad M_t \geq \frac{1.2672}{2} \times 14.602 = 9.252 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Entre (1) et (2) on prend le max défavorable

Soit : $M_t = 10.898 \text{ KN.m}$.

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \quad M_t \geq 1.0672 \times 15.615 - \frac{9.369}{2} = 11.980 \text{KN.m} \\ (2) \quad M_t \geq \frac{1.2672}{2} \times 15.615 = 9.894 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Entre (1) et (2) on prend le max défavorable

Soit : $M_t = 11.980 \text{ KN.m}$

A l'ELS**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \quad M_t \geq 1.0672 \times 10.556 - \frac{6.773}{2} = 7.879 \text{KN.m} \\ (2) \quad M_t \geq \frac{1.2672}{2} \times 6.773 = 4.291 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Entre (1) et (2) on prend le max défavorable

Soit : $M_t = 7.879 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \quad M_t \geq 1.0672 \times 11.288 - \frac{6.773}{2} = 8.660 \text{KN.m} \\ (2) \quad M_t \geq \frac{1.2672}{2} \times 11.288 = 7.152 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Entre (1) et (2) on prend le max défavorable

Soit : $M_t = 8.660 \text{ KN.m}$.

❖ Les efforts tranchants

À L'ELU

Travée A-B :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.034 \times 4.4}{2} = 13.275 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -15.266 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{6.034 \times 4.55}{2} = 15.786 \text{ KN} \\ V_C = \frac{6.034 \times 4.55}{2} = -13.727 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Type 3 (trois travées).

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$l_0 = 0.65 \text{ m}$$

A l'ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0$$

l_0 : entre axe de deux poutrelles successives.

$$q_u = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7.009 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times l_0$$

$$q_s = (5.21 + 2.5) \times 0.65 = 5.012 \text{ KN/m}^2$$

1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.42 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$vérifié.
- 2) les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié.
- 3) la fissuration est peu nuisible.....vérifié.
- 4) $2.45/3.30 = 0.97$ n'est pas vérifié.

La condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée.

❖ **Calcul des sollicitations**✓ **En appuis**

$$G' = 2/3G = 2/(3 \times 5.21) = 3.473 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU

$$q_u = (1.35G' + 1.5Q) \times l_0$$

$$q_u = (1.35 \times 3.473 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 5.485 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS

$$q_s = (G' + Q) \times l_0$$

$$q_s = (3.473 + 2.5) \times 0.65 = 3.882 \text{ KN/m}^2$$

Appui de rive

$$M_a = M_d = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 \times M_0$

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 7.466 \text{ KN.m} ; M_a = M_d = -0.15 \times 7.466 = -1.120 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 5.284 \text{ KN.m} ; M_a = M_d = -0.15 \times 5.284 = -0.793 \text{ KN.m}$$

➤ **Appui intermédiaire**

En calcule pour l'appui B et C

$$\text{EIU : } M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

$$q_g = q_d = q_u = 5.485 \text{ KN.m}$$

$$L'_g = L_g = 2.45 \text{ m}$$

$$L'_d = 0.8L_d = 2.64 \text{ m}$$

$$M_{bu} = -4.197 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

$$q_g = q_d = q_u = 3.882 \text{ KN.m}$$

$$L'_g = L_g = 2.45 \text{ m}$$

$$L'_g = 0.8L_d = 2.64 \text{ m}$$

$$M_{bs} = -2.971 \text{ KN.m}$$

Appui c:

$$\text{ELu: } M_{cu} = -5.654 \text{ KN.m} \quad ; \quad \text{ELs: } M_{cs} = -4.003 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

A l'ELU

Travée AB :

$$x_0 = \left[\frac{-4.197}{2.45 \times 7.009} \right] + \frac{2.45}{2} = 0.981 \text{ m}$$

$$M_{AB}^t = \frac{7.009 \times 0.981}{2} \times (2.45 - 0.981) - 4.197 \times \left(\frac{0.981}{2.45} \right) = 3.37 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_{AB}^t = \frac{5.012 \times 0.981}{2} \times (2.45 - 0.981) - 2.971 \times \left(\frac{0.981}{2.45} \right) = 2.422 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\text{A l'ELU : } M_{bc}^t = 4,629 \text{ KN.m} \quad ; \quad \text{A l'ELS: } M_{bc}^t = 3,345 \text{ KN.m} \quad ; \quad X_0 = 1,587 \text{ m}$$

Travée CD:

$$\text{A l'ELU : } M_{cd}^t = 6,367 \text{ KN.m} \quad ; \quad \text{A l'ELS: } M_{cd}^t = 4,57 \text{ KN.m} \quad ; \quad X_0 = 1,852 \text{ m}$$

❖ Les efforts tranchants

Travée AB :

$$V_A = \frac{7.009 \times 2.45}{2} - \frac{4.197}{2.45} = 6.873 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{7.009 \times 2.45}{2} - \frac{-4.197}{2.45} = -10.30 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{7.009 \cdot 3.3}{2} + \frac{-5.654 + 4.197}{3.3} = 11.123 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{7.009 \cdot 3.3}{2} + \frac{-5.654 + 4.197}{3.3} = -12.006 \text{KN}$$

Travée CD :

$$V_c = \frac{7.009 \cdot 3.2}{2} + \frac{5.654}{3.2} = 12.981 \text{KN}$$

$$V_d = \frac{-7.009 \cdot 3.2}{2} + \frac{5.654}{3.2} = -9.448 \text{KN}$$

❖ *Plancher étage courant.*

Tableau.III.2. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (1)	Travée	L (m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	A-B	4.40	6.034	14.60	-2.35	-9.369	10.899	13.27	-15.26
	B-C	4.55	6.034	15.61	-9.37	-2.342	11.98	15.79	-13.73
ELS	A-B	4.40	4.362	10.56	-1.69	-6.773	7.88		
	B-C	4.55	4.362	11.29	-6.77	-1.693	8.66		

Tableau.III.3. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (2)	Travée	L m	q _u KN/ m	M ₀ KN.m	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	A-B	3.5	6.034	9.24	-1.38	-4.62	7.551	10.56	-11.61
	B-C	3.2	6.034	7.72	-4.62	-4.36	4.122	10.62	-10.62
	C-D	3.4	6.034	8.72	-4.36	-1.37	7.125	11.28	-10.26
ELS	A-B	3.5	4.362	6.68	-1.00	-3.34	5.458		
	B-C	3.2	4.362	5.58	-3.34	-3.15	2.979		
	C-D	3.4	4.362	6.30	-3.15	-1.00	5.151		

Tableau.III. 4. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS

Type (3)	Travée	L	L'	q _u	Moment en appui (KN×m)		X	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(m)	KN/ m	M _g	M _d	(m)	KN×m	V _g	V _d
ELU	A-B	2.45	2.45	4.51	-0.92	-3.45	0.99	2.96	5.98	-8.80
	B-C	3.3	2.64	4.51	-3.45	-4.65	1.59	4.17	9.59	-10.32
	C-D	3.2	3.2	4.51	-4.65	-0.92	1.84	5.57	11.1	-8.20
ELS	A-B	2.45	2.45	3.23	-0.66	-2.47	0.99	2.15		
	B-C	3.3	2.64	3.23	-2.47	-3.33	1.59	3.04		
	C-D	3.2	3.2	3.23	-3.33	-0.66	1.84	4.04		

Tableau.III.5. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (4)	Travée	L	L'	q _u	Moment en appui (KN×m)		X	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(m)	KN/ m	M _g	M _d	(m)	(KN×m)	V _g	V _d
ELU	A-B	3.20	3.20	4.51	-1.67	-4.74	1.35	5.53	8.17	-11.14
	B-C	3.40	2.72	4.51	-4.74	-5.51	1.66	3.59	10.03	-10.48
	C-D	4.45	3.56	4.51	-5.51	-5.06	2.24	9.65	13.53	-13.32
	D-E	2.45	1.96	4.51	-5.06	-2.99	1.36	0.56	8.24	-6.547
	E-F	3.30	2.64	4.51	-2.99	-4.94	1.55	4.28	9.37	-10.55
	F-G	3.20	3.20	4.51	-4.94	-1.67	1.86	5.45	11.19	-8.11
ELS	A-B	3.20	3.20	3.23	-1.20	-3.4	1.35	4.01		
	B-C	3.40	2.72	3.23	-3.39	-3.95	1.66	2.63		
	C-D	4.45	3.56	3.23	-3.95	-3.63	2.24	7.01		
	D-E	2.45	1.96	3.23	-3.3	-2.14	1.36	0.42		
	E-F	3.30	2.64	3.23	-2.14	-3.54	1.55	3.12		
	F-G	3.20	3.20	3.23	-3.54	-1.20	1.86	3.95		

❖ Etage 6

Tableau.III.6. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (1)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	KN/ m	KN.m	M _g	M _d	(KN.m)	V _g	V _d
ELU	A-B	4.40	6.03	14.60	-2.34	-9.369	10.89	13.27	-15.26
	B-C	4.55	6.03	15.61	-9.37	-2.342	11.98	15.78	-13.72
ELS	A-B	4.40	4.36	10.56	-1.69	-6.773	7.88		
	B-C	4.55	4.36	11.29	-6.77	-1.693	8.66		

Tableau.III.7. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (2)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	KN/ m	KN.m	M _g	M _d	KN.m	V _g	V _d
ELU	A-B	3.5	6.034	9.24	-1.386	-4.62	7.551	10.56	-11.61
	B-C	3.2	6.034	7.724	-4.62	-4.36	4.122	10.62	-10.62
	C-D	3.4	6.034	8.719	-4.36	-1.386	7.125	11.28	-10.26
ELS	A-B	3.5	4.362	6.679	1.002	-3.34	5.458		
	B-C	3.2	4.362	5.583	-3.34	-3.152	2.979		
	C-D	3.4	4.362	6.303	-3.152	1.002	5.151		

Tableau.III.8. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (3)	Travée	L	L'	q _u	Moment en appui (KN×m)		X	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(m)	(KN / m)	M _g	M _d	(m)	(KN×m)	V _g	V _d
ELU	A-B	2.45	2.45	4.51	-0.92	-3.45	0.99	2.97	5.98	-8.80
	B-C	3.3	2.64	4.51	-3.45	-4.64	1.59	4.17	9.59	-10.32
	C-D	3.2	3.2	4.51	-4.64	-0.92	1.84	5.57	11.10	-8.20
ELS	A-B	2.45	2.45	3.23	-0.66	-2.47	0.99	2.153		
	B-C	3.3	2.64	3.23	-2.47	-3.33	1.59	3.042		
	C-D	3.2	3.2	3.23	-3.33	-0.66	1.84	4.041		

Tableau.III.9. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (6)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	KN/ m	KN.m	M _g	M _d	(KN.m)	V _g	V _d
ELU	A-B	3.3	6.034	8,214	-1.23	-4.92	6,30	9.96	-11.45
	B-C	3.2	6.034	7,724	-4.93	-1.23	5,78	11.10	-9.65
ELS	A-B	3.3	4.362	5,938	-0.89	-3.56	4,56		
	B-C	3.2	4.362	5,583	-3.56	-0.89	4,18		

Tableau.III.10. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (5)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(KN/ m)	(KN.m)	M _g	M _d	KN.m	V _g	V _d
ELU	A-B	3.4	6.03	8,72	-1.31	-1.31	8.72	10.26	-10.26
ELS	A-B	3.4	4.36	6.30	-0.94	-0.94	6.30		

❖ *Etage 7 :*

Tableau.III.11. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (1)	Travée	L	q	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(KN/ m)	(KN.m)	M _g	M _d	KN.m	V _g	V _d
ELU	A-B	4.40	6.034	14.602	-2.342	-9.369	10.899	13.275	-15.27
	B-C	4.55	6.034	15.615	-9.369	-2.342	11.98	15.79	-13.73
ELS	A-B	4.40	4.362	10.556	-1.693	-6.773	7.879		
	B-C	4.55	4.362	11.288	-6.773	-1.693	8.66		

Tableau.III.12. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (2)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(KN/ m)	(KN.m)	M _g	M _d	(KN.m)	V _g	V _d
ELU	A-B	3.5	6.67	10.213	-1.532	-5.107	8.17	11.67	-12.8
	B-C	3.2	6.67	8.538	-5.107	-4.819	4.441	11.74	-11.7
	C-D	3.4	6.67	9.638	-4.819	-1.532	7.71	12.47	-11.3
ELS	A-B	3.5	4.87	7.456	-1.118	-3.728	5.965		
	B-C	3.2	4.87	6.232	-3.728	-3.518	3.241		
	C-D	3.4	4.87	7.036	-3.518	-1.118	5.629		

Tableau.III.13. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (3)	Travée	L	L'	q	Moment en appui (KN×m)		X	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(m)	KN/ m	M _g	M _d	(m)	KN×m	V _g	V _d
ELU	A-B	2.45	2.45	4.77	-1.36	-3.65	1.00	3.35	6.68	-9.66
	B-C	3.3	2.64	4.77	-3.65	-4.92	1.59	4.81	10.62	-11.39
	C-D	3.2	3.2	4.77	-4.92	-1.36	1.83	6.25	12.21	-9.14
ELS	A-B	2.45	2.45	3.46	-0.99	-2.64	1.00	2.45		
	B-C	3.3	2.64	3.46	-2.65	-3.57	1.59	3.53		
	C-D	3.2	3.2	3.462	-3.569	-0.99	1.83	4.57		

Tableau.III.14. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (7)	Travée	L	L'	q	Moment en appui (KN×m)		X	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(m)	KN/ m	M _g	M _d	(m)	KN×m	V _g	V _d
ELU	A-B	3.4	3.4	4.772	-1.77	-6.81	1.4	6.53	9.34	-13.26
	B-C	4.45	3.56	4.772	-6.81	-5.35	2.27	10.44	15.16	-14.51
	C-D	2.45	1.96	4.772	-5.35	-3.16	1.36	0.804	9.06	-7.28
	D-F	3.3	2.64	4.772	-3.16	-4.92	1.57	5.06	10.47	-11.54
	F-G	3.2	3.2	4.772	-4.92	-1.77	1.83	6.25	12.21	-9.13
ELS	A-B	3.4	3.4	3.462	-1.35	-4.94	1.4	4.78		
	B-C	4.45	3.56	3.462	-4.94	-3.88	2.27	7.65		
	C-D	2.45	1.96	3.462	-3.88	-2.29	1.36	0.61		
	D-F	3.3	2.64	3.462	-2.29	-3.57	1.57	3.71		
	F-G	3.2	3.2	3.462	-3.57	-1.35	1.83	4.58		

❖ Etage 8

Tableau.III.15. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (1)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	KN/ m	KN.m	M _g	M _d	KN.m	V _g	V _d
ELU	A-B	4.40	6.034	14.602	-2.34	-9.37	10.89	13.27	-15.26
	B-C	4.55	6.034	15.615	-9.37	-2.34	11.98	15.78	-13.73
ELS	A-B	4.40	4.362	10.556	-1.69	-6.77	7.87		
	B-C	4.55	4.362	11.288	-6.77	-1.69	8.66		

Tableau.III.16. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (8)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	KN/ m	KN.m	M _g	M _d	KN.m	V _g	V _d
ELU	A-B	2.45	6.034	4.527	-0.679	-0.679	4.527	7.392	-7.392
ELS	A-B	2.45	4.362	3.273	-0.491	-0.491	3.273		

❖ *Etage 9*

Tableau.III.17. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (1)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	KN/ m	KN.m	M _g	M _d	KN.m	V _g	V _d
ELU	A-B	4.40	6.03	14.60	-2.342	-9.37	10.899	13.275	-15.26
	B-C	4.55	6.03	15.61	-9.369	-2.34	11.98	15.786	-13.72
ELS	A-B	4.40	4.36	10.55	-1.693	-6.77	7.879		
	B-C	4.55	4.36	11.29	-6.773	-1.69	8.66		

Tableau.III.18. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (9)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(KN/ m)	(KN.m)	M _g	M _d	(KN.m)	V _g	V _d
ELU	A-B	4.55	6.034	15.615	-2.342	-2.342	15.615	13.72	-13.72
ELS	A-B	4.55	4.362	11.288	-1.693	-1.693	11.288		

Tableau.III.19. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (10)	Travée	L	L'	q _u	Moment en appui (KN×m)		X	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	(m)	KN/ m	M _g	M _d	(m)	(KN×m)	V _g	V _d
ELU	A-B	4.45	4.45	4.772	-1.77	-8.37	1.94	12.592	12.961	-16.721
	B-C	2.45	2.45	4.772	-8.37	-1.77	1.74	1.696	11.585	-4.756
ELS	A-B	4.45	4.45	3.462	-1.28	-6.07	1.94	9.208		
	B-C	2.45	2.45	3.462	-6.07	-1.285	1.74	1.249		

❖ *Etage 10*

Tableau.III.20. Sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Type (1)	Travée	L	q _u	M ₀	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
		(m)	KN/ m	KN.m	M _g	M _d	(KN.m)	V _g	V _d
ELU	A-B	4.40	6.67	16.14	-2.59	-10.35	11.77	14.67	-16.87
	B-C	4.55	6.67	17.26	-10.35	-2.59	12.95	17.45	-15.17
ELS	A-B	4.40	4.869	11.78	-1.89	-7.56	8.592		
	B-C	4.55	4.869	12.6	-7.56	-1.89	9.45		

❖ Les sollicitations max

Tableau.III.21. Les sollicitations max.

Les planchées	Les sollicitations max	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
RDC & étages courant	Moment en appuis inter max	-9.369	-6.773
	Moment en appuis de rive max	-2.342	-1.693
	Moment en travées max	11.98	8.66
	Effort tranchants max	15.786	
Etage 6	Moment en appuis inter max	-9.369	-6.773
	Moment en appuis de rive max	-2.342	-1.693
	Moment en travées max	11.98	8.66
	Effort tranchants max	15.786	
Etage 7	Moment en appuis inter max	-9.369	-6.773
	Moment en appuis de rive max	-2.342	-1.693
	Moment en travées max	11.98	8.66
	Effort tranchants max	15.786	
Etage 8	Moment en appuis inter max	-9.369	-6.773
	Moment en appuis de rive max	-2.342	-1.693
	Moment en travées max	11.98	8.66
	Effort tranchants max	15.786	
Etage 9	Moment en appuis inter max	-9.369	-6.773
	Moment en appuis de rive max	-2.342	-1.693
	Moment en travées max	15.615	11.288
	Effort tranchants max	-16.721	
Etage 10	Moment en appuis inter max	-10.357	-7.56
	Moment en appuis de rive max	-2.589	-1.89
	Moment en travées max	12.946	9.45
	Effort tranchants max	17.45	

❖ Ferrailage

➤ Ferrailage de l'étage courant :

Tableau.III.22. Les sollicitations étage courant.

Sollicitations	ELU	ELS
$M_a^r \max$	-2.342 KN.m	-1.693 KN.m
$M_a^i \max$	-9.369 KN.m	-6.773 KN.m
$M_t \max$	11.98 KN.m	8.66 KN.m
V_{\max}	15.786 KN	

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

$$\checkmark \text{ si } M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table de}$$

compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b×h).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

➤ **Calcul à l'ELU :**

En travée :

$$M_{\max}^t = 11.98 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.50 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 45.44 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h) = (50×20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.50 \times 0.18^2} = 0.052 < 0.186$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.067$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.067) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 1.967 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.967 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

$$A = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

a. Appui intermédiaire

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

$$M_a^{\text{int}}_{\text{max}} = -9.369 \text{ KN.m}$$

On ferraille une section ($b_0 \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{9.369 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.204 > 0.186 \dots \dots \dots \triangleright \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_i = \frac{9.369 \times 10^{-3}}{348 \times 0.159} = 1.691 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_i = 1.691 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}$$

$A_i > A_{\text{min}}$ La condition de non fragilité est vérifiée

b. Appuis de rive :

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

$$M_a^{\text{riv}} = -2.342 \text{ KN.mMN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{2.342 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.186$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{riv}} = \frac{2.342 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 0.385 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a^{\text{riv}} = 0.385 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_a^{\text{riv}} \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 15.786 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.786 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.877 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min [0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.333 \text{ MPa}$$

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

➤ **Choix des armatures transversales**

On choisit un étrier Φ_6

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min}; h/35; b/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Phi_t \leq \min (8; 20/35; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement**

b) Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K \times f_{i28})} = 73.846 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$$St \leq 16.2 \text{ cm.} \quad \text{Soit: } St = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

a. Appui d'intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(15.786 \times 10^{-3} - \frac{9.369 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.209 \text{ cm}^2 < 0$$

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

b. Appui de rive :

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

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 15.786 \times 10^{-3} = 0.454 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.454 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 1\text{HA}8 + 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8$

$$A_l = 0.50 + 2.08 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$A_l = 2.58 > 0.454 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ Vérifications diverse :**Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :****Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_c \cdot 28$

$$a \leq 0.9 \cdot d = 16.2 \text{ cm soit : } a = 0.162 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 15.786 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.135 \text{ vérifiée.}$$

➤ Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{15.786 \times 10^{-3} \times 0.20}{0.9 \times 0.18 \times 0.50 \times 0.04} = 0.974 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.974 < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \text{ Pas risque de rupture à la jonction table nervure}$$

➤ Vérification à l'ELS :**En travées**

Position de l'axe neutre (y) :

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

$$H = \frac{0.50 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.08 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -0.347 \times 10^{-4} < 0$$

$H < 0$ vérification des contraintes pour une section en T

Calcul de la position de l'axe neutre 'y'

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

$$5y^2 + 191.05y - 878.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 232.547 ; y = 4.15 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

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

$$A' = 0$$

$$I = \frac{50}{3}4.15^3 - (50 - 10)\frac{(4.15 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.07(18 - 4.15)^2$$

$$I = 7147.267 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.66 \times 10^{-3}}{7147.267 \times 10^{-8}} \times 4.15 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 5.028 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.028 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

➤ **En appuis :**

Appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -6.773 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; A = 1.92 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.7 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4577.169 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.773 \times 10^{-3}}{4577.169} \times 7.7 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 11.394 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11.394 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

Appuis de rive :

$$M_a^{riv} = -1.693 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; A = 0.79 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.693 \times 10^{-3}}{2406 \times 10^{-8}} \times 5.45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3.835 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.835 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

❖ Etage 9 :

Tableau.III. 23. Les sollicitations étage 9.

Sollicitations	ELU	ELS
$M_a^r \text{ max}$	-2.342 KN.m	-1.693 KN.m
$M_a^i \text{ max}$	-9.369 KN.m	-6.773 KN.m
$M_t \text{ max}$	15.615 KN.m	11.288 KN.m
V_{max}	-16.721 KN	

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

✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression,

doc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b×h). Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

➤ Calcul à l'ELU :

En travée :

$$M_{\text{max}}^t = 15.615 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 14.2 \times 10^3 \times 0.50 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 45.44 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b*h) = (50*20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.615 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.50 \times 0.18^2} = 0.067 < 0.186$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = 0.088$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.088) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{15.615 \times 10^{-3}}{348 \times 0.174} = 2.584 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 2.584 cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.087 cm^2$$

$A_t > A_{\min}$ ➡ La condition de non fragilité est vérifiée

$$A = 2HA12 + 1HA8 = 2.76 cm^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

Appui intermédiaire

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

$$M_a^{\text{int max}} = -9.369 \text{ KN.m}$$

On ferraile une section ($b_0 \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{9.369 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.204 > 0.186 \text{} \triangleright \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_i = \frac{9.369 \times 10^{-3}}{348 \times 0.159} = 1.691 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_i = 1.691 cm^2$$

$$A_i = 1HA12 + 1HA10 = 1.92 cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 cm$$

$A_i > A_{\min}$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis de rive :

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

$$M_a^{\text{riv}} = -2.342 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{2.342 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{riv} = \frac{2.342 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 0.385 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a^{riv} = 0.385 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a^{riv} \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 16.721 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{16.721 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.929 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min [0.133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié.}$$

➤ **Choix des armatures transversales**

On choisit un étrier Φ_6

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min} ; h/35 ; b/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Phi_t \leq \min (8 ; 20/35 ; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

On choisi un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement**

c) **Espacement :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K \times f_{t28})} = 73.846 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$St \leq 16.2 \text{ cm}$. Soit: $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

Appui d'intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(16.721 \times 10^{-3} - \frac{9.369 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.182 \text{ cm}^2 < 0$$

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

Appui de rive :

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

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 16.721 \times 10^{-3} = 0.481 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.481 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8$

$$A_l = 0.79 + 2.76 = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3.55 > 0.454 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Vérfications diverse :**

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

Vérification de la bielle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$a \leq 0.9 \cdot d = 16.2 \text{ cm}$ soit : $a = 0.162 \text{ m}$

$\Rightarrow V_u = 16.721 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.135$ vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table-nervure :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{15.786 \times 10^{-3} \times 0.20}{0.9 \times 0.18 \times 0.50 \times 0.04} = 1.032 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.032 < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \text{ Pas risque de rupture à la jonction table nervure.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

En travées

Position de l'axe neutre (y) :

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

$$H = \frac{0.50 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.76 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.796$$

$H < 0$ vérification des contraintes pour une section en T

Calcul de la position de l'axe neutre 'y'

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

$$5y^2 + 201.4y - 1065.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 248.72 ; y = 4.73 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

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

$$A' = 0$$

$$I = \frac{50}{3} 4.73^3 - (50 - 10) \frac{(4.73 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.76 (18 - 4.73)^2$$

$$I = 9048.79 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.288 \times 10^{-3}}{9048.79 \times 10^{-8}} \times 4.73 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 5.9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.9 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

En appuis :

Appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -6.773 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; A = 1.92 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.7 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4577.169 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.773 \times 10^{-3}}{4577.169 \times 10^{-8}} \times 7.7 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 11.394 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11.394 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

Appuis de rive :

$$M_a^{riv} = -1.693 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; A = 0.79 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.693 \times 10^{-3}}{2406 \times 10^{-8}} \times 5.45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3.835 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.835 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

❖ **Etage 10 :**

Tableau.III.24. Les sollicitations étage 10.

Sollicitations	ELU	ELS
$M_a^r \text{ max}$	-2.589 KN.m	-1.89 KN.m
$M_a^i \text{ max}$	-10.357 KN.m	-7.56 KN.m
$M_t \text{ max}$	12.946 KN.m	9.45 KN.m
V_{max}	17.45 KN	

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

✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression,

donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b×h). Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

A. Calcul à l'ELU :

En travée :

$$M_{\max}^t = 12.946 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 14.2 \times 10^3 \times 0.50 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 45.44 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h) = (50×20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.946 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.50 \times 0.18^2} = 0.056 < 0.186$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{12.946 \times 10^{-3}}{348 \times 0.174} = 2.128 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.128 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

$$A = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 2.76 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferrailage aux appuis**

Appui intermédiaire

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

$$M_a^{\text{int}}_{\text{max}} = -10.357 \text{ KN.m}$$

On ferraille une section ($b_0 \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{-10.357 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.225 > 0.186 \dots \dots \dots \triangleright \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_i = \frac{-10.357 \times 10^{-3}}{348 \times 0.157} = 1.899 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_i = 1.899 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}$$

$A_i > A_{\text{min}}$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis de rive :

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

$$M_a^{\text{riv}} = -2.589 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{2.589 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.186$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{riv}} = \frac{2.589 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 0.426 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a^{riv} = 0.426 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a^{riv} \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 17.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{17.45 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.969 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min [0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié.}$$

➤ **Choix des armatures transversales**

On choisit un étrier Φ_6

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min}; h/35; b/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Phi_t \leq \min (8; 20/35; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

On choisi un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement**

d) Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 73.846 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$$St \leq 16.2 \text{ cm.} \quad \text{Soit: } St = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

Appui d'intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(17.45 \times 10^{-3} - \frac{10.357 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.336 \text{ cm}^2 < 0$$

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

Appui de rive :

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

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 17.45 \times 10^{-3} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.502 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8$

$$A_l = 0.79 + 2.76 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3.55 > 0.454 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Vérfications diverses**

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

Vérification de la bielle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_c$

$$a \leq 0.9 \cdot d = 16.2 \text{ cm} \text{ soit : } a = 0.162 \text{ m}$$

$\Rightarrow V_u = 17.45 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.135$ vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table-nervure :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{17.45 \times 10^{-3} \times 0.20}{0.9 \times 0.18 \times 0.50 \times 0.04} = 1.077 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.077 < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$ Pas risque de rupture à la jonction table nervure

➤ **Vérification à l'ELS :**

En travées

Position de l'axe neutre (y) :

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

$$H = \frac{0.50 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.76 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.796$$

$H < 0$ vérification des contraintes pour une section en T

Calcul de la position de l'axe neutre 'y'

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

$$5y^2 + 201.4y - 1065.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 248.73 ; y = 4.73 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

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

$$A' = 0$$

$$I = \frac{50}{3} 4.73^3 - (50 - 10) \frac{(4.73 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.79 (18 - 4.73)^2$$

$$I = 9128.03 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.45 \times 10^{-3}}{9128.03 \times 10^{-8}} \times 4.73 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 4.89 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.89 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

En appuis :

Appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -7.56 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; A = 1.92 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.7 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 5093.516 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.56 \times 10^{-3}}{5093.516} \times 8.16 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 12.111 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 12.111 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

Appuis de rive :

$$M_a^{riv} = -1.89 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; A = 0.79 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.89 \times 10^{-3}}{2406 \times 10^{-8}} \times 5.45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 4.28 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.28 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ la condition est vérifiée.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée).

❖ **Etat limite de déformation étage courant :**

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

Evaluation de la flèche **BAEL 91 (Article B.6.5)** et le **CBA 93**.

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

$$H \geq \frac{Mt}{15M_0} \times l \dots (1) ; A_t \leq 3.6 \times \frac{b_0}{f_e} \times d \dots (2)$$

Evaluation de la flèche étages 1-8 (type 1) :

$$H = 20 < \frac{8.66}{15 \times 11.288} \times 4.55 = 23.271 \text{ cm} \dots (1) \text{ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire}$$

une vérification de la flèche $\Delta f < f_{adm}$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

Avec :

– 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).

Dont :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$E_v = 3700.3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{MPa} \quad E_i = 3E_v = 32456.596 \text{MPa}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{cm}$$

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement ;

$q_{gser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle ;

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

Selon le DTR : (CC=16cm ; DC=4cm)=2.85KN/m²

Cloisant=0.9KN/m²

$$q_{jser} = 0.65 \times (2.85 + 0.9) = 2.438 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.21 = 3.387 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.21 + 1.5) = 4.362 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.767 \Rightarrow M_{jser} = \frac{2.438 \times 4.55^2}{8} \times 0.767 = 4.839 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.767 \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.387 \times 4.55^2}{8} \times 0.767 = 6.723 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.767 \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.362 \times 4.55^2}{8} \times 0.767 = 8.658 \text{KN.m}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.15 \text{cm}$$

$$I = 7147.267 \text{cm}^4$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32456.596 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ Mpa}$$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')} = 7.362 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 16385.813 \text{ cm}^4$$

Calcul de λ_i et λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.08}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.51 \quad \lambda_i = 3.51$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.40$$

$$\lambda_i = 3.51 ; \lambda_v = 1.40 ; \rho = 0.0115$$

Calcul des Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times 4.839 \times 10^{-3} \times (18 - 4.15) 10^{-2}}{7147.267 \cdot 10^{-8}} = 140.655 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 6.723 \times 10^{-3} \times (18 - 4.15) 10^{-2}}{7147.267 \cdot 10^{-8}} = 195.418 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times 8.658 \times 10^{-3} \times (18 - 4.15) 10^{-2}}{7147.267 \cdot 10^{-8}} = 251.663 \text{ MPa}$$

Inerties fictives (If)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 0.571 ; \mu_g = 0.669 ; \mu_p = 0.731$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$I_{ij} = 0.60 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{ig} = 0.538 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{ip} = 0.505 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{vj} = 1.002 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{vg} = 0.931 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{vp} = 0.891 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}}$$

$$f_{ji} = 5.144 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gi} = 7.971 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{pi} = 10.936 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gv} = 13.818 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = (13.818 - 5.144 + 10.936 - 7.971) \times 10^{-3} = 11.639 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4.55}{500} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 11.639 \times 10^{-3} \text{ m} > f_{adm} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La condition $\Delta f < f_{adm}$ n'est pas vérifiée

❖ La solution

On redimensionne la hauteur de la poutre en va prendre 24 \Rightarrow (20cc+4dc)

Les nouvelle Propriété de la section :

$$I = 11022 \text{ cm}^4 ; y = 4.64 \text{ cm} ; I_0 = 26981 \text{ cm}^4 ; A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

$$M_{jser} = 5.161 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 6.723 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 8.658 \text{ KN.m}$$

Calcul de λ_i et λ_v

$$\lambda_i = 4.29 ; \lambda_v = 1.72 ; \rho = 0.0094$$

Calcul des Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 121.896 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 158.793 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 204.503 \text{ MPa}$$

Inerties fictives (I_f)

$$\mu_j = 0.450 ; \mu_g = 0.545 ; \mu_p = 0.625$$

$$I_{ij} = 1.012 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{ig} = 0.889 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{ip} = 0.806 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$If_{vj} = 1.674 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; If_{vg} = 1.533 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; If_{vp} = 1.432 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 3.254 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gi} = 4.824 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{pi} = 6.851 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gv} = 8.39 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = (8.39 - 3.254 + 6.851 - 4.824) \times 10^{-3} = 7.163 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4.55}{500} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 7.163 \times 10^{-3} \text{ m} < f_{adm} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La condition $\Delta f < f_{adm}$ condition vérifiée.

❖ Evaluation de la flèche étage 9 :

$$f_{ji} = 5.490 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gi} = 8.246 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{pi} = 11.094 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gv} = 18.557 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = (18.557 - 5.490 + 11.094 - 8.246) \times 10^{-3} = 15.915 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4.55}{500} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 15.915 \times 10^{-3} \text{ m} > f_{adm} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La condition $\Delta f < f_{adm}$ n'est pas vérifiée

❖ Evaluation de la flèche étage 10 :

$$f_{ji} = 4.211 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gi} = 7.876 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{pi} = 9.496 \times 10^{-3} \text{ m} ; f_{gv} = 15.884 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = (15.884 - 4.211 + 9.496 - 7.867) \times 10^{-3} = 13.293 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4.55}{500} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 13.293 \times 10^{-3} \text{ m} > f_{adm} = 9.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La condition $\Delta f < f_{adm}$ n'est pas vérifiée

Tableau.III.25. D'état limite de déformation.

poutrelles	Type	L_{max} m	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	ρ	λ_i	λ_v
Etage 1 jusqu'à 8	1	4.55	5.161	6.723	8.658	0.0094	4.29	1.72
Etage 9	9	4.55	6.728	8.765	11.288	0.0125	3.22	1.29
Etage 10	1	4.55	5.161	8.372	9.662	0.0125	3.22	1.29

poutrelles	Type	I Cm ⁴	I_0 Cm ⁴	σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa
RDC jusqu'à 8	1	11022	26981	121.896	158.793	204.503
Etage 9	9	14027	28687	120.413	156.861	202.017
Etage 10	1	14027	28687	92.357	149.832	172.921

Poutrelles	type	f_{ji} mm	f_{gi} mm	f_{pi} mm	f_{gv} mm
RDC jusqu'à 8	1	3.254	4.824	6.851	8.39
Etage 9	9	3.762	5.373	7.421	9.637
Etage 10	1	2.569	5.059	6.096	9.116

Poutrelles	type	Δf mm	f_{adm} mm	observation
RDC jusqu'à 8	1	7.163	9.1	vérifiée
Etage 9	9	7.923	9.1	vérifiée
Etage 10	1	7.586	9.1	vérifiée

Tableau.III.26. Récapitulation de ferrailage des poutrelles.

Poutrelle		Armatures longitudinales	
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
<i>RDC jusqu'à 8</i>	Appui de rive	0.385	1HA10=0.79
	Appui intermédiaire	1.691	1HA10+1HA12=1.92
	Travée	1.967	2HA10+1HA8=2.07
<i>Etage 9</i>	Appui de rive	0.385	1HA10=0.79
	Appui intermédiaire	2.584	1HA12+1HA10=1.92
	Travée	1.691	2HA12+1HA8=2.76
<i>Etage 10 (Terrasse inaccessible)</i>	Appui de rive	0.426	1HA10=0.79
	Appui intermédiaire	2.128	1HA12+1HA10=1.92
	Travée	1.899	2HA12+1HA8=2.76

Ferrailage de la dalle de compression :

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 50}{235} = 0.851 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.426 \text{cm}^2/\text{ml}$$

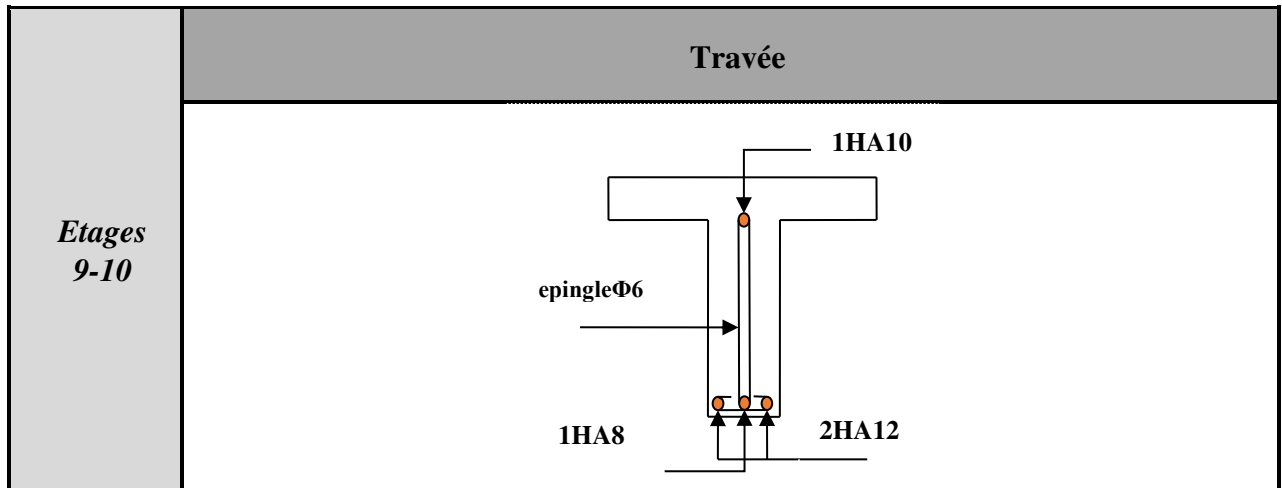
On choisit

4HA6/ml=1.13cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20 cm ≤ 20cm...Vérifiée.

3HA6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm < 33cm...Vérifiée.

Tableau.III.27. Schéma de ferrailage des poutrelles.

Schéma de ferrailage des poutrelles		
plancher		
	Appuis de rive	
	Appuis intermédiaire	
RDC jusqu'à 8		
	Travée	
Schéma de ferrailage des poutrelles		
plancher		
	Appuis de rive	
	Appuis intermédiaire	



III.2.2 Planchers à dalles pleines

Dans le cas de notre ouvrage on a 4 types de dalles à savoir :

Dalle en console.

Dalle sur deux appuis.

Dalle sur trois appuis.

Dalle sur quatre appuis.

III.2.2.1 Delles pleines (balcons)

❖ **Dalle pleine sur un appui (console)**

$L_x = 1.20m$

$L_y = 2.20m$

Charge permanente : $G = 4.4 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Les calculs se font pour une bande de 1 ml ($b = 1 \text{ m}$).

$\gamma_{qg} = 01 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps)

$p_u = 01 \times 1,35$; $p_u = 1.35 \text{ KN}$.

$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 4,4 + 1,5 \times 3,5$; $q_u = 11,19 \text{ KN/ml}$.

$p_s = 01$; $p_s = 01 \text{ KN}$.

$q_s = G + Q$; $q_s = 7,9 \text{ KN/ml}$.

$M_u = \frac{q_u \cdot l_x^2}{2} + p_u \cdot l_x$; $M_u = 9.677 \text{ KN.m}$.

$M_s = \frac{q_s \cdot l_x^2}{2} + p_s \cdot l_x$; $M_s = 6.888 \text{ KN.m}$.

$V_u = q_u \cdot l_x + p_u$; $V_u = 14.778 \text{ KN}$.

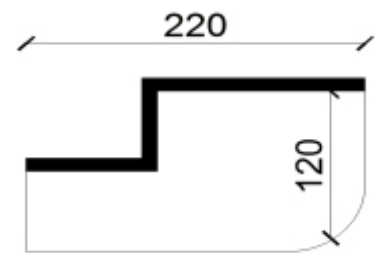


Figure.III.6. Balcon sur en console.

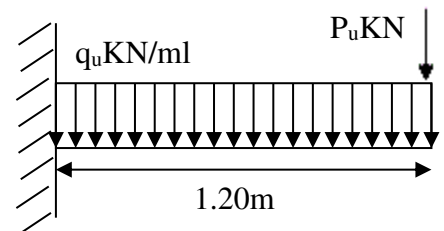


Figure.III.7. Schéma statique de la console.

➤ **Ferraillage**

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.677 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.2} = 0.0841 < 0.186 \\ \mu_{bu} &\leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= 1.25[1 - (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}})] \Rightarrow \alpha = 0.11 \\ Z &= d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.085m \\ A_x^a &= \frac{M_u^a}{f_{st} \times Z} = \frac{9.677 \times 10^{-3}}{348 \times 0.086} = 3.23cm^2 \end{aligned} \right.$$

Soit : $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

a. Condition de non fragilité :

$e = 12 \text{ cm}$

$\rho = 0.54 > 0.4$

$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e$; $A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2$

$A_{calculée} > A_{min}$ Vérifiée.

b. Calcul des espacements :

FN : $\left\{ \begin{aligned} St &\leq \min(2e, 25\text{cm}) \\ St &\leq \min(24\text{cm}, 25\text{cm}). \end{aligned} \right.$

On a choisi 5HA10 : $St = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

Donc on prend : $St = 20\text{cm} < 24 \text{ cm}$ Vérifiée.

c. Armatures de répartitions

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2 .$$

$A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

d. Vérification de l'effort tranchant

$V_u = 14.778\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.778 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.164 \text{ MPA}.$$

$\tau_u = 0.164\text{MPA} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPA}$ Vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **l'ELS :**

➤ **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 6.888 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$100 \frac{y^2}{2} + 58.95y - 530.55 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.72 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2995.682 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.254 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 216.59 \text{ MPa}.$$

$$\sigma > \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$A = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 153.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **la flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1,2} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0044 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage

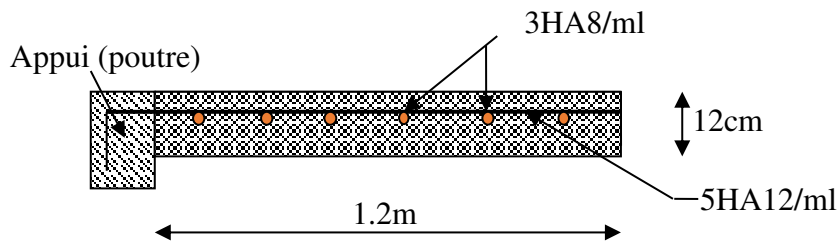


Figure.III.8. Schéma de ferrailage d'une dalle sur un appui appuis.

❖ Dalle pleine sur deux appuis

Poids propre de la dalle :

$$G = 4.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

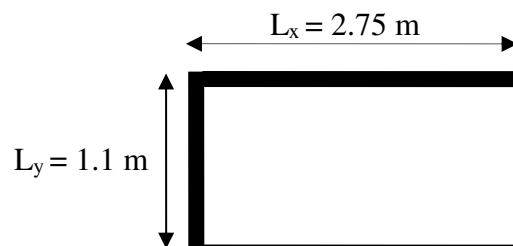


Figure.III.9. Balcon sur deux appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{2.75} = 0.4 \leq 0.4$$

La dalle travaille suivant une direction comme une

poutre.

➤ Calcul des sollicitations :

On opte pour une bande de 1 ml (b= 1 m).

$q_g = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps)

$$p_u = 1 \times 1,35 \quad ; \quad p_u = 1.35 \text{ KN.}$$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 5.15 + 1,5 \times 3.5 \quad ; \quad q_u = 11.19 \text{ KN/ml.}$$

$$p_s = 1 \quad ; \quad p_s = 01 \text{ KN.}$$

$$q_s = G + Q \quad ; \quad q_s = 7.9 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l_x^2}{2} + p_u \cdot l_x \quad ; \quad M_u = 8.255 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l_x^2}{2} + p_s \cdot l_x \quad ; \quad M_s = 5.879 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = q_u \cdot l_x + p_u \quad ; \quad V_u = 13.659 \text{ KN.}$$

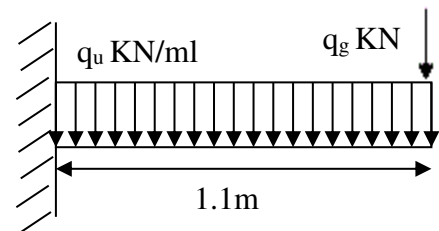


Figure.III.10. Schéma statique de balcon sur deux appuis.

➤ **Ferraillage**

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.255 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.2} = 0.00718 < 0.186 \\ \mu_{bu} &\leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= 1.25[1 - (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}})] \Rightarrow \alpha = 0.0932 \\ Z &= d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0866m \\ A_x^a &= \frac{M_u^a}{f_{st} \times Z} = \frac{8.255 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0866} = 2.738cm^2 \end{aligned} \right.$$

e. Condition de non fragilité :

e=12 cm

$\rho = 0.4 \leq 0.4$

$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot e \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$; $A_{min} = 1.087cm^2$

$A_{calculée} > A_{min}$ Vérifiée.

Soit : $A_s = 4HA8 = 3.14 cm^2$.

f. Calcul des espacements :

On a choisi 3HA8 : $St = \frac{100}{4} = 25cm < \min(2e, 25cm)$.

g. Armatures répartitions

$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2$.

$A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2/ml$.

h. Vérification de l'effort tranchant

$V_u = 13.659 KN$.

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.659 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.152 MPA$.

$\tau_u = 0.152 MPA < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPA$ Vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ I'ELS :

➤ la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 5.879 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$100 \frac{y^2}{2} + 47.1y - 423.9 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.48 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2510.672 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.807 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 5.86 \text{ MPa}.$$

$$\sigma = 229.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$A = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 184.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Vérifiée.

❖ Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 7. 5)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Selon x-x

$$\frac{h}{l_x} > \frac{12}{110}$$

$$0.109 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{10 * M_{0x}}$$

$$0.109 > 0.085 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

0.00377 < 0.0105.....Vérifié.

Les conditions de flèche sont vérifiées.

Schémas de ferrailage :

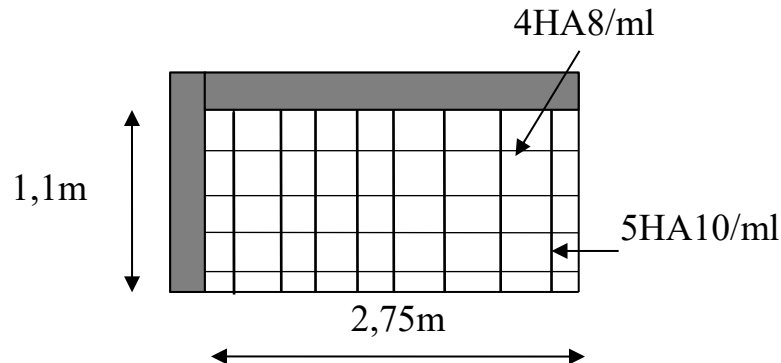


Figure.III. 11. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis.

❖ Dalle pleine sur trois appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{5.15} = 0.23 \leq 0.4 \quad L_y = 1.2m$$

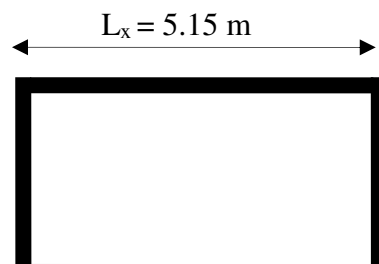


Figure.III.12. Balcon sur trois appuis

La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Méthode de calcul : on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \cdot l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \cdot l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P \cdot l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \cdot l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot l_x^3}{3} \end{cases}$$

On $\frac{L_y}{2} = 2.575m > L_x = 1.2m$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

❖ Evaluation des charges et surcharge

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

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

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 28.616 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.223 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 28.616 = 24.311 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 3.223 = 2.739 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = -0.4 \times M_{ox} = -11.441 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.4 \times M_{oy} = -1.289 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{11.19 \times 1.2}{2} = 6.714 \text{ KN}$$

Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{12}{100} = 1.2 \text{ cm} \quad \text{soit: } \phi = 1.2 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 8.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 3\right) = 7.2 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

a) Selon L_x **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{24.311 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.2} = 0.212 > 0.186 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1.25 \times [1 - (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}})] \Rightarrow \alpha = 0.301 \\ Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.301) = 0.0792m \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times Z} = 8.829cm^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^t = 5HA16 = 10.05cm^2$$

En appuis

$$M_x^a = -11.441KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{11.441 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.2} = 0.0897 < 0.186 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1.25 \times [1 - (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}})] \Rightarrow \alpha = 0.0131 \\ Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.0131) = 0.0852m \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times Z} = \frac{11.441 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0852} = 3.858cm^2 \end{array} \right.$$

$$A_x^a = 5HA10 = 3.93cm^2$$

❖ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$e = 12cm$$

$$A_{x\min} = \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96$$

$$A_{x\min} = 0.96cm^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

b) Selon L_y **En travée**

$$M_y^t = 2.739KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{2.739 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.2} = 0.0239 < 0.186 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1.25 \times [1 - (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}})] \Rightarrow \alpha = 0.0302 \\ Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.0302) = 0.0889m \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times Z} = \frac{1.585 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0889} = 0.886cm^2 \end{array} \right.$$

En appuis

$$M_y^a = -0.756KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{1.289 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.2} = 0.0112 < 0.186 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1.25 \times [1 - (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}})] \Rightarrow \alpha = 0.0141 \\ Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.0141) = 0.0895m \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times Z} = \frac{0.746 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0895} = 0.414cm^2 \end{array} \right.$$

❖ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$e = 12cm$$

$$A_y = \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t < A_{\min} \\ A^a < A_{\min} \end{cases}$$

On a les deux sections ne sont pas vérifiées, donc on ferraille avec A^{\min}

$$A_y^t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

$$A_y^a = 4HA8 = 2.01cm^2$$

Espacement des armatures

$$\text{FN : } \begin{cases} St \leq \min(2e, 25cm) \\ St \leq \min(24cm, 25cm). \end{cases}$$

On opt: $St = 20cm$

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.714 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0746 MPa \quad (\text{Pas de risque de cisaillement})$$

$$\tau_u = 0.0746 MPa < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.28. Ferrailage du balcon sur trois appuis.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min}	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	24.311	8.829	0.96	5HA16=10.05 cm ²
	En appuis	11.441	3.858	0.96	5HA10=3.93 cm ²
Sens y-y	En travée	-2.739	0.886	0	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-1.289	0.414	0	4HA8=2.01 cm ²

• Vérification à l'ELS

$$P_s = G + Q = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 20.192 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 2.275 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 20.192 = 17.163 \text{ KN.m} \\ M_{yser}^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 2.275 = 1.934 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{xser}^a = -0.4 \times M_{oy} = -8.077 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser}^a = -0.4 \times M_{ox} = -0.910 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MP$$

Avec :

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.29. Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
travée x-x	17.163	3.91	5898.18	11.378	15	Vérifiée
travée y-y	1.934	2.05	1743.49	1.756	15	Vérifiée
Appui x-x	-8.077	2.72	2995.68	9.497	15	Vérifiée
Appui y-y	-0.910	2.05	1743.49	1.07	15	Vérifiée

• **La contrainte dans l'acier :**

Sens x-x

Travée :

Fissuration nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 222.169Mpa.$$

$\sigma > \bar{\sigma}_s$ Non vérifiée.

A= 6HA16 = 12.06cm²

$\sigma = 186.95MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$

.....vérifiée.

Appui :

Fissuration nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 253.98Mpa.$$

$\sigma > \bar{\sigma}_s$ Non vérifiée.

A= 6HA12 = 6.79cm²

$\sigma = 151.17MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$

.....vérifiée.

Sens y-y

Travée :

Fissuration nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 115.64Mpa.$$

$$\sigma > \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Appui :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 54.41 \text{Mpa.}$$

$$\sigma > \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche

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

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{120} = 0.1$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 < \frac{h}{L} = 0.1 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = \frac{24.311}{10 \times 28.616} = 0.085$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.10 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = \frac{12.06}{100 \times 9} = 0.0134$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.0134 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Non vérifié}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500}$

Tableau.III.30. Calcul de la flèche selon x-x.

Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèche (mm)	
Mj	6.518	σ_{tj}	71.040	f_{ji}	0.261
Mg	9.559	σ_{tg}	104.193	f_{gi}	0.437
				f_{gv}	0.957
Mp	17.163	σ_{tp}	187.07	f_{pi}	0.904

$f_x = 1.16 \text{ mm} < f_{x adm} = 2.4 \text{ mm}$ \longrightarrow la condition de la flèches est vérifiée

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{515} = 0.0233$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 > \frac{h}{L} = 0.0233$$

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

Tableau.III.31. Calcul de la flèche selon y-y

Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèche (mm)	
Mj	0.734	σ_{stj}	23.090	f_{ji}	0.365
Mg	1.077	σ_{stg}	33.866	f_{gi}	0.536
				f_{gv}	1.608
Mp	1.934	σ_{stp}	60.804	f_{pi}	0.962

$f_y = 1.669 \text{ mm} < f_{y \text{ adm}} = 10.15 \text{ mm} \longrightarrow$ la condition de la flèches est vérifiée.

Schémas de ferrailage :

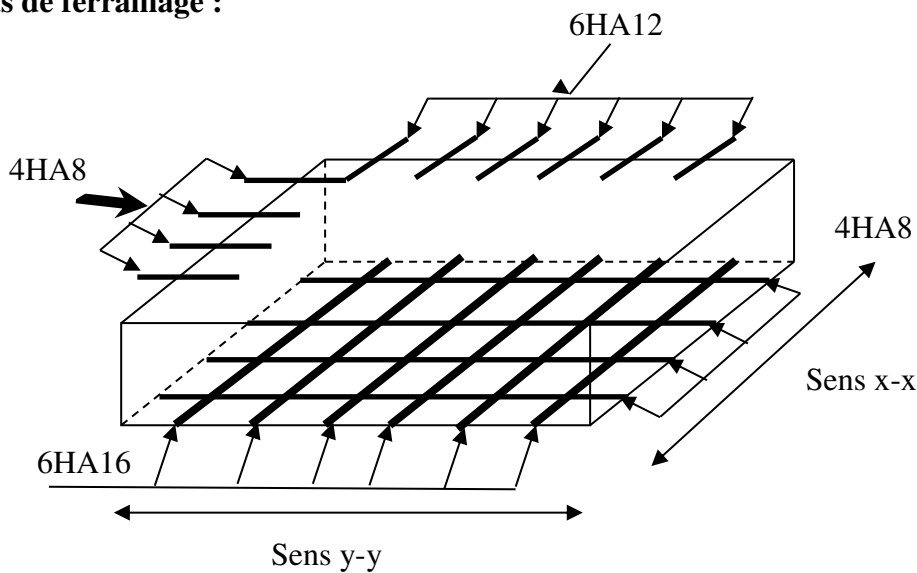


Figure.III.13. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.

III.2.2.2 Dalles pleines dans le plancher

❖ Dalle pleine sur quatre appuis

Poids propre de la dalle :

$G = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$

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

Les calculs se font pour une bande de 1ml

A l'ELU :

$P_v = 1.35G + 1.5Q = 9.202 \text{ KN} / \text{m}$

A l'ELS :

$P_s = G + Q = 6.65 \text{ KN} / \text{m}$

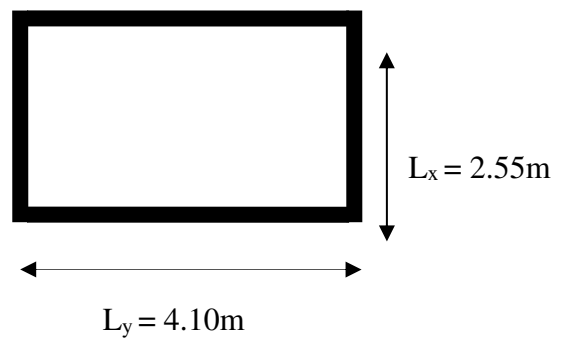


Figure.III.14. Dalle sur quatre.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.55}{4.10} = 0.62 \geq 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.62$$

Calcul à l'ELU :

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire les valeurs :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 4.751 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 1.523 \text{KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 4.751 = 4.038 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} = 0.85 * 1.523 = 1.294 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -1.425 \text{KN.m}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{9.202 * 2.55}{2} \times \frac{4.1^4}{2.55^4 + 4.1^4} = 10.205 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{9.202 * 4.1}{2} \times \frac{2.55^4}{2.55^4 + 4.1^4} = 2.455 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 10.205 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{10.205 * 10^{-3}}{1 * 0.124}$$

$$\Rightarrow \tau_U = \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.0823 \text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures :**

Se fait à la flexion simple

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.5 \text{cm} \text{ Si on adopte } \phi = 1.5 \text{cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 12.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 15 - \left(\frac{1.5}{2} + 1.5 + 2\right) = 10.75 \text{cm}$$

Ferraillages :

Tableau.III.32. Ferraillage du balcon sur trois appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} cm ²	A_{adp} (cm ² /ml)	S_t cm
Travée	x-x	4.038	0.016	0.002	0.129	0.893	1.428	4HA8=2.01cm ²	25
	y-y	1.294	0.005	0.007	0.129	0.287	1.2	4HA8=2.01cm ²	25
Appui	x-x	-1.425	0.006	0.007	0.129	0.316	1.2	4HA8=2.01cm ²	25
	y-y	-1.425	0.006	0.007	0.129	0.316	1.2	4HA8=2.01cm ²	25

❖ Vérification des conditions de non fragilité :

$$e = 15cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$avec: \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad pour f_e E400$$

$$A_x^{min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.62) * 100 * 15}{2} = 1.428cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 15 = 1.2cm^2$$

$$On a : A' \leq A_{min}$$

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 3.649KN.m \\ M_{oy} = 1.785KN.m \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 3.649 = 3.101KN.m \\ M_y^t = 0.85M_{oy} = 0.85 * 1.785 = 1.517KN.m \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{ox} = -1.095KN.m$$

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MP$$

Avec :

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.33. Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
travée x-x	3.101	2.51	3844.812	2.024	15	Vérifiée
travée y-y	1.517	2.51	3844.812	0.990	15	Vérifiée
Appui x-x	-1.095	2.51	3844.812	0.715	15	Vérifiée
Appui y-y	-1.095	2.51	3844.812	0.715	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 7. 5)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Selon x-x

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = \frac{4.038}{10 \times 4.751} = 0.085$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.0588 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.00155$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.00155 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

Selon y-y

$$\frac{M'_{oy}}{10 \times M_o} = \frac{1.294}{10 \times 1.523} = 0.085$$

$$\frac{M'_{oy}}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.0366 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{A'_y}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.00155$$

$$\frac{A'_y}{b \times d} = 0.00155 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens.

Schémas de ferrailage :

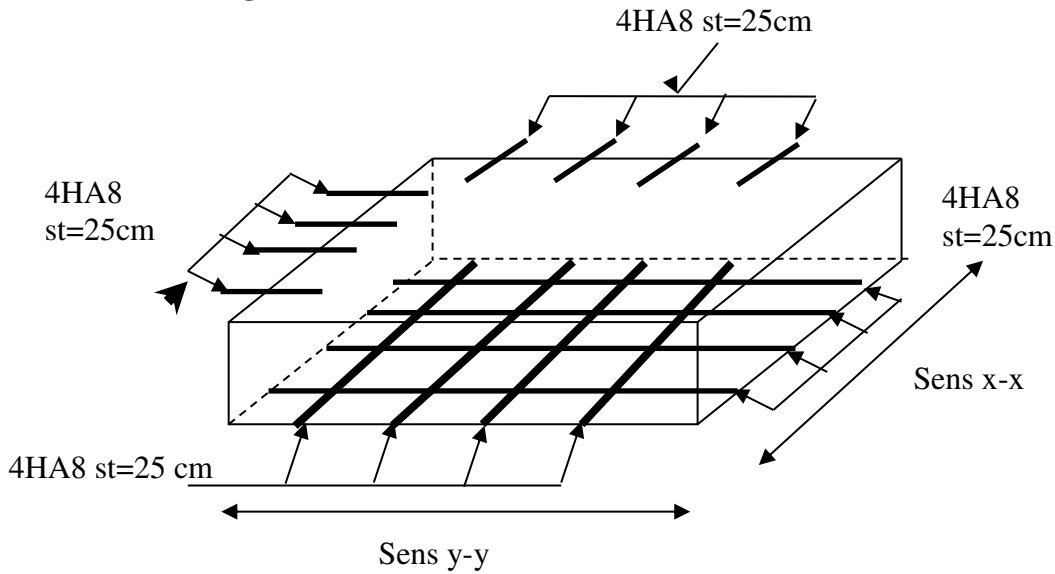


Figure.III.15. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis.

❖ Dalle pleine sur trois appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{5.15} = 0.27 \leq 0.4$$

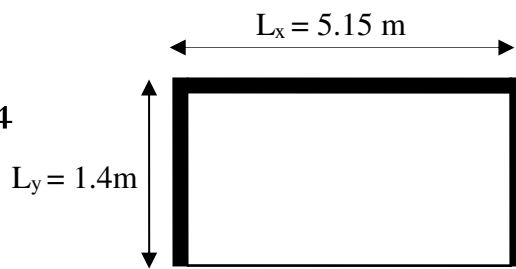


Figure.III.16. Balcon sur trois appuis.

La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Méthode de calcul : on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P * l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P * l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

On $\frac{L_y}{2} = 2.575m > L_x = 1.4m$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

b) Calcul des sollicitations

❖ Evaluation des charges et surcharge

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

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

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

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 9.202 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 6.65 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 29.61 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 4.207 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 29.61 = 25.169 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 4.207 = 3.577 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = -0.4 \times M_{ox} = -11.844 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.4 \times M_{oy} = -1.683 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{11.19 \times 1.4}{2} = 7.833 \text{ KN}$$

Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{100} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{soit: } \phi = 1.5 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.5}{2} + 2\right) = 12.25 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.5}{2} + 1.5 + 2\right) = 10.75 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

Ferraillages :

Tableau.III.34. Ferraillage du balcon sur appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ²	A_{adp} cm ² /ml	S_t cm
Travée	x-x	25.169	0.105	0.139	0.123	5.894	1.2	4HA14=6.16	25
	y-y	3.577	0.015	0.019	0.129	0.797	0	4HA8=2.01	25
Appui	x-x	-11.844	0.049	0.063	0.127	2.688	1.2	4HA10=3.93	25
	y-y	-1.683	0.007	0.009	0.129	0.374	0	4HA8=2.01	25

❖ **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.833 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0602 \text{MPa} \quad (\text{Pas de risque de cisaillement})$$

$$\tau_u = 0.0602 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = G + Q = 6.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 21.397 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.041 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 21.397 = 18.188 \text{ KN.m} \\ M_{yser}^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 3.041 = 2.585 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{xser}^a = -0.4 \times M_{oy} = -8.559 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser}^a = -0.4 \times M_{ox} = -1.216 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MP}$$

Avec :

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 35. Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
travée x-x	18.188	4.06	9615.721	7.679	15	Vérifiée
travée y-y	2.585	2.51	3844.812	1.687	15	Vérifiée
Appui x-x	-8.559	3.36	6742.635	4.265	15	Vérifiée
Appui y-y	-1.216	2.51	3844.812	0.794	15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

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

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.15$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 < \frac{h}{L} = 0.107 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = \frac{25.169}{10 \times 29.61} = 0.085$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.107 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = \frac{6.16}{100 \times 13} = 0.0047$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{515} = 0.0291$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 > \frac{h}{L} = 0.0291$$

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

Tableau.III.36. Calcul de la flèche selon y-y.

Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèche (mm)	
Mj	1.458	σstj	59.633	f _{ji}	0.373
Mg	2.002	σstg	81.896	f _{gi}	0.512
				f _{gv}	1.536
Mp	2.585	σstp	105.749	f _{pi}	0.661

f_y=1.313 mm < f_{y adm}=10.15 mm → la condition de la flèches est vérifiée.

Schémas de ferrailage :

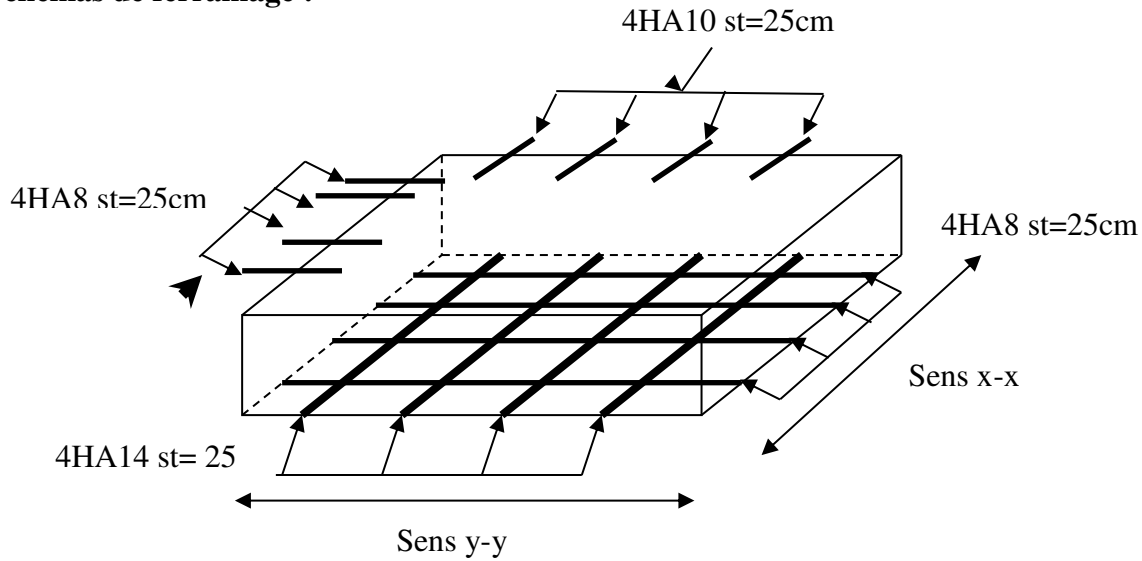


Figure.III.17. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.

❖ Dalle pleine sur deux appuis

Poids propre de la dalle :

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

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

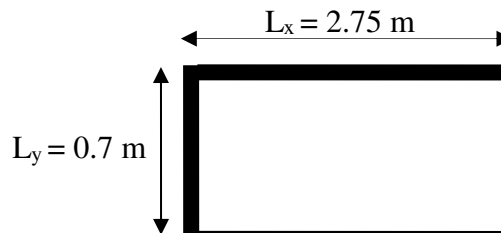


Figure.III.18. Dalle pleine sur deux appuis.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.7}{2.75} = 0.25 < 0.4$ La dalle travaille suivant une seule direction comme une poutre.

➤ Calcul des sollicitations :

On opte pour une bande de 1 ml (b= 1 m).

$q_g = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps)

$$p_u = 1 \times 1,35 \quad ; \quad p_u = 1.35 \text{ KN.}$$

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 5.15 + 1,5 \times 1,5 \quad ; \quad q_u = 9.202 \text{ KN/ml.}$$

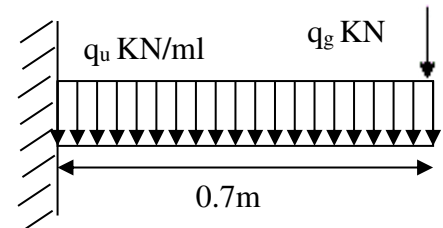
$$p_s = 1 \quad ; \quad p_s = 01 \text{ KN.}$$

$$q_s = G + Q \quad ; \quad q_s = 6.65 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l_x^2}{2} + p_u \cdot l_x \quad ; \quad M_u = 3.2 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l_x^2}{2} + p_s \cdot l_x \quad ; \quad M_s = 2.329 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = q_u \cdot l_x + p_u \quad ; \quad V_u = 7.792 \text{ KN.}$$



➤ Ferrailage

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.2 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.0133 < 0.186 \\ \mu_{bu} &\leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= 1.25[1 - (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}})] \Rightarrow \alpha = 0.0168 \\ Z &= d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m \\ A_x^a &= \frac{M_u^a}{f_{st} \times Z} = \frac{3.2 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 0.712cm^2 \end{aligned} \right.$$

i. Condition de non fragilité :

e=15 cm

$\rho = 0.25 < 0.4$

$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e$; $A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$

$A_{calculée} < A_{min}$ Vérifiée.

Soit : $A_s = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

j. Calcul des espacements :

On a choisi 3HA8 : $St = \frac{100}{3} = 33\text{cm}$

k. Armatures répartitions

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.378\text{cm}^2.$$

$A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

l. Vérification de l'effort tranchant

$V_u = 7.792 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.792 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.06 \text{ MPA.}$$

$\tau_u = 0.06 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$ Vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **l'ELS :**

➤ **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 2.329 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$100 \frac{y^2}{2} + 22.65y - 294.45 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.21 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2996.801 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.717 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{70} = 0.214$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 < \frac{h}{L} = 0.214 \dots \dots \dots c' \text{ est vérifié}$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = \frac{3.2}{10 \times 3.2} = 0.1$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.214 \dots \dots \dots c' \text{ est vérifié}$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 13} = 0.0047$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.00116 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots c' \text{ est vérifié}$$

Schémas de ferrailage :

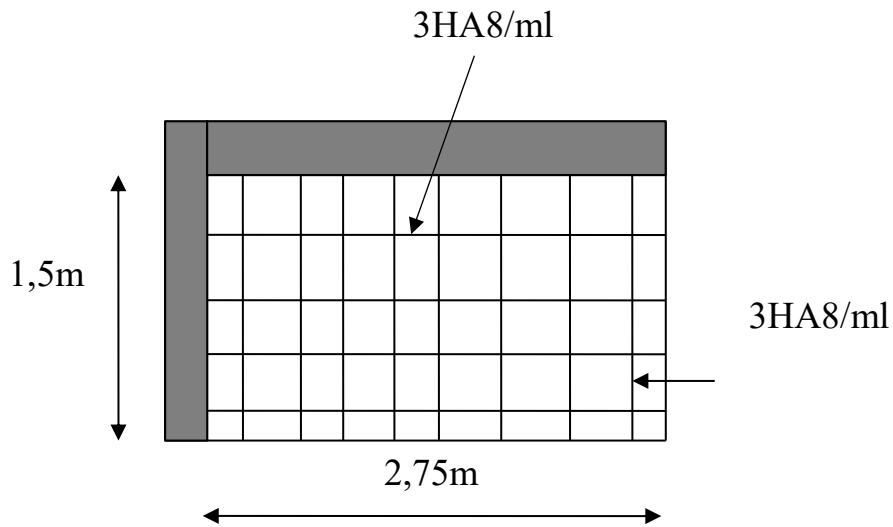


Figure.III.19. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis.

III.3 Etude de la dalle de la cage d'ascenseur

III.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20\text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

➤ **Poids propre de la dalle et des revêtements**

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5\text{ cm}$)

$$G = 25 \times 0.2 + 25 \times 0.05 = 6.25\text{ KN/m}^2$$

➤ **Poids de la cuvette**

$$FS = 15 + 100 + 6.3 = 121.3\text{ KN.}$$

$$S = L_x \cdot L_y = 1.9 \times 1.6 = 3.04\text{ m}^2$$

$$G = \frac{FS}{S} = \frac{121.3}{3.04} = 39.9\text{ KN/m}^2$$

➤ **Poids total**

$$G_{\text{tot}} = 39.9 + 6.25 = 46.15\text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 46.15 + 1.5 \times 1 = 63.804\text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 46.15 + 1 = 47.15\text{ KN/m}^2$$

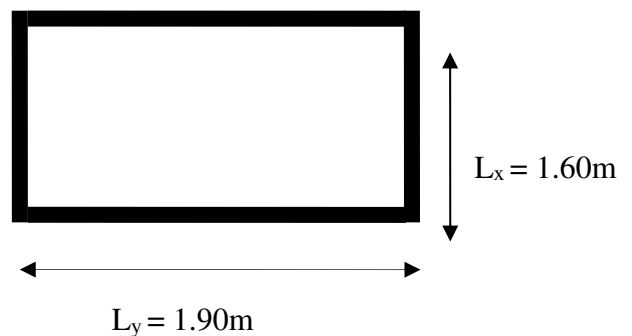


Figure.III.20. Dalle sur quatre appuis

➤ **Charges uniformément réparties :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.6}{1.9} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **Les sollicitations :**

À l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0517 \times 63.804 \times 1.6^2 = 8.445 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6678 \times 8.445 = 5.639 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.445 = 7.178 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.639 = 4.793 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.445 = 2.533 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 M_y = 0.3 \times 8.445 = 1.692 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se calcul à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 14 \text{ mm}$ pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - e \Rightarrow d_x = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \phi_x \Rightarrow d_y = 18 - 0.8 = 17.2 \text{ cm}$$

Tableau.III. 37. Le ferrailage de la dalle de locale des machines.

	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	Sens x-x	7.178	1.155	4HA8=2.01
	Sens y-y	4.793	0.769	4HA8=2.01
Appui	Sens x-x	2.533	0.406	3HA6=0.85
	Sens y-y	1.692	0.271	3HA6=0.85

❖ Vérification de condition de non fragilité :

Pour $h > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$:

En travée :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.726 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A^t < A_{\min}$$

❖ Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ Vérification au cisaillement :

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times (1 + \frac{\rho}{2})} = 35.919 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.919 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.199 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

❖ Vérification à l'ELS

❖ État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = 35.32 \text{ KN/m}$$

à l'ELs : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0586 \times 47.15 \times 1.6^2 = 7.073 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7655 \times 7.073 = 5.414 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.073 = 6.012 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.414 = 4.602 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 7.073 = 2.122 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 M_y = 0.3 \times 5.414 = 1.624 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

Sens x-x :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2, Mt_{xser} = 6.012 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.01 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 7683.65 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = Mt_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 2.355 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2, Mt_{yser} = 4.602 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0.$$

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

$$y = 2.93 \text{ cm}$$

$$I = 6977.9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M t_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 1.932 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis :

➤ **Sens x-x**

$$M a^{ser} = 2.122 \text{ KN.m} ; A_a = 0.85 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$I = 3530.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M t_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 1.214 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y**

$$M a^{ser} = 1.624 \text{ KN.m} ; A_a = 0.85 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$I = 3530.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M t_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 0.929 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La flèche :

➤ **Sens x-x :**

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l_x} = 0.125 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ **Sens y-y :**

$$1. \frac{h_t}{l_y} = \frac{20}{230} = 0.087 > \frac{1}{16}$$

2. $\frac{h_t}{l_y} = 0.087 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0.085$
3. $\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00117 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.3.2. Cas de charges concentrées :

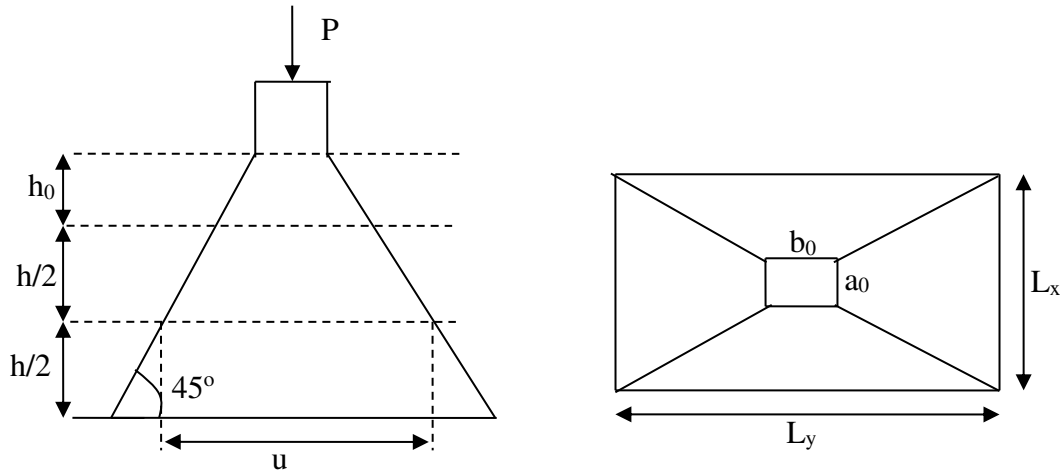


Figure.III.21. L'ascenseur.

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcule le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

Calcul des moments selon le BAEL 91 :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

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

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD (annexe II)**

➤ **ELU :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.6}{1.9} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = \frac{110}{160} = 6.9 \quad \text{et } \rho = 0.84$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = \frac{110}{190} = 0.58 \quad \text{et } \rho = 0.84$$

En se référant à l'**annexe II** on trouve $M_1 = 0.077$ et $M_2 = 0.062$

$$G = 39.90 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 53.867 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 0.077 * 53.867 = 4.148 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0.062 * 53.867 = 3.339 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{x2} = 8.445 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 5.639 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.593 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.978 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 12.593 = 10.704 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.978 = 7.631 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 12.593 = 3.778 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.38. Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.

	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	Sens xx	10.704	1.729	4HA8=2.01
	Sens yy	7.631	1.228	4HA8=2.01
Appui	Sens xx	3.778	0.606	3HA8=1.51
	Sens yy	2.693	0.431	3HA8=1.51

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

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.726 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A^{ty} < A_{\min}$$

$$\Rightarrow A^a < A_{\min}$$

$$\Rightarrow A_{xt} > A_{\min}$$

❖ **Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110)$$

$$U_c = 440 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 163.755 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 4.4 * 0.2 * 25 * \frac{10^3}{1.5} = 660 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$\text{Au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{(2 \times u) + v} = 49.623 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_v = \frac{Q_u}{(2 \times v) + u} = 49.623 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{49.623 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.276 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des armatures :**

Sense xx: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sense yy: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

1. Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = (15 + 100 + 6.3) = 1021.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 121.3 * (0.077 + 0.2 * 0.062) = 10.844 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 121.3 * (0.062 + 0.077 * 0.2) = 9.389 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 46.15 + 1 = 47.15 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0586 \times 47.15 \times 1.6^2 = 7.073 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7655 \times 7.073 = 5.414 \text{ KN.m}$$

3. La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.844 + 7.073 = 17.917 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.389 + 5.414 = 14.803 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 17.917 = 15.229 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 14.803 = 12.582 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 17.917 = 5.375 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification à l'ELS :**✓ État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.39. Récapitulatif des résultats des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b (MPa)	condition
Travée	X-X	15.229	2.01	3.01	7683.65	5.967	15	Vérifier
	Y-Y	12.582	2.01	2.93	6977.9	5.283	15	Vérifier
Appui	x-x	5.375	1.51	2.64	5957.13	2.381	15	Vérifier
	y-y	4.441	1.51	2.57	5413.75	2.108	15	Vérifier

La flèche :

Sens x-x :

- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{1}{16}$
- $\frac{h_t}{l_x} = 0.125 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$
- $\frac{A_s}{b * d} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

Sens y-y :

- $\frac{h_t}{l_y} = \frac{20}{230} = 0.087 > \frac{1}{16}$
- $\frac{h_t}{l_y} = 0.087 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$
- $\frac{A_s}{b * d} = 0.00117 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105.$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines :

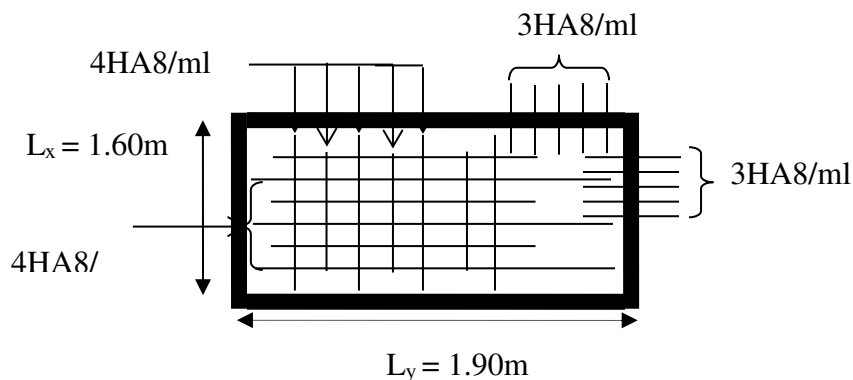


Figure.III.22. Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.

III.4 Escaliers

Escalier à deux volées

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM ou par la méthode des charges équivalentes.

Notre type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 20cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

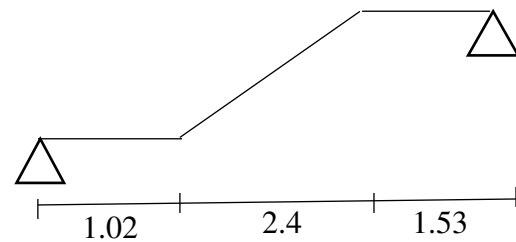


Figure.III.23. Schéma statique.

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges :

$$\text{- La volée : } \begin{cases} G_V = 9.65 \text{ KN / m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ KN / m}^2 \end{cases}$$

$$\text{- Le palier : } \begin{cases} G_P = 6.48 \text{ KN / m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN / m}^2 \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

$$q_V = 1.5Q_V + 1.35G_V \Rightarrow q_V = 1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 9.65$$

$$q_V = 16.778 \text{ KN / ml}$$

$$q_P = 1.5Q_P + 1.35G_P = 1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 6.48$$

$$q_P = 12.498 \text{ KN / ml}$$

Calcul à l'ELS :

$$q_V = Q_V + G_V \Rightarrow q_V = 2.50 + 9.65$$

$$q_V = 12.15 \text{ KN / ml}$$

$$q_P = Q_P + G_P = 2.5 + 6.48$$

$$q_P = 8.98 \text{ KN / ml}$$

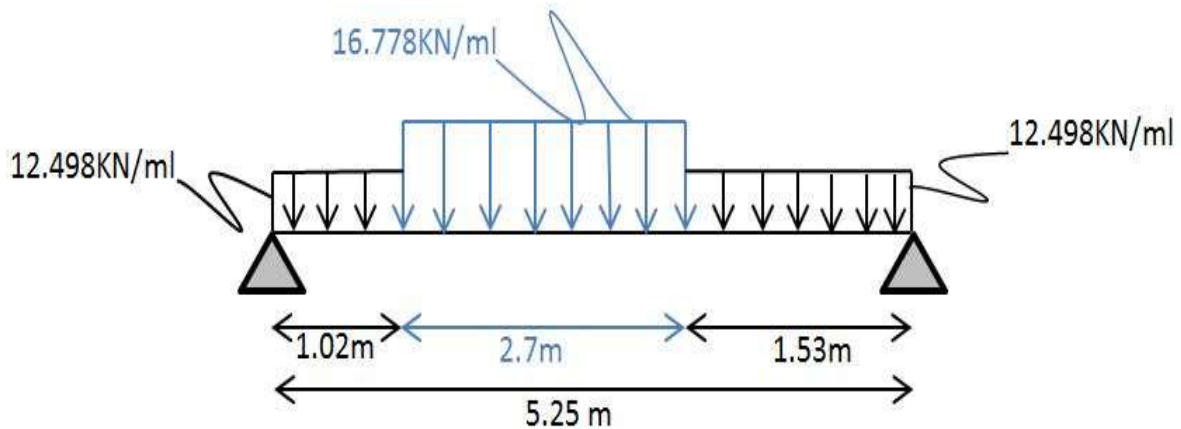


Figure.III.24. Chargement affecté à l'escalier.

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 39.146\text{KN} \quad \text{Et} \quad R_B = 38.023\text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

Tronçon 1

$$0 \leq x \leq 1.02\text{m}$$

$$T_y(x) = 39.146 - 12.498 \cdot x \dots(\text{ELU})$$

$$T_y(0) = 39.146\text{KN} ; T_y(1.02) = 26.4\text{KN}$$

$$T_y(x) = 28.268 - 8.98 \cdot x \dots(\text{ELS})$$

$$T_y(0) = 28.268\text{KN} ; T_y(1.02) = 18.108\text{KN}$$

$$M_u(x) = 39.146x - \frac{12.498x^2}{2} \dots(\text{ELU})$$

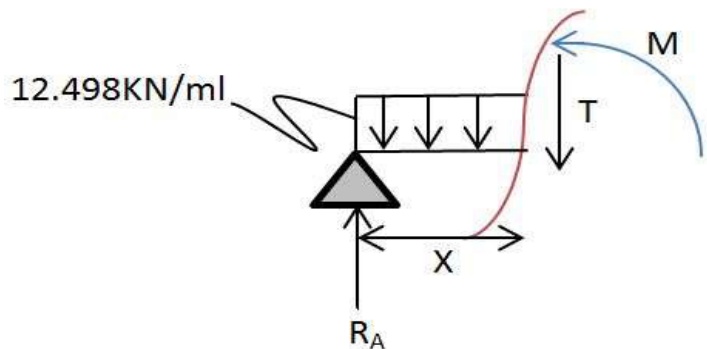
$$M_u(0) = 0 ; M_u(1.02) = 33.427\text{KN.m}$$

$$M_s(x) = 28.268x - \frac{8.98x^2}{2} \dots(\text{ELS})$$

$$M_s(0) = 0 ; M_s(1.02) = 24.162\text{KN.m}$$

$$T_{(\max)} = 39.146\text{KN} ;$$

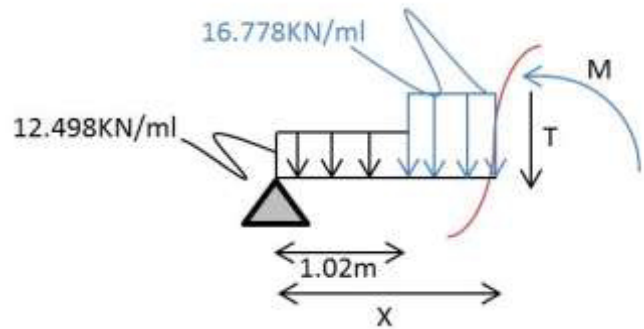
$$M_{u(\max)} = 33.427\text{KN.m}$$



Tronçon 2 :

$1.02 \leq x \leq 3.9\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y(x) = 44.282 - 16.778X \dots (\text{ELU}) \\ T_y(1.02) = 27.168\text{KN} ; T_y(3.9) = -21.152\text{KN} \\ T_y(x) = 32.072 - 12.15X \dots (\text{ELS}) \\ T_y(1.02) = 19.679\text{KN} ; T_y(3.9) = -15.313\text{KN} \\ M_u(x) = -8.339(X^2) + 44.282(X) - 3.0816 \dots (\text{ELU}) \\ M_u(1.02) = 33.410\text{KN.m} ; M_u(3.9) = 42.782\text{KN.m} \\ M_s(x) = -6.075(X^2) + 32.072(X) - 2.2824 \dots (\text{ELS}) \\ M_s(1.02) = 24.111\text{KN.m} ; M_s(3.9) = 30.398\text{KN.m} \\ \frac{dM}{dx} = 0 ; X_u = 2.655\text{m} ; M_u(2.655) = 55.705\text{KN.m} \end{array} \right.$$



$M_{u_{\max}} = 0.75 \times 55.705 = 41.778\text{KN.m} ; M_{u_{\min}} = -0.5 \times 55.705 = -27.853\text{KN.m}$

$\frac{dM}{dx} = 0 ; X_u = 2.64\text{m} ; M_u(2.64) = 40.047\text{KN.m}$

$M_{s_t}^{\max} = 0.75 \times 40.047 = 30.035\text{KN.m} ; M_{s_a}^{\max} = -0.5 \times 40.047 = -20.024\text{KN.m}$

Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100x20) cm 2

Avec : En travée: $M_t = 41.778\text{KN.m}$; En appuis: $M_a = -27.853\text{KN.m}$

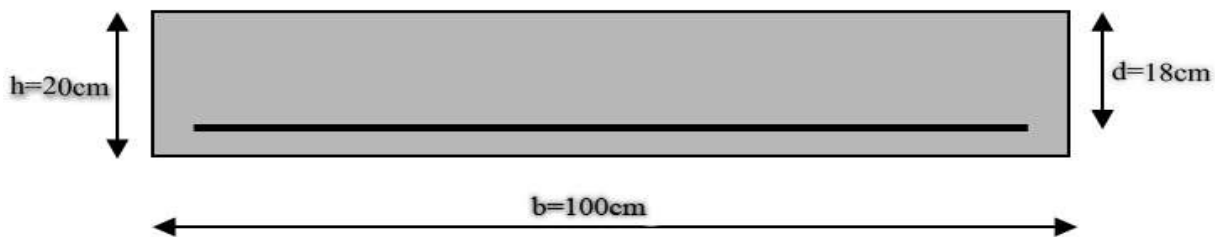


Figure.III.25. Section à ferrailer.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	41.778	0.091	0.119	0.171	7.021	7HA12=7.92	14.20
En appuis	27.853	0.061	0.079	0.174	4.60	5HA12=5.65	20

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

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 2.174 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{39.146 \times 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.217MPa < \bar{\tau}_u. \quad \dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}) \times \frac{\delta_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 7.92 + 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 13.57 \text{ cm}^2 \geq (39.146 \times 10^{-3} - \frac{27.853 \times 10^{-3}}{0.9 * 0.18}) \times \frac{1.15}{400} = 0.039 \text{ cm}^2 \quad \dots\text{C'est vérifié}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/ml; S_t=25cm.

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisie : 3HA8 = 1.51cm²/ml; S_t=33cm.

➤ **Vérification des espacements :**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

Travée : S_t = 14.20 cm ≤ min (3h , 33 cm) = 33 cm

appuis : S_t = 20 cm ≤ min (3h , 33 cm) = 33 cm

Armatures de répartition : S_t = 25 cm ≤ min (4h, 45 cm) = 45 cm

: S_t = 33 cm ≤ min (4h, 45 cm) = 45 cm

Vérification à L'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les

Vérifications à faire sont :

Etat limite de compression du béton :

En travée :

Ra = 28.268 KN et Rb = 27.436 KN ; M_{st}^{max} = 30.035 KN.m

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.40. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	30.035	10.918	49340.226	6.646	15	vérifie
Appuis	20.024	9.481	34558.627	5.493	15	vérifie

Etat limite de déformation

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

$$\frac{e}{l} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times Mo} \right] \Rightarrow 0.0381 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$At < \frac{2 \times b \times d}{fe} \Rightarrow 0.000792 < 0.0009 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Schéma de ferrailage

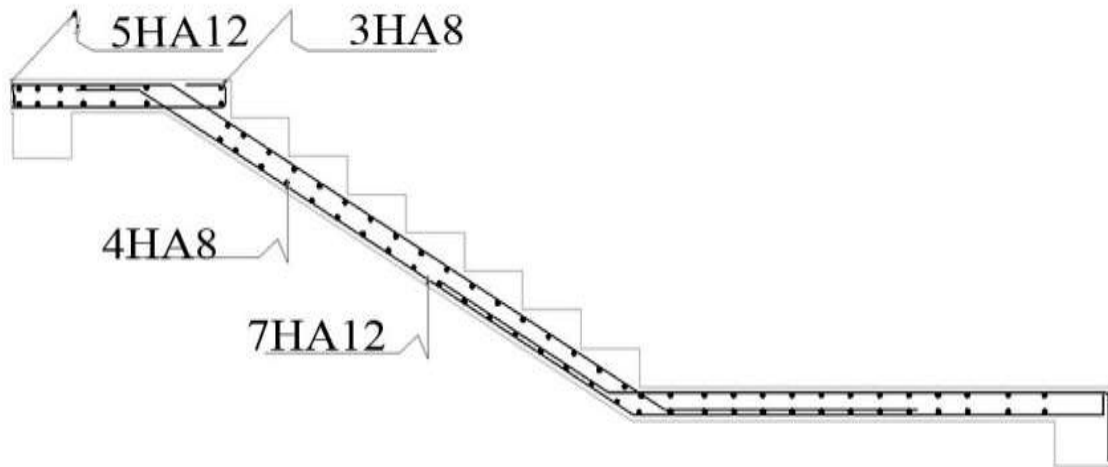


Figure.III.26. Schéma de ferrailage de l'escalier par ml.

III.5 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre et aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et ainsi qu'aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

III.5.1 Dimensionnement :

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

L_{\max} : la longueur maximale entre les nus d'appuis de la poutre considérée :

La longueur b est définie forfaitairement

$L_{\max} = 275$ cm.

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \Rightarrow 18.33\text{cm} \leq h \leq 27.5\text{cm} ; \text{ Soit : } h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Sachant que

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Donc on opte pour la section de $(b \times h) = (30 \times 30)$ cm

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

RPA (Article 7.5.1)

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} ; h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm} ; h / b = 30 / 30 = 1 \leq 4$$

Tout les conditions sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres palière une section de (bxh) = (30x30) cm².

❖ **Les sollicitations de la poutre palière**

III.5.2 Les charges sur la poutre

g₀: Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0.30 \times 0.30) \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

g_m= poids de mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 2.81 \times 1.18 = 3.316 \text{ KN}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU : } R_a = 39.146 \text{ KN} ; \text{ ELS : } R_a = 28.268 \text{ KN}$$

Les sollicitations :

$$p_u = 1.35 \times (2.25 + 3.316) + 39.146 = 46.66 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 46.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} = 44.108 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 37.492 \text{ KN.m} ; M^a = -22.054 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times L}{2} = 64.158 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature a la flexion simple

$$B = 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 28 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après

Elément	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	37.492	0.112	0.149	0.263	4.09	4.62
En appui	-22.054	0.066	0.085	0.27	2.34	4.62

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.28 \times 2.1 / 400 = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ On ferraille avec } A_{\min}.$$

$$\text{Soit on travée : } A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Remarque : la section calculée pour les appuis est inférieure à la section minimale, Alor on ferraille les appuis avec A_{\min} .

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU**➤ **L'effort tranchant**

$$V_u = 64.158 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{64.158 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.764 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de l'espacement S_t**

Exigence du RPA : Article (7.5.2.2).

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l\right);$$

ϕ_l : le petit diamètre des armatures longitudinales

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4\right) \Rightarrow S_t \leq 7.5 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On prend } \phi = 8 \text{ cm}$$

En travée

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.30 \times 0.1}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq b \times s_t \times \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.8 \times f_e} = 0.30 \times 0.10 \times \frac{(0.764 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.126 \text{ cm}^2 < 0.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.3 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.30 \times 0.07}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq b \times s_t \times \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.8 \times f_e} = 0.30 \times 0.07 \times \frac{(0.764 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.088 \text{ cm}^2 < 0.21 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t=0.21\text{cm}^2$

Calcul d’armature à la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C’est le moment d’appui (**Figure III-27**)

$$M^{torsion} = M_{stmax} = -20.024\text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l’épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu’il est possible d’inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.)**

- U : périmètre de la section
- Ω : aire du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d’acier

$$e = \varnothing / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.61\text{cm}^2$$

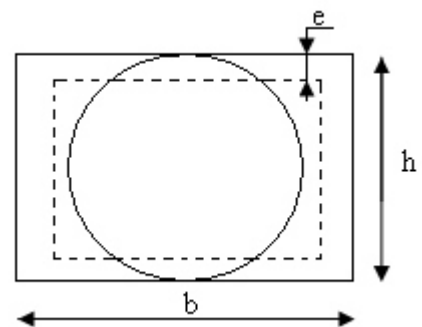


Figure.III.27. Section creuse équivalente

➤ **Choix des armatures**

En travée

$$A^t = A^{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$$

$$A^t = 4.62 + \frac{4.61}{2} = 6.93\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14+3\text{HA}12=8.01\text{cm}^2$$

En appui

$$A^t = A^{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$$

$$A_a = 3.39 + \frac{4.61}{2} = 5.70 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots\text{BAEL91}$$

On a $V_{max} = 64.158\text{KN}$; $\tau_u = 0.764\text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.024 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.20\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\lambda_b}; 4MPa \right] = 3.33MPa \quad v$$

$\tau_{torsion} < \tau_{adm}$ la condition vérifiée

$$\tau_{torsion} = 3.2MPa; \quad \tau_u = 0.764MPa$$

$$\tau_u = \sqrt{0.764^2 + 3.20^2} = 3.29MPa < \tau_{adm} = 3.33MPa \text{ la condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

L'espaceur comme suit :

En travée : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{TOR} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.46cm^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.9cm^2 > 0.46cm^2$$

$$A_t = 0.9cm^2$$

En appuis : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{TOR} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.32cm^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63cm^2 > 0.32cm^2$$

$$A_t = 0.63cm^2$$

Ferraillage transversale finale

$$A_t = A_t^{\text{flexionsimple}} + A_t^{\text{torsion}} = 0.3 + 0.9 = 1.2cm^2$$

$$\text{Choix de ferraillage : } 1HA10 \text{ (cadre)} + 1HA8 \text{ (étrier)} = 0.79 + 0.50 = 1.29cm^2$$

Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)

Travée

$$M_t^{\text{ser}} = 27.18KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$15y^2 + 120.15y - 3364.2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 11.50\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 47919.59\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.52\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis

$$M_r^{\text{ser}} = -15.99 \text{KN.m} ; y = 10.81 ; I = 42728.42 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.05\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Etat limite de déformation

$$M_t = 27.18\text{KN.m}; M_o = 31.98\text{KN.m}; l = 2.75\text{m}; A_s = 7.6\text{cm}^2;$$

$$h \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_o} \right) \times l \dots\dots\dots \text{vérifiée} \quad A_s < \frac{4.2 \times d \times b_o}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la poutre palière

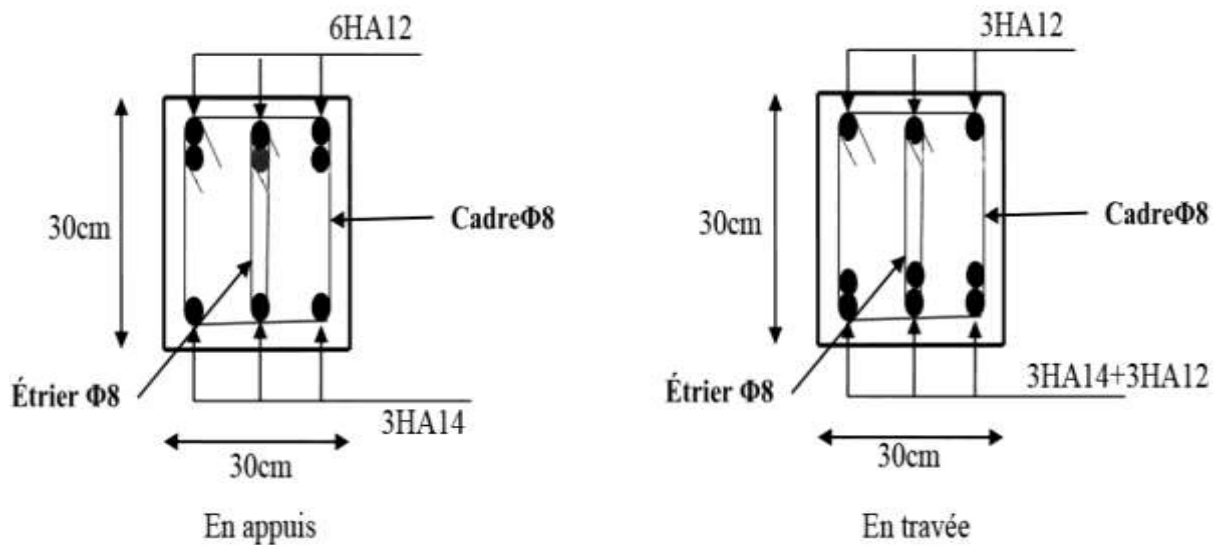


Figure.III.28. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Poutre de chaînage

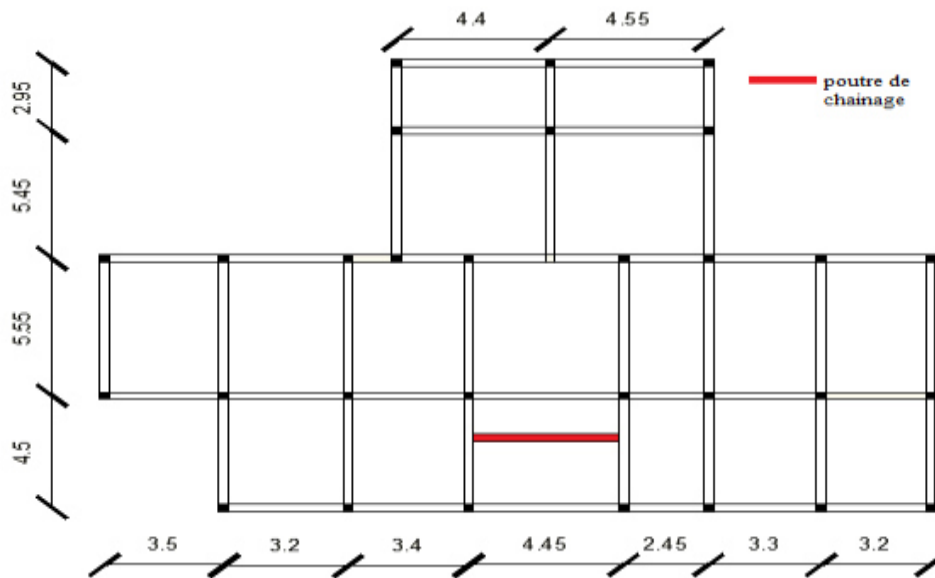


Figure.III. 29. Poutre de chaînage.

III.6.1 Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.45 - 0.3 = 4.15\text{m}$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow 27.67\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}$$

Selon RPA 99 (Art 9.3.3) $H \geq 15\text{cm}$ et $b \geq \frac{2}{3}h$

Soit : $h = 40\text{ cm}$ $b = 35\text{cm}$

Donc le dimensionnement de la poutre de chaînage est de (35×40).

❖ Sollicitations

(10 cm est l'épaisseur de mur)

$$P_p = 0.35 \times 0.40 \times 25 = 3.5\text{KN/ml} ; P_{mur} = 1.3 \times (3.06 - 0.4) = 3.458\text{KN/ml}$$

❖ Calcul à L'ELU et à L'ELS

$$q_u^p = 1.35 \times 3.5 = 4.725\text{KN/ml} ; q_u^{mur} = 1.35 \times 3.458 = 4.668\text{KN/ml}$$

$$q_s^p = 3.5\text{ KN/ml} ; q_s^{mur} = 3.458\text{KN/ml}$$

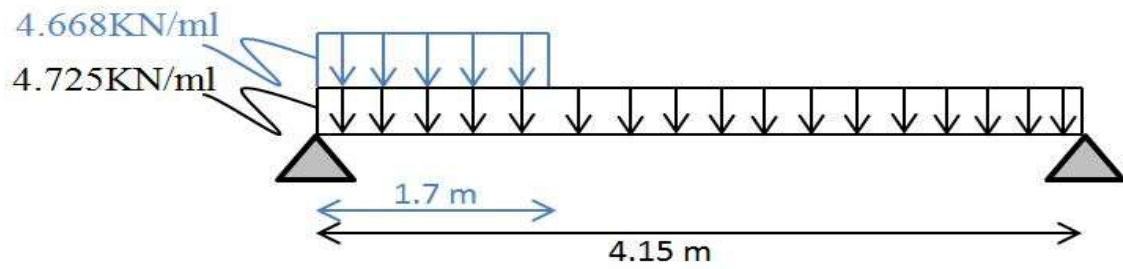


Figure.III. 30. Chargement affecté à la poutre de chaînage.

Par la méthode RDM on trouve :

$$Ru_A = 16.11KN \quad \text{Et} \quad Ru_B = 11.42KN \quad \dots \quad Rs_A = 11.93KN \quad \text{Et} \quad Rs_B = 8.47KN$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

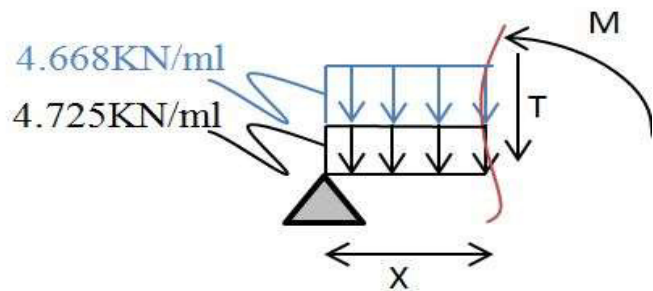
Tronçon 1 ($0 \leq x \leq 1.7m$)

$$T_y(x) = 16.11 - 9.393 \cdot x \dots (\text{ELU}) ;$$

$$T_y(0) = 16.11KN ; T_y(1.7) = -0.14KN$$

$$Mu(x) = 16.11x - \frac{9.393x^2}{2} \dots (\text{ELU})$$

$$Mu(0) = 0 ; Mu(1.7) = 13.81KN.m$$



Tronçon 2 ($1.7 \leq x \leq 4.15m$)

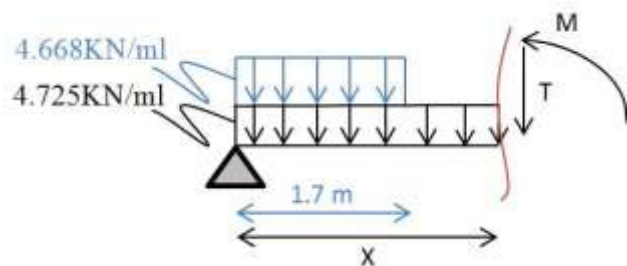
$$T_y(x) = 16.21 - 4.725 \cdot X \dots (\text{ELU}) ;$$

$$T_y(1.7) = 8.18 KN ; T_y(4.15) = - 3.40 KN$$

$$Mu(x) = 16.21 \cdot X - \frac{4.725x^2}{2} \dots (\text{ELU}) ;$$

$$Mu(1.7) = 20.73KN.m ;$$

$$Mu(4.15) = 26.58KN.m$$



$$Ms(x) = -1.75 (X^2) + 12(X) \dots (\text{ELS})$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 ; Xu = 3.43m ; Mu(3.43) = 27.81KN.m$$

$$Mu^{tmax} = 0.85 \times 27.81 = 23.64 KN.m ; Mu_a^{max} = - 0.5 \times 55.705 = -13.91KN.m$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 ; Xs = 3.43m ; Ms(3.43) = 20.57KN.m ;$$

$$Ms^{tmax} = 0.85 \times 20.57 = 17.48 KN.m ; Ms_a^{max} = - 0.5 \times 20.57 = -10.29 KN.m$$

III.5.2 Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau.III. 41. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	23.64	0.0329	0.0418	0.3736	1.82	2HA12=2.26 cm ²
En appuis	-13.91	0.0194	0.0245	0.3763	1.06	2HA12=2.26cm ²

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.35 \times 0.38 \times 2.1 / 400 = 1.61 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A_{\text{cal}} > A_{\min}$ on adopte le A_{cal} pour le ferrailage en travée et pour l'appui on adopte

$$A_{\min} = 1.61 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{16.11 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.121 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \text{ Condition vérifiée pas de risque de cisaillement.}$$

➤ Calcul des armatures transversales (BAEL91 modifié Art III.3.b)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm}. \text{ Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle } \phi 8$$

$$\Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des espacements (CBA Art A.5.1.2.2)

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm}; S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 37.75 \text{ cm}; S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} < 0$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Le RPA2003 (9.3.3) exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$, On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA(9.3.3) L'espacement de deux barres d'une même nappe horizontale ne doit pas excéder 20 cm La condition est vérifiée.

➤ Vérification à l'E.L.S

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 ; I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tableau.III. 42. Tableau .Résultats de calcul des contraintes de béton.

	Mser (KN.m)	A	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^{adm} (Mpa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{adm}$
Travée	17.48	3.39	0.0915	51260976	3.12	15	Vérifiée
appuis	-10.29	2.36	0.0781	37823	2.12	15	Vérifiée

Evaluation de la flèche : (Article B.6.5.1)

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{415} = 0.096 \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.096 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{17.48}{10 \times 20.57} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.26}{35 \times 38} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifier implique que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

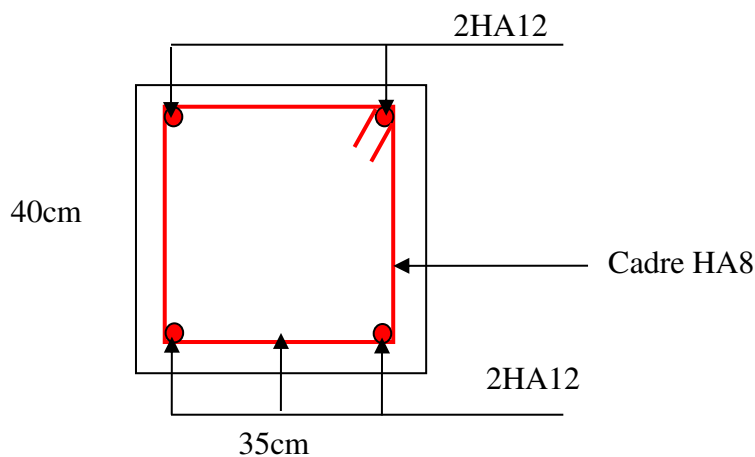


Figure.III.31. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7 Etude de l'acrotère

Tableau.III.43. charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit intérieur Ciment (e=2cm)	Enduit extérieur Ciment (e=2cm)	G _{total} KN/ml
70	15	0.1212	3.03	0.252	0.252	3.534
La charge totale estimée est : G=3.534KN/ml.						
La charge d'exploitation est : Q=1.00 KN/ml. DTR B.C.2.2.						

III.7.1 Hypothèse de calcul

- 1) le calcul se fait pour une bande de 1 ml longueur,
- 2) la fissuration est préjudiciable ;
- 3) le calcul se fait à la flexion composée.

III.7.2 Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1=0.1212 \times 25 \times 1=3.03 \text{KN}$.

Poids d'enduit extérieur (ciment : e =2cm) : $G_2= 0.02 \times 18 \times 0.7 \times 1=0.252 \text{KN}$.

Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $G_3= 0.02 \times 18 \times 0.7 \times 1=0.252 \text{KN}$.

$W_p=G_1+G_2+G_3=3.534 \text{ KN}$;

$Q = 1 \text{KN}$ (la charge d'exploitation)

III.7.3 La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$F_p= 4 \times A \times C_p \times W_p \dots$ **RPA99 (article 6.2.3)**

$A= 0.15 \dots$ (RPA 99 v2003)

$C_p= 0.8$; $W_p= 3.534 \text{ KN/ml}$.

Donc : $F_p= 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.534= 1.696 \text{ KN/ml}$; $F_p= 1.696 \text{ KN/ml}$.

Le centre de gravité de la section est $G(X_g ; Y_g)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = 9.41 \text{cm} ; Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = 37.25 \text{cm}$$

III.7.4 Calcul des sollicitations

Au niveau de la base de l'acrotère les efforts internes sont :

Un effort normale dû à son poids propre $N = 3.534$ KN

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

Un moment de flexion M_Q dû à la charge Q :

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$$

Un moment de flexion M_F dû à la charge F_P :

$$M_F = F_P \times Y_G = 1.696 \times 0.3725 = 0.632 \text{ KN.m}$$

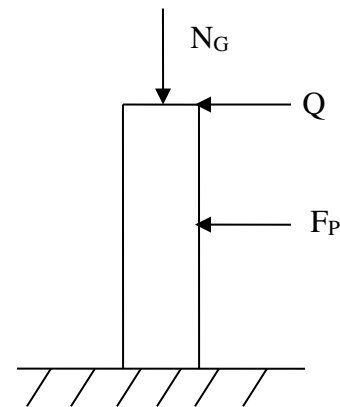


Figure.III.32. Schéma statique de l'acrotère.

III.7.5 Combinaison d'action

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml de largeur.

Tableau.III.44. Calcul de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	3.534	4.771	3.534
M (KN .m)	1.332	1.05	0.7

III.6.6 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{4.771} = 0.22 \text{ m} ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.12 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé (le centre de pression se trouve à l'extrémité

de noyau central) .

\Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

\Rightarrow le risque de flambement développée par l'effort de compression à ajouter e_a et e_2 .

Pour la justification vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e_t (excentricité réelle de calcul).

Avec : $e_t = e_1 + e_a + e_2$

e_1 = excentricité du premier ordre

e_a = excentricité additionnelle.

e_2 = excentricité due au second ordre.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = \max(2cm; \frac{70}{250}) = 2cm$$

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

Avec :

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.7 = 1.4$ m

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 15$ cm

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.7} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,4}{0.15} = 9.33 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.22}{0.15}) = 29.33$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{0.15 \times 10^4} (2 + 0) = 0.00784$$

$$e_t = 0.22 + 0.02 + 0.00784 = 0.248m$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 4.771$ KN

$$M_u = N_u \times e = 4.771 \times 0.248 = 1.183$$
 KN.m

❖ Calcul à l'ELU

$$f_{bu} = 14.2$$
 MPA

$$f_{st} = 348$$
 MPA

$$N_u = 4.771$$
 KN

$$M_u = N_u \times e = 4.771 \times 0.248 = 1.183$$
 KN.m

$$M_u = 1.183$$
 KN.m

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.183}{4.771} = 0.248m$$

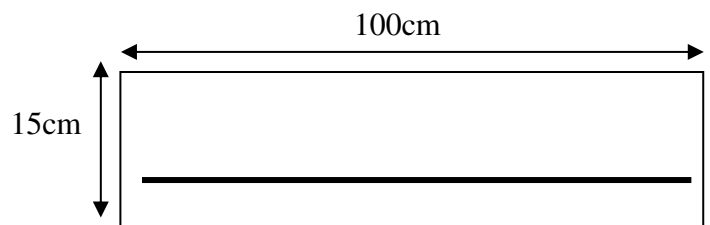


Figure.III.33. Section à ferrailer.

$$e_G = 0.248 \text{ m} > y_G = \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2) = 1.183 + 4.771(0.12 - 0.15/2) = 1.398 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ua} = 1.398 \text{ KN.m}$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.398 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0068$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 0.0085 ; z = 0.12$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.398 \times 10^{-3}}{348 \times 0.12} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A = A - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.33 - \frac{4.771 \times 10^{-3}}{348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{\min} > A$ donc on prend $A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ se qui fait $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

❖ L'espacement :

Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{70}{3} = 23.33 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 1.696 + 1 = 2.696 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.696 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.022 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}.$$

On a $\tau_u = 0,022 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ C'est vérifié.

❖ Vérification de l'adhérence (En utilisant Modifiées 99)

$$\tau_{es} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \text{ (Article.A.6.1 .3)}$$

tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{cm}$$

$$\tau_{es} = 2.696 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.1005) \Rightarrow \tau_{es} = 0.248 \text{Mpa}.$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{Mpa} \text{ (Article.A.6.1 ,21)}$$

Tel que : ψ_s est le coefficient de scellement

$$\tau_{es} = 0.248 \text{Mpa} < 2.835 \text{Mpa} \Rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite du béton
2. Contrainte limite de l'acier

La combinaison d'action à considérer est : G + Q.

$$N_{ser} = 3.534 \text{KN}. \quad M_{ser} = 0.7 \text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{3.534} = 0.198 \text{m}; \quad \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{m} \Rightarrow e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow (\text{S.p.C})$$

$$N(\text{compression}) \Rightarrow C = e_G - \frac{h}{2}$$

$$|C| = |0.198 - 0.075| = 0.123 \text{m} \Rightarrow |C| = 0.123 \text{m} \Rightarrow c = -0.123 \text{M}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c-d) + 90 \frac{A}{b} (d-c) \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d-c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c-d)^2 - 90 \frac{A}{b} (d-c)^2 \Rightarrow q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d-c)^2$$

$$P = -3 \times (-0.123)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 + 0.123) = -0.041 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.123)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 + 0.123)^2 = 0.0027 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.041 y_c + 0.027 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = -2.921 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 147.67^\circ, \quad a = 0.23$$

$$Y_1 = -0.844 \text{ m}; \quad Y_2 = -0.226 \text{ m}; \quad Y_3 = 0.076 \text{ m}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < h = 0.15 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = -0.884 \text{ m} \Rightarrow Y_1 + C = -0.721 \text{ m} \dots \text{ N'est pas vérifiée}$$

$$Y_2 = -0.226 \Rightarrow Y_2 + C = -0.103 \text{ m} \dots \dots \text{ N'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 0.076 \Rightarrow Y_3 + C = 0.199 \text{ m} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc on choisit $Y_c = 0.076 \text{ m} \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 0.199 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c-d) - 15 A (d-y) = \frac{1 \times 0.199^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.12 - 0.199) = 2.004 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.534 \times 10^{-3} \times 0.199}{2.004 \times 10^{-2}} = 0.035 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte limite de l'acier

$\eta = 1,6$ pour les HR

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.534 \times 10^{-3}}{2.004 \times 10^{-2}} \times (0.12 - 0.199) = -0.209 \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPA}$$

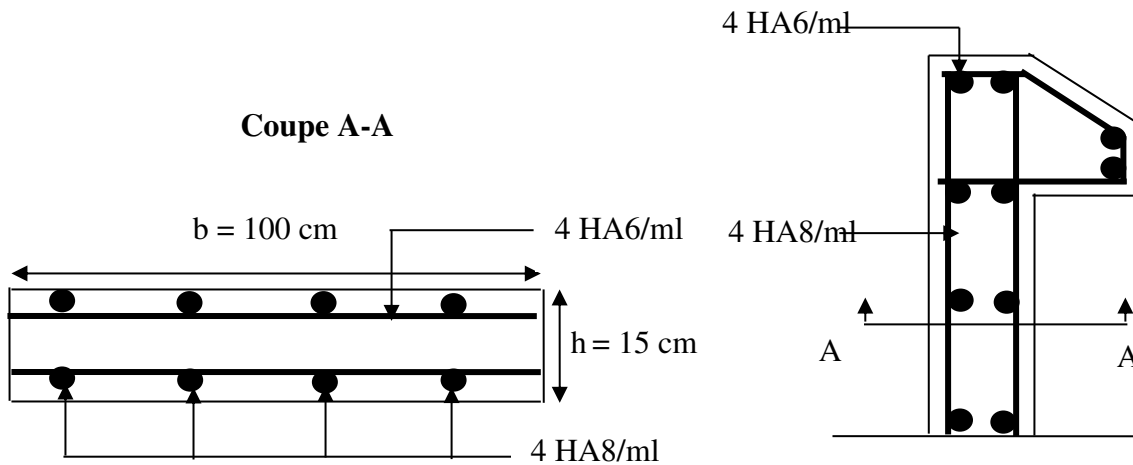


Figure.III.34. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite potée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrillés.

Les balcons sont réalisés en dalles pleines on tenant compte la résistance au coupe-feu. Nous nous sommes ensuite intéressés à l'ascenseur puis l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée. Un ferrillage adéquat a été adopté.

Dans notre structure, nous avons un seul type d'escalier. Ce type a été étudié et ferrillé.

Chapitre

4

Etude dynamique

CHAPITRE IV

Etude Dynamique

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

L'étude a été faite avec le logiciel robot qui est un code de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques Algérienne (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

Méthode statique équivalente.

Méthode dynamique :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 3. Méthode choisit

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté de fait qu'elle soit irrégulière en plan. Selon les exigences du RPA99 addenda 2003. La méthode a utilisé dans ce cas est celle de l'analyse modale spectral.

IV.4 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2 (moyen importance)
- zone sismique : IIa \Rightarrow A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donne par le Tableau 4.2 de}$$

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = ((10+7)/2) = 8.5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

$$\text{On a site meuble (S3) donc} \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 33.66m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (33.66)^{\frac{3}{4}} = 0.699s.....(I)$$

$$\text{Et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X, Y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=23.80m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 18.85m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{23.80}} = 0.621s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0,553s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{18.85}} = 0,697s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,699s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.621}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc: D_x = 1.766$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.697}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc: D_y = 1.635$$

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée

de 30% soit : $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.621 = 0.807s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.697 = 0.906s \end{cases}$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad Avec : P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de **RPA99/ Version 2003**.

Tableau.IV.1. Valeurs des pénalités Pq.

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0.00	Oui	0.00

Ce qui donne : $Q_x= 1.20$; $Q_y= 1.20$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA (article 5.9)}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ROBOT** on a trouvé : $W_{\text{tot}} = 29986.92\text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure

$$\text{est : sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1.766 \times 1,15}{5} \times 29986.92 = 1827.01\text{KN}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1.635 \times 1,15}{5} \times 29986.92 = 1691.49\text{KN}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

IV.5. 2 Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des éléments, nous avons aboutis à la disposition des voiles montrée sur la figure (IV.1)

Cette disposition à permis de vérifier les exigences du RPA relatives aux vérifications des interactions (sous charge horizontales et verticale).

Favorablement aux conditions du RPA99/2003, on a opté pour la disposition suivante :

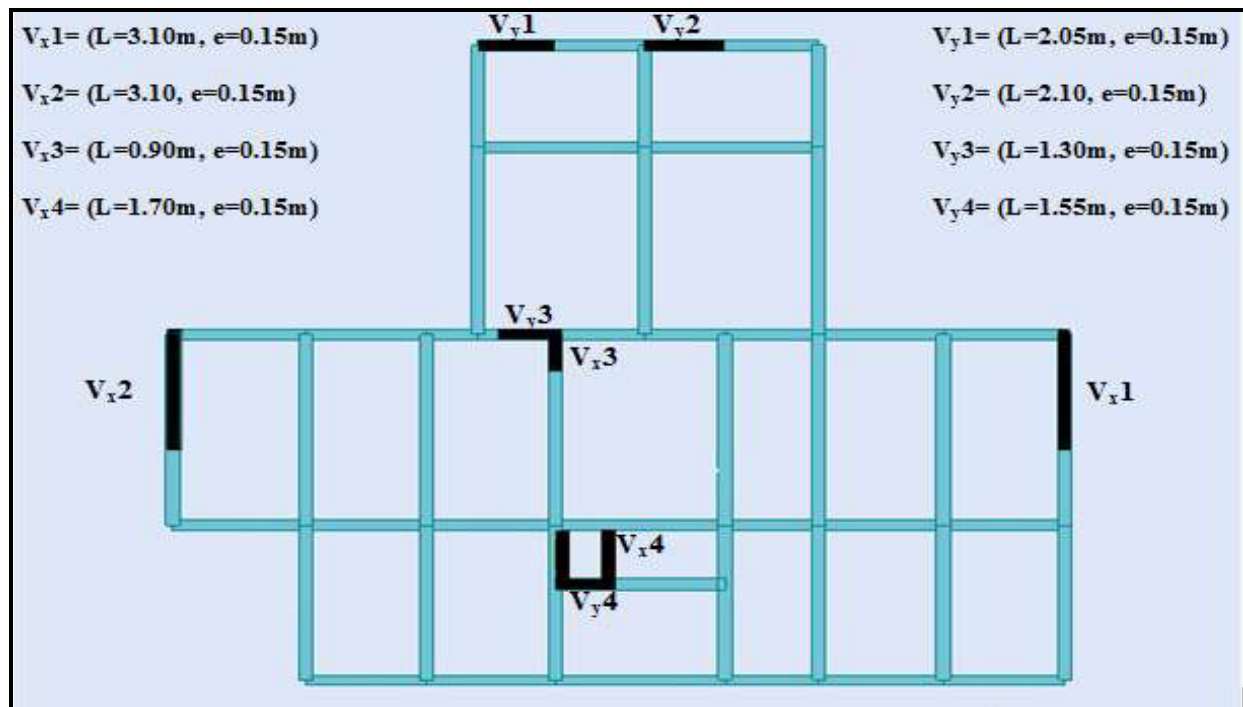


Figure IV.1 : Dispositions des voiles

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

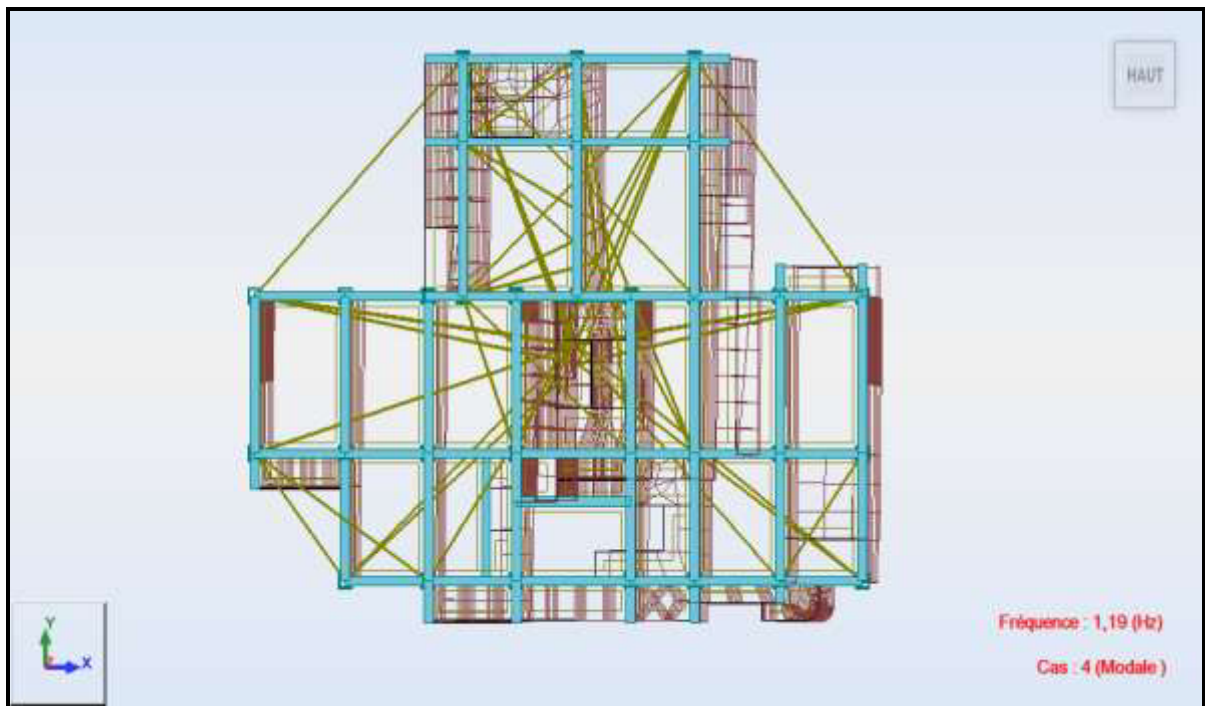


Figure IV.2 : 1^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)

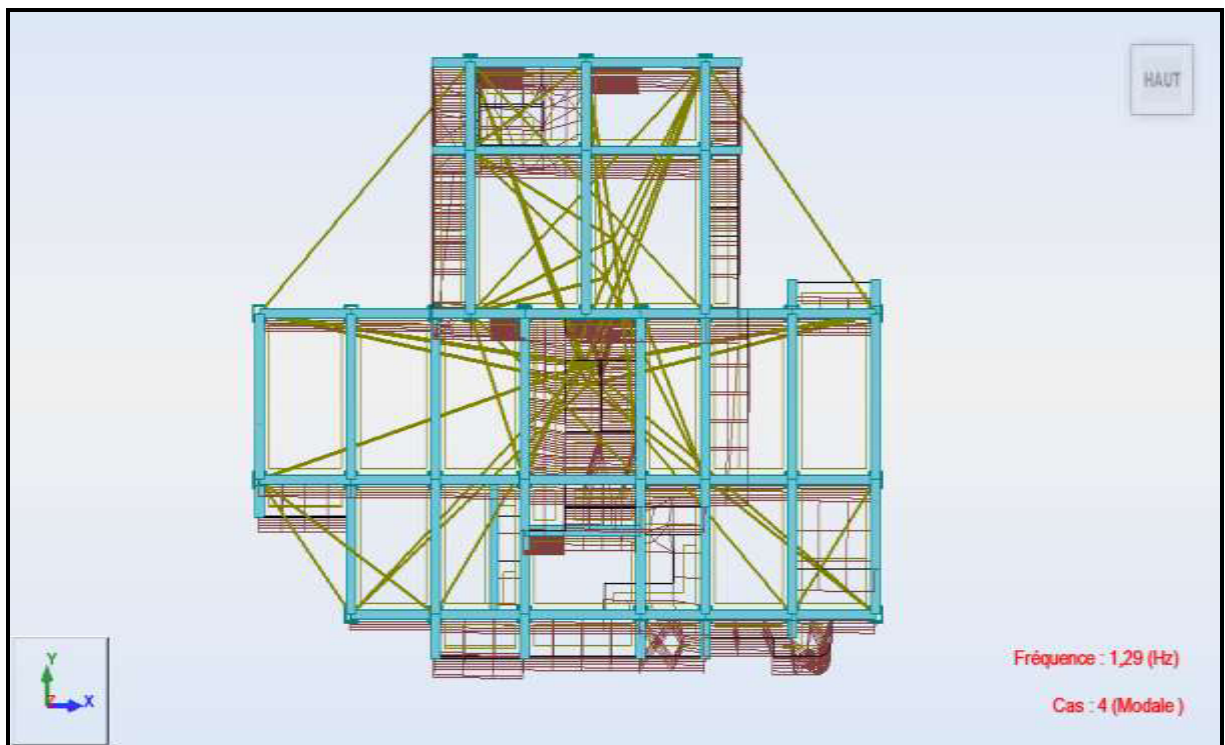


Figure IV.3 : 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)

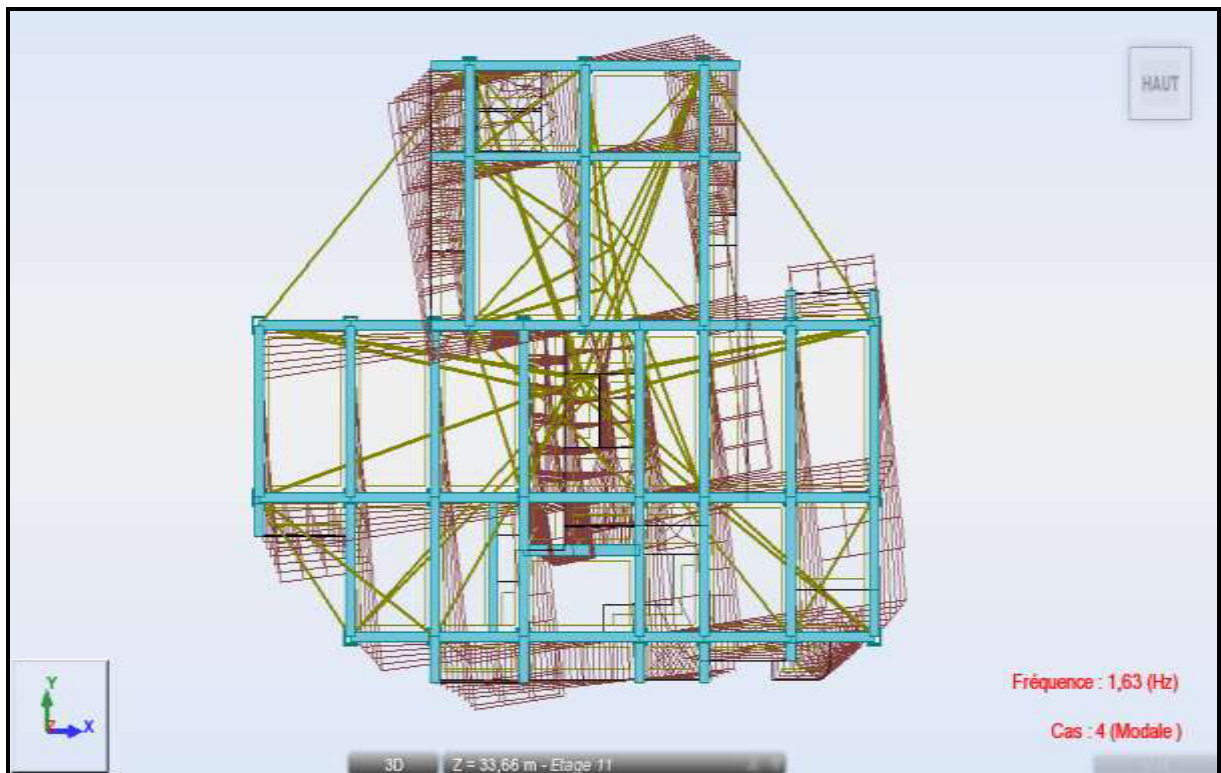


Figure IV.4 : 3^{ème} mode de déformation (torsion autour de z-z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Nature
1	0,84	68,39	0,08	0	68,39	0,08	0	Translation
2	0,77	68,4	68,14	0	0,01	68,06	0	Translation
3	0,61	71,43	68,59	0	3,02	0,45	0	Torsion
4	0,29	71,93	78,17	0	0,51	9,58	0	
5	0,28	83,97	78,51	0	12,04	0,34	0	
6	0,21	84,92	78,53	0	0,95	0,02	0	
7	0,18	84,94	86,17	0	0,02	7,64	0	
8	0,15	89,59	86,25	0	4,65	0,09	0	
9	0,12	89,97	87,71	0	0,39	1,46	0	
10	0,11	89,97	90,12	0	0	2,41	0	
11	0,1	93,07	90,18	0	3,09	0,06	0	
12	0,08	93,4	92,41	0	0,33	2,23	0	

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,84s \\ T_y = 0,77s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 11 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

IV.5.3 Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%. Ces rapports sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base (avant majoration)

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} > 0,8 V_{st}$	$0,8 V_{st} / V_{dyn}$
X-X	1338.28	1461.608	Non vérifiée	1.09
Y-Y	1385.81	1353.19	vérifiée	1

D'après ces résultats on voit que la condition n'est pas vérifiée c'est pour cette raison qu'on majore le rapport d'un coefficient (1.09 selon x) tel que stipulé par le RPA (article 4.3.6).

Les nouveaux résultats sont donnés sur le tableau IV.4.

Tableau IV. 4 : Vérification de l'effort tranchant à la base (après la majoration)

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} > 0,8 V_{st}$
X-X	1462.74	1461.608	vérifiée
Y-Y	1385.81	1353.19	vérifiée

IV.5.3.2 Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.3.2.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV. 5 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etage	FZ [kN]	FZ sur les portique [kN]	FZ sur les voiles [kN]	Portique (%)	Voiles (%)
RDC	34244,26	28488,21	5756,05	83,19119759	16,80880241
1	30061,21	25281,25	4779,96	84,09924284	15,90075716
2	26240,59	21948,8	4291,79	83,64446074	16,35553926
3	22457,13	18751,36	3705,77	83,4984702	16,5015298
4	18672,7	15614,09	3058,61	83,61988357	16,38011643
5	14909	12493,94	2415,05	83,80132806	16,19867194
6	11160,11	9279,03	1881,08	83,14461058	16,85538942
7	7607,03	6237,29	1369,74	81,99376103	18,00623897
8	4281,61	3372,4	909,21	78,76476372	21,23523628
9	2635,11	2107,58	527,52	79,98072187	20,01927813
10	981	870,74	127,36	87,23975554	12,76024446

IV.5.3.2.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens x-x)

Etage	Sens x-x				
	FX [kN]	FX sur les portique [kN]	FX sur les voiles [kN]	Portique(%)	voiles(%)
RDC	1458,72	735,67	723,05	50,432571	49,567429
1	1430,98	706,39	724,59	49,3640722	50,6359278
2	1364,9	722,23	642,66	52,9144992	47,0855008
3	1271,46	785,6	485,86	61,7872367	38,2127633
4	1150,32	655,31	495,01	56,9676264	43,0323736
5	1002,96	698,45	304,51	69,6388689	30,3611311
6	832,8	544,83	287,97	65,4214697	34,5785303
7	640,64	507,75	132,89	79,2566808	20,7433192
8	419,65	234,39	185,27	55,8536876	44,1463124
9	291,89	207,19	84,7	70,9822193	29,0177807
10	130,38	79,07	51,31	60,6458046	39,3541954

Tableau IV. 7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens y-y)

Etage	Sens y-y				
	FY [kN]	FY sur les portiques [kN]	FY sur les voiles [kN]	Portique(%)	voiles(%)
RDC	1358,09	565,7	792,39	41,6540877	58,3459123
1	1335	517,99	817	38,8007491	61,1992509
2	1278,31	535,78	742,53	41,913151	58,086849
3	1195,41	595,43	599,98	49,8096887	50,1903113
4	1086,78	506,49	580,28	46,6046486	53,3953514
5	950,24	510,39	439,85	53,7116939	46,2883061
6	784,65	430,17	354,48	54,8231696	45,1768304
7	598,55	418,57	179,97	69,9306658	30,0693342
8	396,23	201,9	194,33	50,9552533	49,0447467
9	279,29	173,59	105,71	62,1540334	37,8459666
10	144,65	132,36	12,29	91,5036295	8,49637055

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

IV.5.3.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, c'est-à-dire : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 : Vérification des déplacements selon x-x

Niveaux	Dans le Sens x-x						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0,08	0,400	0	0,40	306	0,131	<i>vérifiée</i>
1	0,22	1,100	0,4	0,70	306	0,229	<i>vérifiée</i>
2	0,42	2,100	1,1	1,00	306	0,327	<i>vérifiée</i>
3	0,66	3,300	2,1	1,20	306	0,392	<i>vérifiée</i>
4	0,88	4,400	3,3	1,10	306	0,359	<i>vérifiée</i>
5	1,12	5,600	4,4	1,20	306	0,392	<i>vérifiée</i>
6	1,36	6,800	5,6	1,20	306	0,392	<i>vérifiée</i>
7	1,58	7,900	6,8	1,10	306	0,359	<i>vérifiée</i>
8	1,78	8,900	7,9	1,00	306	0,327	<i>vérifiée</i>
9	1,96	9,800	8,9	0,90	306	0,294	<i>vérifiée</i>
10	2,14	10,700	9,8	0,90	306	0,294	<i>vérifiée</i>

Tableau IV. 9 : Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	Dans le Sens y-y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0,06	0,3	0	0,30	306	0,098	vérifiée
1	0,18	0,9	0,300	0,60	306,0	0,196	vérifiée
2	0,36	1,8	0,900	0,90	306,0	0,294	vérifiée
3	0,54	2,7	1,800	0,90	306,0	0,294	vérifiée
4	0,72	3,6	2,700	0,90	306,0	0,294	vérifiée
5	0,92	4,6	3,600	1,00	306,0	0,327	vérifiée
6	1,08	5,4	4,600	0,80	306,0	0,261	vérifiée
7	1,26	6,3	5,400	0,90	306,0	0,294	vérifiée
8	1,36	6,8	6,300	0,50	306,0	0,163	vérifiée
9	1,52	7,6	6,800	0,80	306,0	0,261	vérifiée
10	1,72	8,6	7,600	1,00	306,0	0,327	vérifiée

Interprétation des résultats : D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.3.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA (article 5.9) Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

$$\text{niveau « k » avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.10 : Vérification a L'effet P- Δ .

	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	306	29830,30	0,4	1458,72	0,027	<i>vérifiée</i>
1	306	26060,60	0,7	1430,98	0,042	<i>vérifiée</i>
2	306	22676,45	1	1364,9	0,054	<i>vérifiée</i>
3	306	19363,23	1,2	1271,46	0,060	<i>vérifiée</i>
4	306	16095,40	1,1	1150,32	0,050	<i>vérifiée</i>
5	306	12889,26	1,2	1002,96	0,050	<i>vérifiée</i>
6	306	9689,53	1,2	832,8	0,046	<i>vérifiée</i>
7	306	6667,63	1,1	640,64	0,037	<i>vérifiée</i>
8	306	3766,05	1	419,65	0,029	<i>vérifiée</i>
9	306	2338,79	0,9	291,89	0,024	<i>vérifiée</i>
10	306	894,47	0,9	130,38	0,020	<i>vérifiée</i>

Tableau IV. 11 : Vérification a L'effet P- Δ .

	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens y-y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	306	29830,30	0,3	1358,09	0,022	<i>vérifiée</i>
1	306	26060,60	0,6	1335	0,038	<i>vérifiée</i>
2	306	22676,45	0,9	1278,31	0,052	<i>vérifiée</i>
3	306	19363,23	0,9	1195,41	0,048	<i>vérifiée</i>
4	306	16095,40	0,9	1086,78	0,044	<i>vérifiée</i>
5	306	12889,26	1	950,24	0,044	<i>vérifiée</i>
6	306	9689,53	0,8	784,65	0,032	<i>vérifiée</i>
7	306	6667,63	0,9	598,55	0,033	<i>vérifiée</i>
8	306	3766,05	0,5	396,23	0,016	<i>vérifiée</i>
9	306	2338,79	0,8	279,29	0,022	<i>vérifiée</i>
10	306	894,47	1	144,65	0,020	<i>vérifiée</i>

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

VI.5.3.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{cJ}} \leq 0,3$ RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1)

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cJ} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV. 12 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
RDC /1etage	55*55	2175,07	0,288	Vérifiée
2eme /3eme	50*50	1703,14	0,273	Vérifiée
4eme/5eme	45*45	1276,58	0,252	Vérifiée
6eme/7eme	40*45	878,95	0,195	Vérifiée
8eme/9eme	40*40	515,22	0,129	Vérifiée
10eme	35*35	233,12	0,076	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. CONCLUSION

La modélisation avec logiciel ROBOT, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle qui se rapproche du comportement réel de la structure. La vérification des conditions exigée par le R.P.A nous a conduits à un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les dimensions suivantes :

- Poteaux de R.D.C et 1^{er} étage (55×55) cm²
- Poteaux de 2^{eme} et 3^{eme} étage (50×50) cm²
- Poteaux de 4^{eme} et 5^{eme} étage (45×45) cm²
- Poteaux de 6^{eme} et 7^{eme} étage (40×45) cm²
- Poteaux de 8^{eme} et 9^{eme} étage (40×40) cm²
- Poteaux de 10^{eme} étage (35×35) cm².

Chapitre

5

Etude des éléments principaux

CHAPITRE V

Etude des éléments Principaux

V.1. INTRODUCTION :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Le moment maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).
- L'effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- L'effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$ (E.L.U)
- 2) $G + Q$ (E.L.S)
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$

5) $0.8G + E$

6) $0.8G - E$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

a) Les armatures longitudinales.....RPA 99/2003 (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets :

- ❖ Le pourcentage minimal sera de 0.8 % de la section du poteau en zone II_a.
- ❖ Le pourcentage maximal sera de 4 % de la section du poteau en zones courantes.
6% de la section du poteau en zone de recouvrement.
- ❖ Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ en zone II_a.
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a.
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

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 :

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_c : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

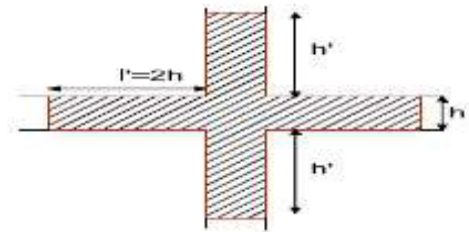


Figure. V.1. Schémas de la zone nodale

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau.V 1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA99/version2003

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{max} (cm ²) (RPA)		
			zone courante	Zone de recouvrement	
RDC et 1 ^{er} étage		55 × 55	24.2	121	181.5
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages		50 × 50	20	100	150
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages		45 × 45	16.2	81	121.5
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages		40 × 45	14.4	72	108
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages		40 × 40	12.8	64	96
10 ^{eme} étage		35 × 35	9.8	49	73.5

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \qquad \text{RPA 99/2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec V_u : L’effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l’élancement 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 par la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ❖ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- ❖ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ 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 :

✓ $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la

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 $10\phi_t$ 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. Art (7.4.2.2)

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

V.2.2.sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ROBOT V13 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

Tableau.V.2. Sollicitations dans les poteaux

Poteaux	M_{\max} , N_{corresp}		N_{\max} , M_{corresp}		N_{\min} , M_{corresp}	
	M_{\max} (KN.m)	N_{corresp} (KN)	N_{\max} (KN)	M_{corresp} (KN.m)	N_{\min} (KN)	M_{corresp} (KN.m)
55 × 55	95.99	219.06	2175.07	13.94	-786.78	60.42
50 × 50	85.25	985.65	1703.14	39.35	-244.1	10.14
45 × 45	77.86	713.21	1276.58	45.06	-38.35	6.57
40 × 45	87.29	33.41	878.95	54.07	-57.19	2.37
40 × 40	93.7	253.32	515.22	52.74	-126.66	4.2
35 × 35	55.86	168.21	233.12	31.49	-32.55	2.99

V.2.3. Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné par l'application du logiciel du ROBOT V13.

Les résultats du ferrailage adopté pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.3. Les Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveau	Section cm ²	A _{min} (RPA) cm ²	A' _{cal} cm ²	A _{cal} cm ²	A _{adopté} cm ²
RDC et 1 ^{er} étage	55 × 55	24.2	6.48	13.19	8HA20= 25.13
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	50 × 50	20	2.42	3.68	4HA20+4HA16= 20.61
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	45 × 45	16.2	0.10	0.95	4HA20+4HA12= 17.09
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	40 × 45	14.4	0.54	0.88	8HA16= 16.08
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	40 × 40	12.8	1.23	1.93	4HA16+4HA14= 14.2
10 ^{eme} étage	35 × 35	9.8	0.11	0.70	4HA14+4HA12=10.68

b) armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule **RPA99** (Article 7.4.2.2) suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Où : V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

$$-t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm) \text{ (zone nodale).}$$

$$-t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante).}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$

- 0.8% si $\lambda_g < 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.4. Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	RDC et 1 ^{er}	2 et 3 ^{eme}	4 et 5 ^{eme}	6 et 7 ^{eme}	8 et 9 ^{eme}	10 ^{eme}
Section (cm ²)	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 45	40 × 40	35 × 35
$\phi_{l,max}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.4
$\phi_{l,min}$ (cm)	2	1.6	1.2	1.6	1.4	1.2
l_f (cm)	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2
λ_g	3,38	3,72	4,14	4,14	4,65	5,32
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
V_u (KN)	116,64	82,65	78,87	72,89	65,35	35,77
l_r (cm)	80	80	80	64	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	2,98	2,32	2,46	2,28	2,29	0,96
A_{min}^t (cm ²) z.nodale	3,9	3,09	2,3	2,06	1,5	1.05
A_{min}^t (cm ²) z.courante	5,81	4,64	3,48	3,09	2,32	1.78
$A_{adopté}$ (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
Nombre de barres	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications

a) vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau.

• Critère de la stabilité de forme

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA93 (Art B.8.4.1)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

I : Moment d'inertie :

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

$$Br = \pi \frac{(\phi - 2)^2}{4} \quad \text{Pour le poteau circulaire.}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \\ \phi : \text{Diamètre de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	$I \times 10^{-3}$ (m ⁴)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	N_u (KN)	N_u^{\max} (KN)
RDC+ 1 ^{er}	2.66	1,862	0,1588	11,725	0,831	25.13	0,2809	5075,80	2175,07
2+3 ^{eme}	2.66	1,862	0,1443	12,904	0,828	20.61	0,2304	4124,214	1703,14
4+ 5 ^{eme}	2.66	1,862	0,1299	14,334	0,822	17.09	0,1849	3305,129	1276,58
6+7 ^{eme}	2.66	1,862	0,1299	14,334	0,822	16.08	0,1634	2923,621	878,95
8+ 9 ^{eme}	2.66	1,862	0,1155	16,121	0,815	14.2	0,1444	2583,375	515,22
10 ^{eme}	2.66	1,862	0,101	18,436	0,805	12.32	0,1089	1969,462	233,12

On remarque bien que $N_{\max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

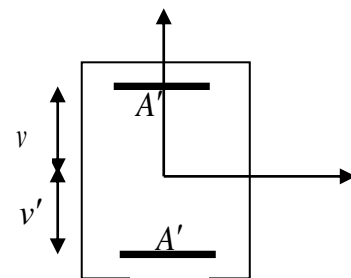


Figure.V.2. Section d'un poteau

Tableau.V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	RDC+1 ^{er}	2+3 ^{eme}	4+5 ^{eme}	6+7 ^{eme}	8+ 9 ^{eme}	10 ^{eme}
d (cm)	50	45	40	40	35	30
A (cm)	25.13	20.61	17.09	16.08	14.2	10.68
V (cm)	32.19	29.16	26.24	26.41	23.36	20.3
V' (cm)	22.81	20.84	18.76	18.59	16.64	14.701
I _{yy'} (m ⁴)	0,011	0,0074	0,0048	0,0043	0,003	0,0017
N _{ser} (KN)	1584.00	1240.39	929.89	640.52	375.89	170.94
M _{ser} (MN.m)	0,0794	0,0611	0,0537	0,0622	0,0846	0,0479
M _{serG} (MN.m)	0,1537	0,1127	0,0885	0,0873	0,0973	0,0527
σ _{bc1} (MPa)	5,69	5,41	5,08	4,09	3,11	2,02
σ _{bc2} (MPa)	8,42	8,13	8,05	7,33	7,74	5,95
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

➤ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	l_f (cm)	l_g	r_d	D (cm)	V_u (KN)	t_{bu} (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC+1 ^{er}	186,2	3,38	0,04	50	116,64	0,424	1	vérifiée
2+3 ^{eme}	186,2	3,72	0,04	45	82,65	0,334	1	vérifiée
4+5 ^{eme}	186,2	4,14	0,04	40	78,87	0,394	1	vérifiée
6+7 ^{eme}	186,2	4,14	0,04	40	72,89	0,364	1	vérifiée
8+9 ^{eme}	186,2	4,65	0,04	35	65,35	0,415	1	vérifiée
10 ^{eme}	186,2	5,32	0,075	30	35,77	0,265	1,875	vérifiée

V.2.5. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

$$\Phi = 12mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48cm.$$

$$\text{On adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h_e est constant pour toutes les étages.

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 55; 55; 60) \text{ cm} = 60 \text{ cm.}$$

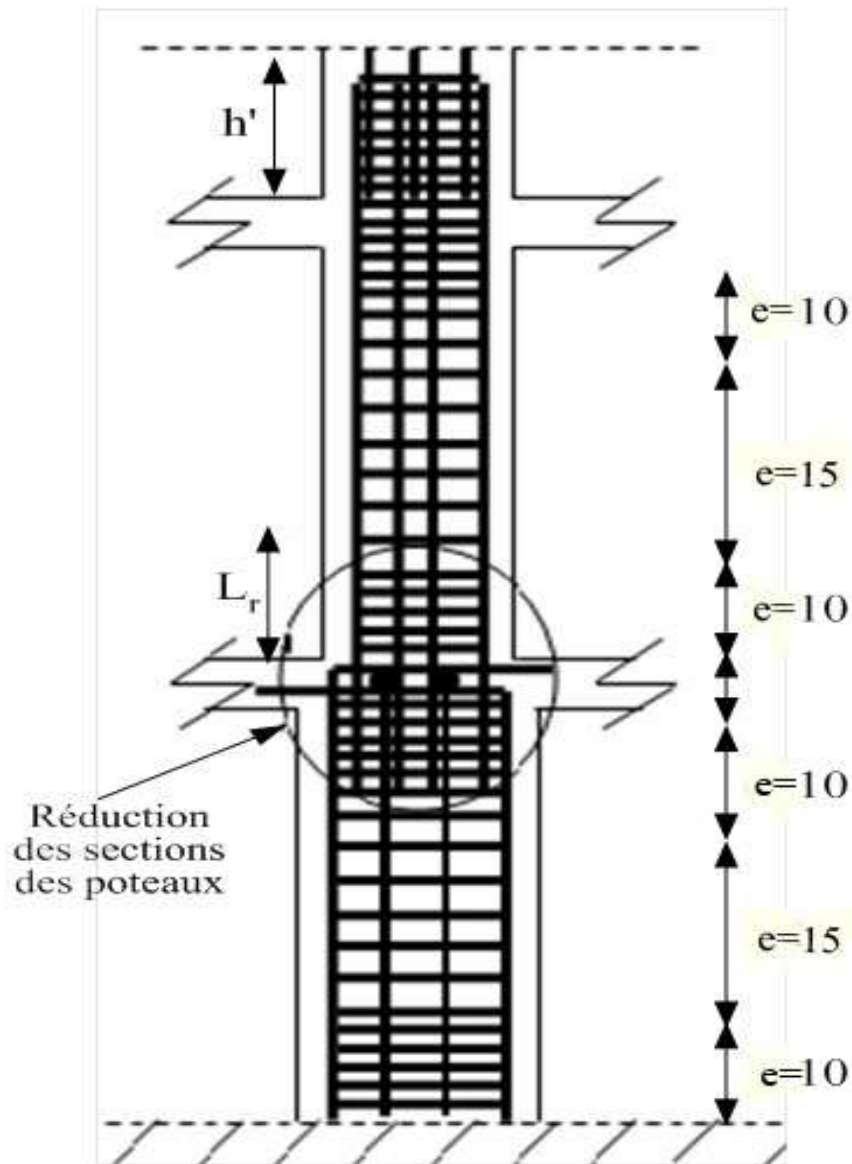
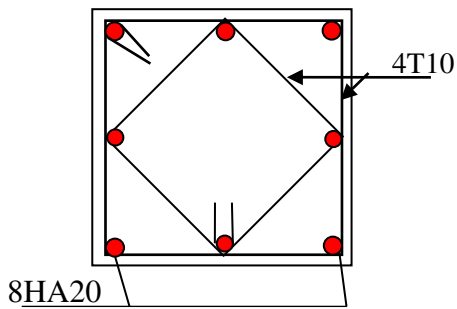
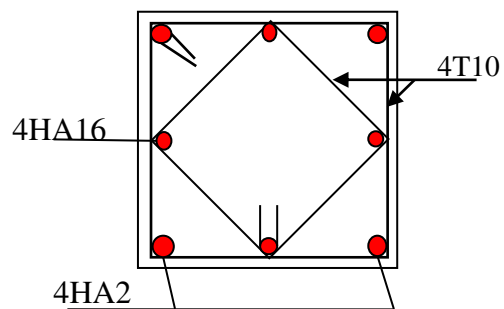


Figure.V. 3. Disposition des armatures des poteaux.

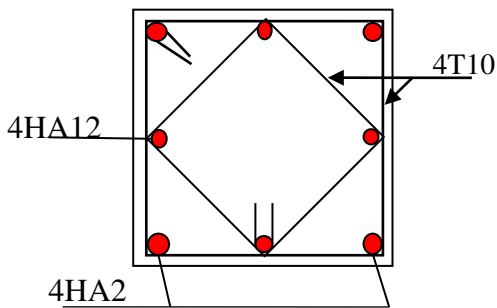
V.2.6. Le schéma de ferrailage des poteaux



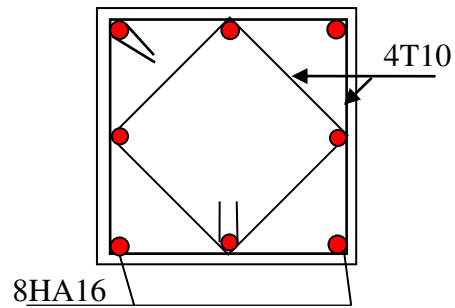
Ferrailage des poteaux de RDC et 1^{er} étage



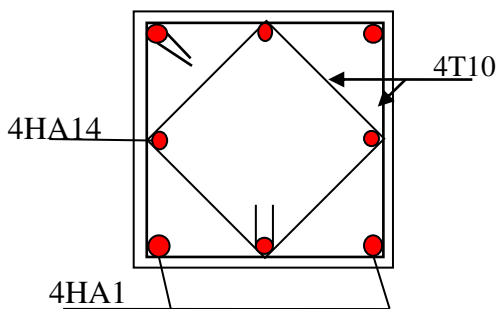
Ferrailage des poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} étage



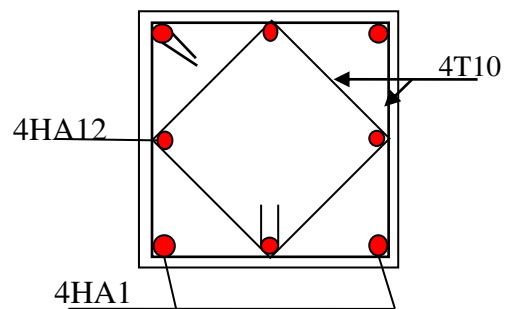
Ferrailage des poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage



Ferrailage des poteaux du 6^{ème} et 7^{ème} étage



Ferrailage des poteaux du 8^{ème} et 9^{ème} étage



Ferrailage des poteaux 10^{ème} étage

Figure.V.4. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99 version 2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 version 2003* suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E \dots$$

RPA 99/2003 (Article 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.3.1.Recommandation du RPA99

a) Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{Article (7.5.1)}$$

b) Ferrailage :

➤ Les armatures longitudinales :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- ❖ 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 :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V., 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.
- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

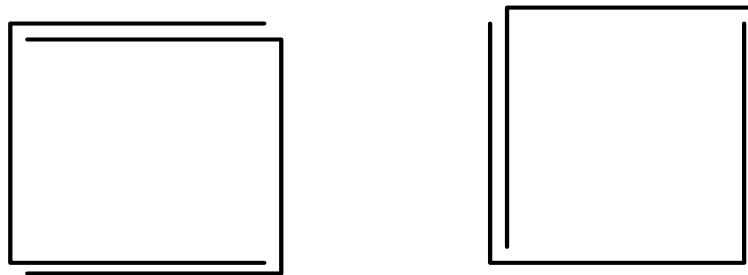


Figure.V.5. 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

➤ **Les armatures transversales :**

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003S_t \times b$
- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$\text{Minimum de : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right).$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- ❖ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu

d'appui ou de l'encastrement.

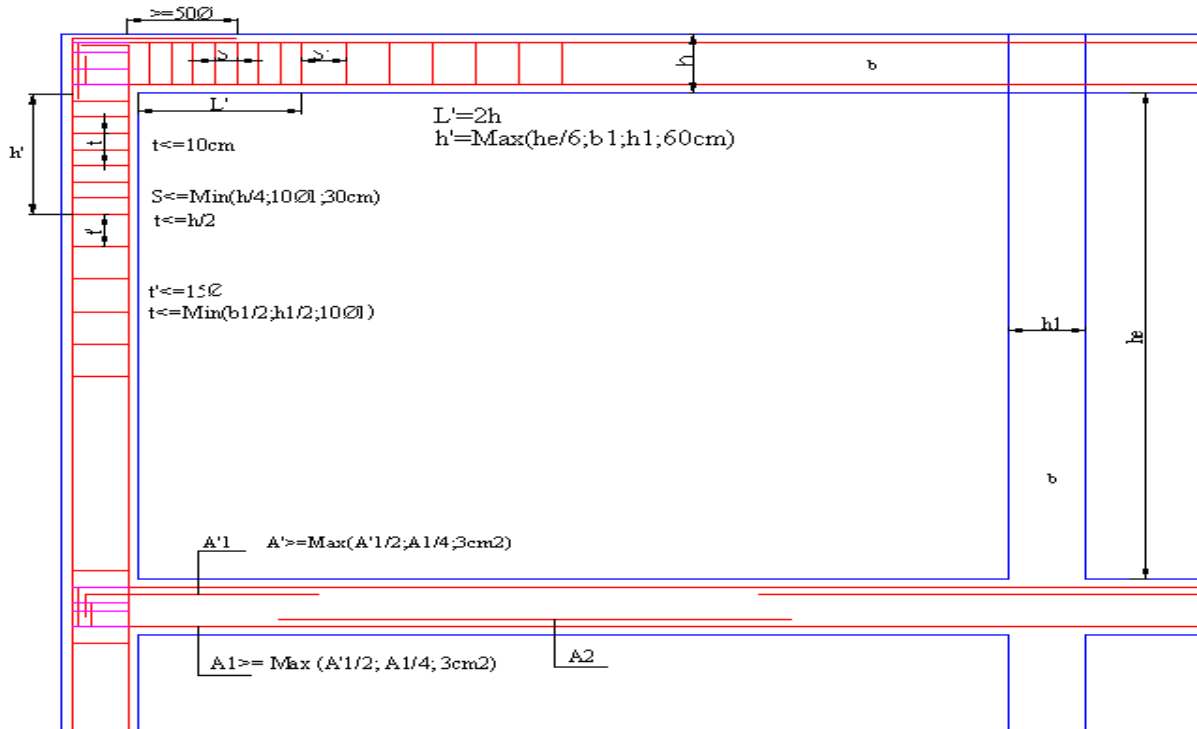


Figure.V.6. Dispositions constructives des portiques

c) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	35 × 40	7	56	84
Secondaire	30 × 35	5.25	42	63

V.3.2. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **Robot**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**.

Tableau.V.9. Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)		
			M (KN.m)					
RDC-7 ^{eme} Etages	Principales	35×40	Appuis	7.66	7	3HA14+3HA12=8.01 (Chapeau) (filante)		
			-94.06					
			Travées	3.32			3HA14+3HA12=8.01 (Chapeau) (filante)	
			42.54					
	Secondaires	30×35	Appuis	3.31		5.25		3HA12+3HA12=6.79 (Chapeau) (filante)
			-36.85					
			Travées	2.37			3HA12+3HA12=6.79 (Chapeau) (filante)	
			26.60					
8 ^{eme} _9 ^{eme} Etages	Principales	35×40	Appuis	10.37	7	3HA16+3HA14=10.65 (Chapeau) (filante)		
			-124.09					
			Travées	3.48			3HA14+3HA12=8.01 (Chapeau) (filante)	
			44.97					
	Secondaires	30×35	Appuis	2.71		5.25		3HA12+3HA12=6.79 (Chapeau) (filante)
			-30.40					
			Travées	1.72			3HA12+3HA12=6.79 (Chapeau) (filante)	
			19.48					
Terrasse	Principales	35×40	Appuis	7.79	7	3HA14+3HA12=8.01 (Chapeau) (filante)		
			-95.73					
			Travées	1.61			3HA14+3HA12=8.01 (Chapeau) (filante)	
			7.24					
	Secondaires	30×35	Appuis	2.18		5.25		3HA12+3HA12=6.79 (Chapeau) (filante)
			-24.5					
			Travées	1.20			3HA12+3HA12=6.79 (Chapeau) (filante)	
			12.15					

En ce qui concerne le ferrailage de la travée 6 (voir la figure.II.1) ; le ferrailage est donné sur le tableau suivant :

Tableau.V.10. Armatures longitudinales des poutres

Travée	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
6	Principales	35x40	Appuis	10.64	7	3HA16+3HA14=10.65 (Chapeau) (filante)
			-127			
			Travées	3.23		3HA14+3HA12=8.01 (Chapeau) (filante)
			41.69			

❖ **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement

Telle que : $l_r > 40\phi_t$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t = 16 \text{ mm} \quad d'ou \quad l_r > 64 \text{ cm} \\ \phi_t = 14 \text{ mm} \quad d'ou \quad l_r > 56 \text{ cm} \\ \phi_t = 12 \text{ mm} \quad d'ou \quad l_r > 48 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On adopte} \quad \left\{ \begin{array}{l} L_r = 65 \text{ cm.} \\ L_r = 60 \text{ cm.} \\ L_r = 50 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures transversales**

❖ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

Telle que : $\phi_t \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$

a) Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(16 ; \frac{400}{35} ; \frac{350}{10}\right) = \min(16 ; 11.43 ; 35)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

b) Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(14 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 10 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm}$

On prend 4T8= 2.01 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ Espacement des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le **RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2)**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{\min}\right)$

-Poutres principales : $S_t \leq \min(10 ; 13.72)$

Soit : $S_t = 10$ cm

-Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75 ; 12)$

Soit : $S_t = 8$ cm

- **Zone courante**: $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$ cm

Soit : $S_t = 15$ cm

-Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5$ cm

Soit : $S_t = 15$ cm

❖ Section minimal d'armatures transversales

Pour les poutres principales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité

$$\text{poutres principales} \rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{poutres secondaires} \rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

❖ Vérification des contraintes tangentielles

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Tableau.V.11. Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	177.91	1.338	Vérifiée
Poutres secondaires	19.80	0.2	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art H.IV.2)

En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	10.65	177.91	-127	5.11	-5.59	Vérifiée
Secondaires	9.24	19.80	-36.85	0.569	-2.997	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	-103.83	14.61	12380.87	12.26	15	Vérifiée
	Travée	77.67	13.08	100721.7	10.09	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	34.97	13.44	77304.62	6.08	15	Vérifiée
	Travée	30.13	11.95	62194.88	5.79	15	Vérifiée

• Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{555} = 0.0811 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0811 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{44.97}{10 \times 97.23} = 0.0462 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.38} = 0.008 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{455} = 0.0769 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.077 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{36.85}{10 \times 62.30} = 0.0591 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.0093 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.3. Vérification des zones nodale

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, qui sont les nœuds et cela, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales se fait pour les portiques participant au système de contreventement et dans chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25, cela ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

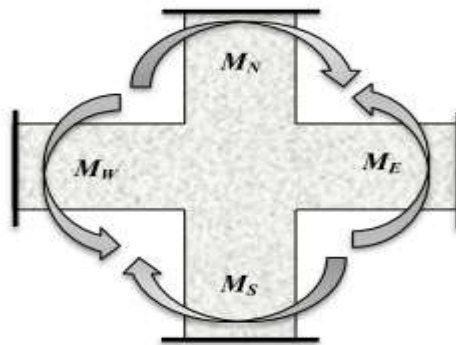


Figure.V.3. Les moments sur la zone nodale

V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = 0.85 \times h & (\text{h : La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.14. Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
55×55	0,495	25,13	432,889
50× 50	0,45	20,61	322,753
45×45	0,405	17,09	240,866
40×45	0,405	16,08	226,632
40×40	0,36	14,2	177,898
35×35	0,315	10,68	117,074

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.15. Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC-7 ^{eme} Etages	P.P (40×35)	0,36	8,01	100.349
	P.S (30×35)	0,315	6,79	74.432
8 ^{eme} -9 ^{eme} Etages	P.P (40×35)	0,36	10,65	133.423
	P.S (30×35)	0,315	6,79	74.432
Terrasse	P.P (40×35)	0,36	8,01	100.349
	P.S (30×35)	0,315	6,79	74.432

V.3.3.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.V.16. Vérification de la zone nodale

Niveaux	plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
RDC	PP	432,889	432,889	100.349	865,778	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
1 ^{ere}	PP	322,753	432,889	100.349	755,642	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
2 ^{eme}	PP	322,753	322,753	100.349	645,506	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
3 ^{eme}	PP	240,866	322,753	100.349	563,619	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
4 ^{eme}	PP	240,866	240,866	100.349	481,732	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
5 ^{eme}	PP	226,632	240,866	100.349	467,498	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
6 ^{eme}	PP	226,632	226,632	100.349	453,264	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
7 ^{eme}	PP	177,898	226,632	100.349	404,53	250.872	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
8 ^{eme}	PP	177,898	177,898	133.423	355,796	333.557	Vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée
9 ^{eme}	PP	117,074	177,898	133.423	294,972	333.557	Non vérifiée
	PS			74.432		186,08	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres sauf dans les deux dernières étages donc selon RPA99/03 (Article 7.6.2) la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres

❖ De RDC à l'étage 7

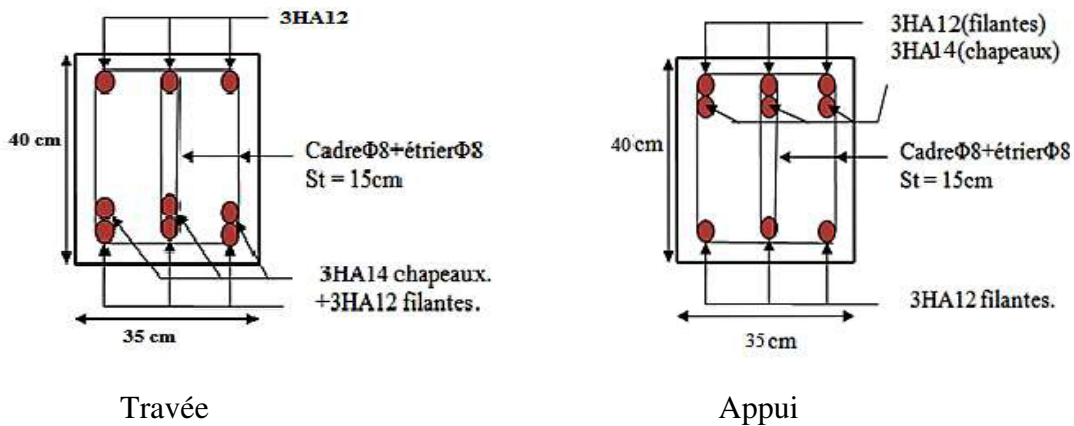


Figure.V.4. Schéma de ferrailage des poutres principales de RDC - 7 étages.

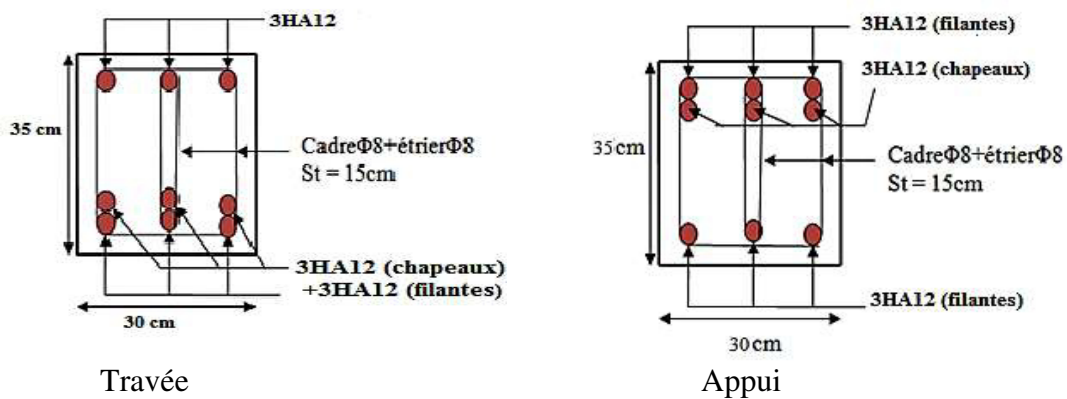


Figure. V.5. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de RDC – 7 étages.

❖ Pour les Etages 8 - 9

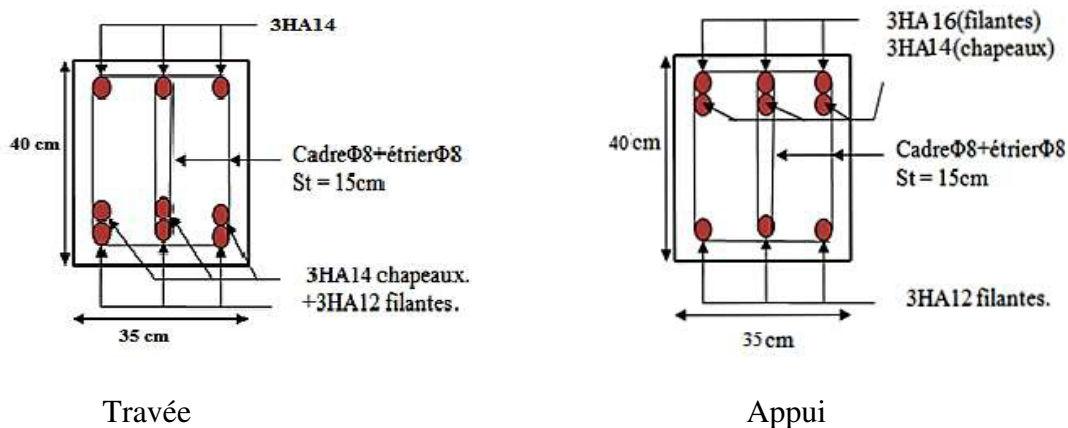


Figure.V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales des Etages 8 – 9.

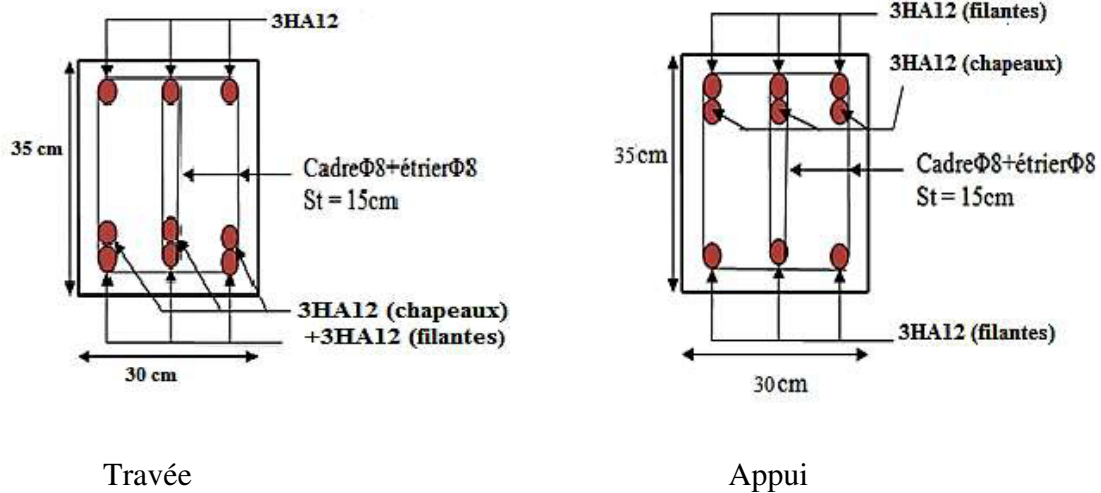


Figure.V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires des Etages 8 – 9.

❖ Pour le plancher terrasse

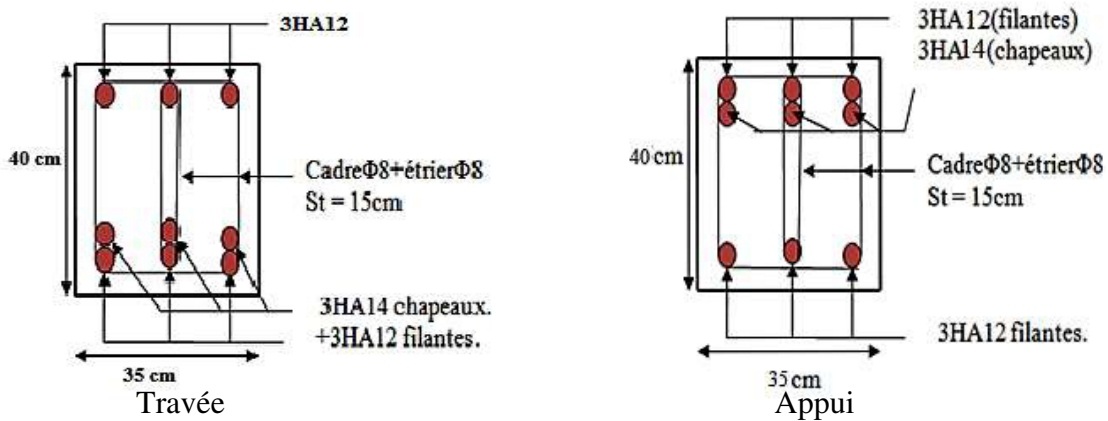


Figure.V. 8. Schéma de ferrailage des poutres principales de terrasse.

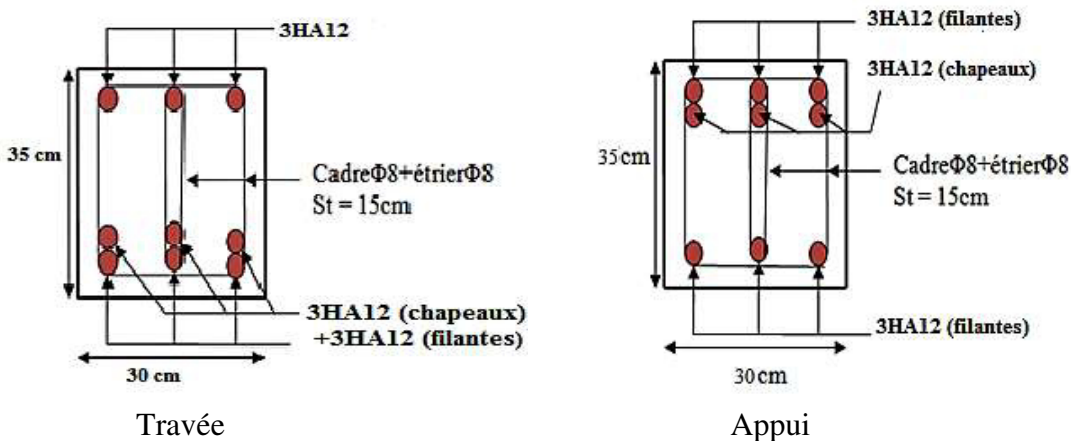


Figure.V.9. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de terrasse.

❖ Pour la travée 6

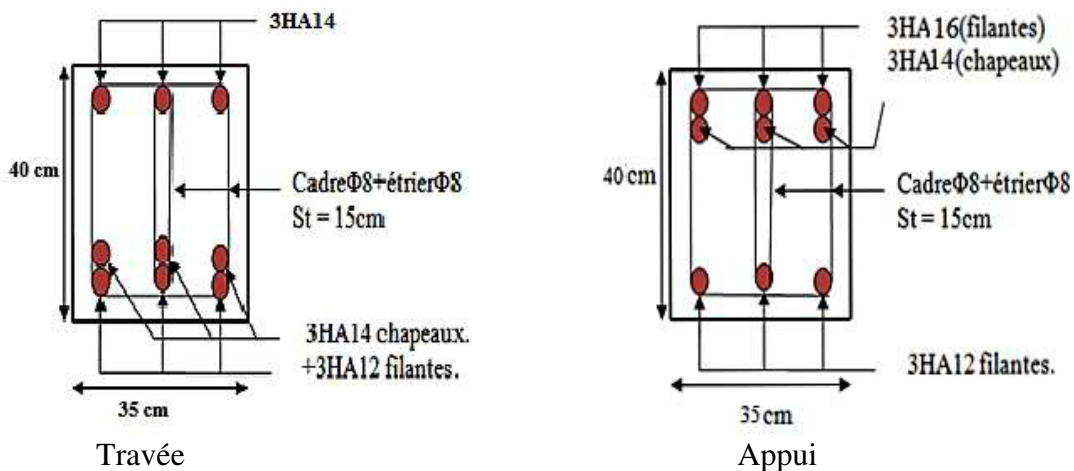


Figure.V.10. Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse.

V.4. Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

* $1.35G + 1.5Q$; $G + Q$

* $G + Q \pm E$; $0.8G \pm E$

➤ **Recommandation du RPA 99/Version2003**

• **Armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

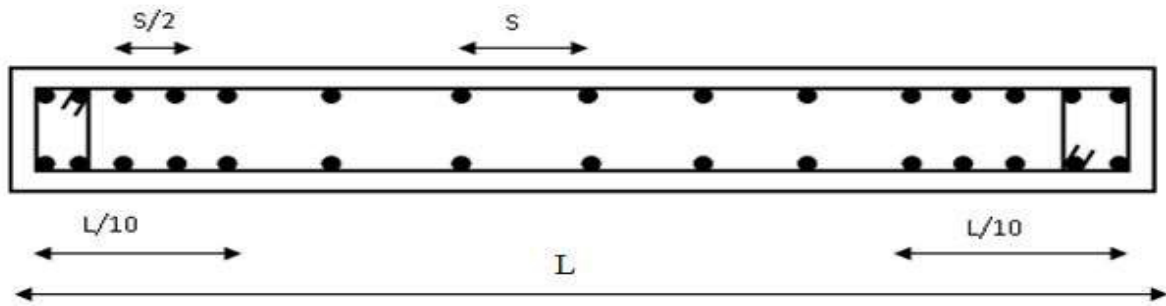


Figure.V.11. Disposition des armatures verticales

- **Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

- **Armatures transversales**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

- **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

- **Règles communes aux armatures verticales et horizontales**

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

- $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.

- $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

➤ L'espacement $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30\text{cm}\right)$ avec e : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.1. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

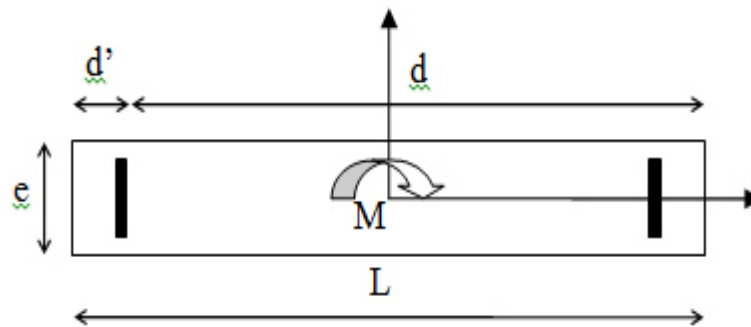


Figure.V.12. Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($e \times l$)

A_v^{min} : section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$)

- ❖ A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)
- ❖ $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- ❖ A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- ❖ A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- ❖ S_t : espacement.
- ❖ $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- ❖ A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- ❖ A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- ❖ N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

V.4.2 Calcul des sollicitations

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel ROBOT V13 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

Tableau.V.17. Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{Xd} = 3.10m$

Niveau	N^{max} (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	T (KN)
RDC+1er	-163,98	1201,89	-1155,25	1274,18	1274,18	-1155,25	277,03
2+3ème	-204,39	137,07	-708,56	11,96	574,57	-389,75	224,62
4+5ème	-77,09	151,2	-498,29	48,37	261,04	-466,2	179,27
6+7ème	-19,03	116,2	-311,45	105,28	169,53	-9,39	96,14

Tableau.V.18. Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{Xg} = 3.10m$

Niveau	N^{max} (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	T (KN)
RDC+1er	-33,12	930,79	-1028,51	1088,95	1088,95	-1028,51	223,45
2+3ème	224,35	103,66	-704,81	89,56	525,31	-485,58	176,89
4+5ème	74,77	120,51	-479,76	38,67	223,14	-175,64	130,18
6+7ème	4,84	66,87	-282,99	127,77	127,77	-282,99	76,9

Tableau.V.19. Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{Xd} = 0.90m$

Niveau	N^{max} (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	T (KN)
RDC+1er	10,85	4,68	-618,11	3,34	37,56	-413,37	18,43
2+3ème	-56,43	5,67	-423,94	12,81	29,49	-227,52	13,53
4+5ème	-89,74	9,17	-315,74	16,08	24,07	-203,84	15,84
6+7ème	-43,1	3,67	-214,23	15,16	18,85	-140,16	14,83
8+9ème	-14,46	19,12	-115,75	11,16	21,63	-39,64	13,24

Tableau.V.20. Sens Y-Y' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{yd} = 2.05m$ avec une réduction de 15cm à partir de 4ème niveau

Niveau	N^{max} (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	T (KN)
RDC+1er	4,77	500,8	-1134,84	500,71	502,04	-943,26	141,97
2+3ème	-269,21	7,64	-820,12	14,95	227,88	-380,4	90,08
4+5ème	-254,65	134,13	-733,91	15,82	148,61	-412	72,3
6+7ème	-97,55	51,52	-571,82	5,24	62,98	-419,84	43,19
8+9ème	30,37	61,21	-397,62	10,52	75,87	-15,28	78,77
9+10ème	-14,18	3	-66,54	28,19	31,76	-56,32	20,81

Tableau.V.21. Sens Y-Y' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{yg} = 2.10m$ avec une réduction de 15cm à partir de 4ème niveau

Niveau	N^{max} (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	T (KN)
RDC+1er	389,27	536,49	-1536,4	535,46	537,1	-1344,72	160,51
2+3ème	-9,31	234,84	-997,75	213,99	234,84	-9,31	81,58
4+5ème	-83,1	139,36	-666,8	37,63	269,82	-354,07	263,58
6+7ème	-113,94	73,35	-448,95	27,52	73,35	-113,94	64,05
8+9ème	-76,36	68,87	-286,8	5,24	-88,6	-127,31	87,89
9+10ème	-41,49	11,22	-92,62	8,68	21,87	-75,55	45,57

Tableau.V.22. Sens X-X' : Sollicitations maximales dans le voile $V_{xd} = 1.30m$

Niveau	N^{max} (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	T (KN)
RDC+1er	-98,27	146,42	-678,24	-1,97	146,42	-98,27	46,69
2+3éme	-227,05	77,97	-631,82	-5,04	110,02	-370,66	72,79
4+5éme	-144,46	63,04	-557,19	-1,8	67,36	-244,32	88,68
6+7éme	-132,21	11,55	-407,22	-11,63	45,74	-237,76	89,25
8+9éme	-28,82	4,3	-196,08	-23,4	40,02	-97,55	80,6
10éme	-18,1	26,48	-94,69	-8,69	34,13	-78,87	32,82

Le calcul des voiles est fait en utilisant les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul de voile $V_{xd}=3.10 m$; $he =2.86m$; $e=0.15m$; $d=3.05m$

$M_{max}=1274.18KN.m$; $N_{corr}=-1155.25KN$; $T=277.03KN$

Armatures verticales

$e_G = 1.10m < (h/2) =1.55m \rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \quad ; \quad (a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \quad ; \quad (b) = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - L/2) = 1274.18 + (-1155.25) \times (3.05 - 3.10/2) = -458.695 \text{ KN.m}$$

$a = 8.629 \text{ KN.m} > b = -3.007 \text{ KN.m} \dots$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple : $f_{bu}=18.48\text{MPA}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e d^2 f_{bu}} = 0.0178 < \mu_l = 0,39 \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.0178 \quad ;$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 3.023m \quad ; \quad A_1 = \frac{M_t}{z * f_{st}} = 3.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 25,09\text{cm}^2 \Rightarrow A_{min} = 6.98\text{cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1155.25 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,10} + \frac{1274.18 \times 10^{-3}}{0,372} \times 1,55 = 7.79\text{MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1155.25 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,10} - \frac{1274.18 \times 10^{-3}}{0,372} \times 1,55 = -2.82 \text{ MPA}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = \frac{2.82 \times 3.10}{7.79 + 2.82} = 0.82 \text{ m}$$

V.4.2.1. Vérifications

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable

$$A_{min}(z_t) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 82 = 2.47 \text{ cm. (Amin en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min}(BAEL) = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 305 \times 15 \times 2.1 / 400 = 5.52 \text{ cm.}$$

$$A_{min}(z_c) = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (310 - 2 \times 82) = 2.18 \text{ cm. (Amin en zone comprimée par le RPA).}$$

Tableau.V.23. Sens X-X': Ferrailage du voile $V \times l = 3.10m$

Niveau	RDC+1	2+3	4+5ème	6+7ème
Section (cm ²)	310×15	310×15	310×15	310×15
M(KN.m)	1274,18	11,96	261,04	105,28
N(KN)	-1155,25	-708,56	-466,2	-311,45
V(KN)	277,03	224,62	179,27	96,14
σ(MPa)	0,93	0,75	0,6	0,32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	25,09	8,92	8,03	4,8
A_v^{min} (cm ²)	6,98	6,98	6,98	6,98
L_t (m)	0,82	1,5	0,12	0,54
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,47	4,5	0,36	1,61
$A_{v,adop}$ (cm ²)	26.17	8.55	8.55	8.55
N^{bre} /par face	17HA14	17HA8	17HA8	17HA8
S_t (cm)	20	20	20	20
L_c (m)	1,45	0,1	2,86	2,03
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,18	0,15	4,29	3,04
A_h^{cal} (cm ²)	0,87	0,7	0,56	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau.V.24. Sens X-X': Ferrailage du voile $Vx2= 3.10m$

Niveau	RDC+1	2+3	4+5ème	6+7ème
Section (cm ²)	310×15	310×15	310×15	310×15
M(KN.m)	1088,95	525,31	38,67	127,77
N(KN)	-1028,51	-485,58	-479,76	-282,99
V(KN)	277,03	224,62	179,27	96,14
σ (MPa)	0,93	0,75	0,6	0,32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	21,96	10,47	6,34	4,63
A_v^{min} (cm ²)	6,98	6,98	6,98	6,98
L_t (m)	0,79	0,81	1,31	0,2
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,38	2,43	3,92	0,59
$A_{v,adop}$ (cm ²)	23.72	12.57	8.04	8.04
N^{bre} /par face	6HA12+11HA14	16HA10	16HA8	16HA8
S_t (cm)	20	21	21	21
L_c (m)	1,51	1,48	0,48	2,71
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,27	2,22	0,73	4,06
A_h^{cal} (cm ²)	0,87	0,7	0,56	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau.V.25. Sens X-X': Ferrailage du voile $V_x3 = 0.90m$

Niveau	RDC+1	2+3ème	4+5ème	6+7ème	8+9ème
Section (cm ²)	90×15	90×15	90×15	90×15	90×15
M(KN.m)	3,34	12,81	16,08	15,16	11,16
N(KN)	-618,11	-423,94	-315,74	-214,23	-115,75
V(KN)	18,43	13,53	15,84	14,83	13,24
σ (MPa)	0,21	0,16	0,18	0,17	0,15
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	7,78	5,79	4,56	3,24	1,85
A_v^{min} (cm ²)	2,03	2,03	2,03	2,03	2,03
L_t (m)	0,43	0,36	0,3	0,24	0,16
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,3	1,08	0,89	0,71	0,48
$A_{v,adop}$ (cm ²)	8.04	6.16	6.16	4.52	3.14
N^{bre} /par face	4HA16	4HA14	4HA14	4HA12	4HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15
L_c (m)	0,03	0,18	0,31	0,42	0,58
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,05	0,27	0,46	0,64	0,87
A_h^{cal} (cm ²)	0,2	0,15	0,17	0,16	0,14
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
N^{bre} /par Plan	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau.V.26. Sens X-X': Ferrailage du voile $V_x4 = 1.70m$

Niveau	RDC+1	2+3ème	4+5ème	6+7ème	8+9ème
Section (cm ²)	170×15	170×15	170×15	170×15	170×15
M(KN.m)	39,65	14,82	5,08	66,79	2,23
N(KN)	-1509,76	-857,12	-607,48	-295,18	-208,34
V(KN)	166,37	116,95	88,1	75,11	59,4
σ (MPa)	1,01	0,71	0,54	0,46	0,36
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	18,41	10,77	7,65	4,78	2,69
A_v^{min} (cm ²)	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83
L_t (m)	0,77	0,8	0,82	0,17	0,82
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,31	2,39	2,47	0,51	2,45
$A_{v.adop}$ (cm ²)	20.23	12.44	8.64	5.53	5.53
N^{bre} /par face	4HA14+7HA16	11HA12	11HA10	11HA8	11HA8
S_t (cm)	15.5	17	18	18	18
L_c (m)	0,16	0,1	0,05	1,36	0,06
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,24	0,16	0,08	2,04	0,1
A_h^{cal} (cm ²)	0,95	0,67	0,5	0,43	0,34
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	0.5	0.5	0.5
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	1HA8	1HA8	1HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau.V.27. Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{Y1} = 2.05m$

Niveau	RDC+1	2+3	4+5ème	6+7ème	8+9ème	10ème
Section (cm ²)	205×15	205×15	205×15	190×15	190×15	190×15
M(KN.m)	500,71	14,95	15,82	5,24	10,52	28,19
N(KN)	-1134,84	-820,12	-733,91	-571,82	-397,62	-66,54
V(KN)	141,97	90,08	72,3	43,19	78,77	20,81
σ (MPa)	0,72	0,46	0,37	0,24	0,43	0,11
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	20,58	10,32	9,31	7,22	5,16	1,23
A_v^{min} (cm ²)	4,61	4,61	4,61	4,28	4,28	4,28
L_t (m)	0,23	0,97	0,96	0,92	0,87	0,24
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,69	2,91	2,88	2,77	2,61	0,72
$A_{v,adop}$ (cm ²)	22.24	13.57	9.42	9.42	6.03	6.03
N^{bre} /par face	4HA14+8HA16	12HA12	12HA10	12HA10	12HA8	12HA8
S_t (cm)	15	16	17	17	17	17
L_c (m)	1,59	0,11	0,13	0,05	0,16	1,42
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,38	0,16	0,19	0,08	0,24	2,13
A_h^{cal} (cm ²)	0,67	0,43	0,34	0,22	0,4	0,11
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	0.79	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
N^{bre} /par Plan	1HA10	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau.V.28. Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{Y2} = 2.10m$

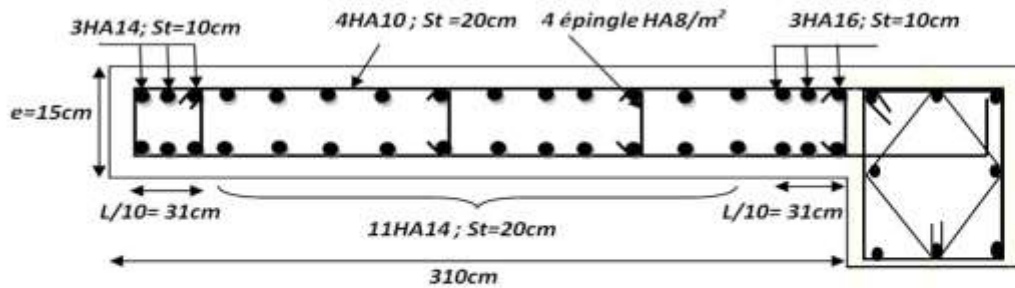
Niveau	RDC+1	2+3ème	4+5ème	6+7ème	8+9ème	10ème
Section (cm ²)	210×15	210×15	210×15	210×15	210×15	210×15
M(KN.m)	535,46	213,99	37,63	27,52	5,24	8,68
N(KN)	-1536,4	-997,75	-666,8	-448,95	-286,8	-92,62
V(KN)	160,51	81,58	263,58	64,05	87,89	45,57
σ (MPa)	0,79	0,4	1,3	0,35	0,48	0,25
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	25,63	15,04	8,78	6,03	3,71	1,3
A_v^{min} (cm ²)	4,73	4,73	4,73	4,28	4,28	4,28
L_t (m)	0	0,41	0,88	0,77	0,9	0,67
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,01	1,22	2,64	2,3	2,69	2,01
$A_{v.adop}$ (cm ²)	25.32	15.83	11	11	7.04	7.04
N^{bre} /par face	6HA14+8HA16	14HA12	14HA10	14HA10	14HA8	14HA8
S_t (cm)	16	16.5	17	17	17	17
L_c (m)	2,09	1,29	0,34	0,37	0,11	0,56
A_{min}^{comp} (cm ²)	3,14	1,93	0,51	0,55	0,16	0,84
A_h^{cal} (cm ²)	0,74	0,38	1,22	0,33	0,45	0,23
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	0.79	0.5	1.57	0.5	0.5	0.5
N^{bre} /par Plan	1HA10	1HA8	2HA10	1HA8	1HA8	1HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau.V.29. Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{y3} = 1.30m$

Niveau	RDC+1	2+3ème	4+5ème	6+7ème	8+9ème	10ème
Section (cm ²)	130×15	130 ×15	130×15	130×15	130×15	130×15
M(KN.m)	1,97	5,04	1,8	11,63	23,4	34,13
N(KN)	-678,24	-631,82	-557,19	-407,22	-196,08	-78,87
V(KN)	46,69	72,79	88,68	89,25	80,6	32,82
σ(MPa)	0,37	0,58	0,71	0,71	0,64	0,26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	8,44	7,96	7	5,39	3	1,71
A_v^{min} (cm ²)	2,93	2,93	2,93	2,93	2,93	2,93
L_t (m)	0,64	0,63	0,64	0,56	0,29	0,32
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,92	1,88	1,92	1,69	0,88	0,97
$A_{v.adop}$ (cm ²)	9.11	9.11	7.70	5.65	3.93	3.93
N^{bre} /par face	2HA14+3HA16	2HA14+3HA16	5HA14	5HA12	5HA10	5HA10
S_t (cm)	15	15	17	19	20	20
L_c (m)	0,02	0,05	0,02	0,17	0,72	0,65
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,03	0,07	0,03	0,26	1,07	0,98
A_h^{cal} (cm ²)	0,35	0,54	0,66	0,67	0,6	0,25
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	0.5	0.79	0.79	0.79	0.79	0.5
N^{bre} /par Plan	1HA8	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau.V.30. Sens Y-Y': Ferrailage du voile $V_{y4}= 1.55m$

Niveau	RDC+1	2+3ème	4+5ème	6+7ème	8+9ème
Section (cm ²)	155×15	155×15	155×15	155×15	155×15
M(KN.m)	18,7	9,69	7,44	7,33	9,55
N(KN)	-1210,33	-761,33	-565,99	-352,46	-257,51
V(KN)	195,43	169,88	122,18	81,75	42,4
σ (MPa)	1,31	1,14	0,82	0,55	0,28
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	14,79	9,56	7,2	4,59	3,44
A_v^{min} (cm ²)	3,49	3,49	3,49	3,49	3,49
L_t (m)	0,73	0,74	0,74	0,71	0,66
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,19	2,21	2,21	2,14	1,99
$A_{v,adop}$ (cm ²)	16.08	10.68	9.05	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA16	4HA12+4HA14	8HA12	8HA10	8HA10
S_t (cm)	21	21.8	22	22.8	22.8
L_c (m)	0,09	0,08	0,08	0,12	0,22
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,14	0,11	0,12	0,19	0,33
A_h^{cal} (cm ²)	1,23	1,07	0,77	0,51	0,27
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	0.79	0.79	0.5
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	1HA10	1HA10	1HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.4.2.2 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{xd} (RDC)=3.10mFigure.V.13. Schéma de ferrailage d'un voile V_{xd} (RDC)=3.10m

V.5.Conclusions

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est maximum donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT/v13.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT/v13

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL.

Chapitre

6

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 INTRODUCTION

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

VI.2.2 Caractéristiques du sol

D'après le rapport du sol (**annexe 3**), le terrain assise de notre projet est constitué d'un remblai reposant sur une couche de limon marneux schisteux friable qui repose sur une troisième couche de schiste friable marneux avec passage de gravier couleur beige

La contrainte admissible du sol à prendre en considération dans les calculs est de 1.30 bar.

VI.2.3 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau carrée de section ($a \times a$), pour cela on opte pour une semelle carrée de section ($A \times A$).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

2175.07 KN

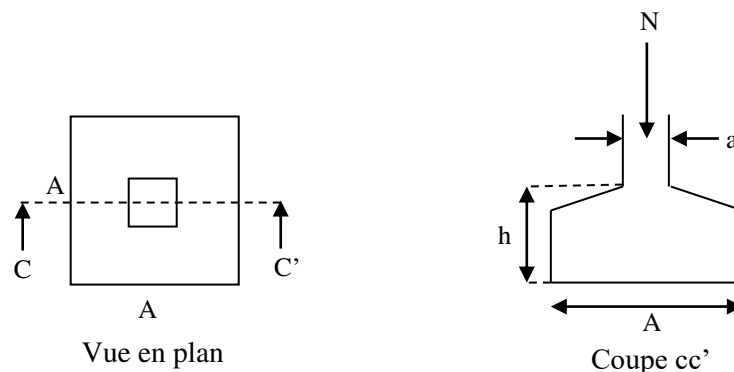


Figure.VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.17507}{0.13}} = 4.09 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.4 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de trois poteaux (le portique le plus sollicité).

L : Longueur de la semelle.

B : Largeur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \quad \text{Avec :}$$

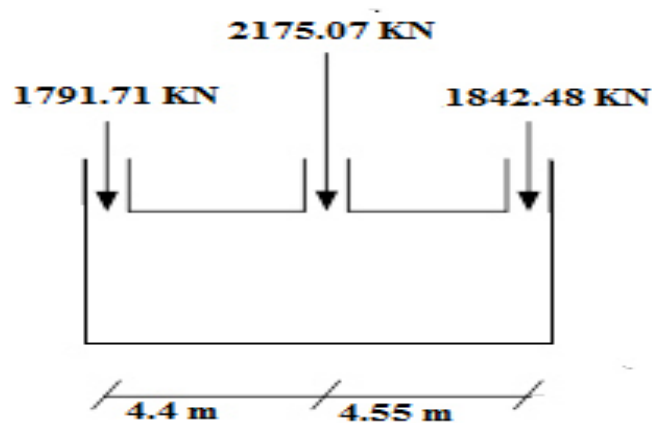


Figure.VI.2. Schéma d'une semelle filante.

$$N = \sum N_i = 5809.26 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5.81}{0.13 \times 8.95} = 4.99m$$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure.

VI.2.5 Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Il est utilisé dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré, car il offre une rigidité, et une facilité d'exécution

VI.2.5.1 Pré dimensionnement

a) La condition de coffrage :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{pour la nervure.}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 5.55m \Rightarrow h_t \geq 55.5cm \text{ On opte pour une hauteur } h_t = 60cm \dots\dots\dots (a)$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots \text{pour le radier.}$$

$$h_r \geq 27.75cm \text{ donc on opte pour un radier de } 30cm$$

$$h_r = 40cm \dots\dots\dots (b)$$

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.76m \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions précédentes (a) et (b) on prend :

$h_t = 0.8m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.4m$ Pour le radier.

➤ **La surface du radier :**

$N_s = 33456.30 \text{ KN}$ (poids total transmis par la superstructure). (ELS)

$N_r = 25 \times 0.4 \times 309.26 \text{ KN}$ (Poids propre de radier).

$N_r = 3092.6 \text{ KN}$

$N_s = 3092.6 + 33456.30$

$N_s = 36548.9 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{36548.9}{130} = 281.1m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 309.26m^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 309.26m^2$ (Le radier comporte pas de débord).

VI.2.5.2 Les vérifications nécessaire

a) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3MPa) = 1.17MPa.$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 5.55 m de longueur, $d = 0.9 \times h_r = 0.36m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{45845.88 \times 5.55}{2 \times 309.26} \times 1 = 411.376KN$$

$$\tau_u = \frac{411.376}{1 \times 0.36} = 1.14MPa \quad \dots\dots\dots \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

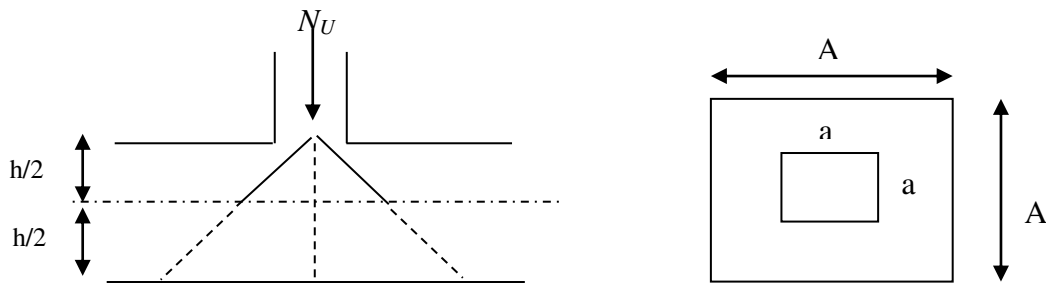


Figure.VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le **CBA93 (article A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h_t) = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.8) \Rightarrow \mu_c = 5.4m$$

Nous avons : $Q_u = 2175.07KN \leq 3240KN.$ C'est vérifié

b) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$.

A partir du logiciel geo-sec on a : $I_{xx}=7489.105 \text{ m}^4$, $I_{yy} = 10378.786 \text{ m}^4$ et $X_g=11.14 \text{ m}$, $Y_g=7.75\text{m}$.

➤ Dans le sens x-x :

Avec :

$$N = 33456.30 \text{ KN} \text{ et } M_x = 23053.54 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{33456.30}{309.26} + \frac{23053.54}{7489.105} \times 7.75 = 0.13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{33456.30}{309.26} - \frac{23053.54}{7489.105} \times 7.75 = 0.08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.117 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.13 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

➤ Dans le sens y-y :

$$N = 33456.30 \text{ KN} \text{ et } M_y = 31007.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.12 < \sigma_{sol} = 0.13 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

c) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

RPA99 (article 10.1.5)

➤ **Suivant x-x :**

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{23053.54}{33456.30} = 0.69m < \frac{B}{4} = \frac{23.80}{4} = 5.95m \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

➤ **Suivant y-y :**

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{31007.07}{33456.30} = 0.93m < \frac{B}{4} = \frac{18.85}{4} = 4.71m \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

d) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^2$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H=1.50m).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 309.26\text{m}^2$).

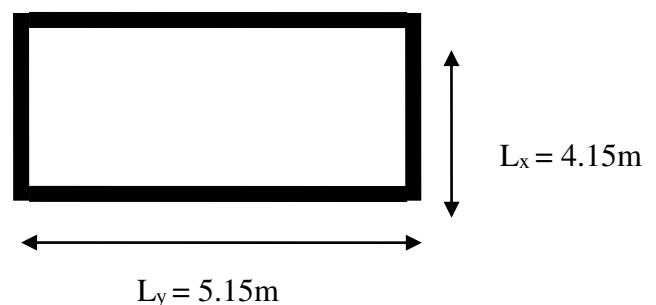
$$N \geq 1.5 \times 1.5 \times 309.26 \times 10 = 6958.35 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

VI.2.5.3 Ferrailage

➤ **La dalle du radier**

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension. $L_x = 4.15\text{m}$ et $L_y = 5.15\text{m}$.



Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.4 = 10\text{KN/m}^2.$$

Figure.VI.4. Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S} + 1.35 \times G_0 = \frac{48165.33}{309.26} + 1.35 \times 10 = 169.244 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_s = \frac{N_s}{S} + G_0 = \frac{33456.30}{309.26} + 10 = 118.182 \text{ KN/m}^2$$

N_s : Est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\nu = 0$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0550 \\ u_y = 0.6135 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

a) calcul à l'ELU

Sens x-x' : $M^x_0 = u_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M^x_0 = 160.31 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M^y_0 = u_y \times M^x_0 \Rightarrow M^y_0 = 98.35 \text{KN.m}$

➤ **En travée :**

Sens x-x' : $M^x_t = 0.75 \times M^x_0 = 120.23 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M^y_t = 0.75 \times M^y_0 = 73.76 \text{KN.m}$

➤ **En appui :**

$M^x_a = M^y_a = -0.5 \times M^x_0 = -80.155 \text{KN.m}$

a) calcul à l'ELS

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0617 \\ u_y = 0.7246 \end{cases}$$

➤ **En travée :**

Sens x-x' : $M^x_t = 0.75 \times M^x_0 = 94.49 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M^y_t = 0.75 \times M^y_0 = 68.25 \text{KN.m}$

➤ **En appui :**

$M^x_a = M^y_a = 0.5 \times M^x_0 = 62.92 \text{KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$

❖ **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^x \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 40cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.81$$

$$A_{min}^x = 3.51cm^2/ml$$

$$A_{min}^y = 3.2cm^2/ml$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau.VI.1. Résumé des résultats de ferrailages

Sens	Moments	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	120.23	8.88	3.51	5T16=10.05	20
	Appui	80.15	5.87	3.2	4T14=6.16	25
Sens y-y	Travée	73.76	5.39	3.2	5T12=5.65	20
	Appui	80.15	5.87	3.2	4T14=6.16	25

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 247.02KN$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 306.54KN$$

$$V_{max} = 306.54KN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{306.54 * 10^{-3}}{1 \times 0.36} \\ \Rightarrow \tau_U = 0.85MPa$$

$$\tau_u = 0.85MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifié$$

❖ **à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64MPa.$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.VI. 2. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	Travée	94.49	6.35	284.97	15	201.64
	Appui	62.92	5.14	304.3	15	201.64
y-y	Travée	68.25	5.78	358.83	15	201.64
	Appui	62.92	5.14	304.3	15	201.64

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier et du béton en travée et en appui dans les deux sens n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers.

Donc on adopte les sections d'aciers suivantes :

Tableau.VI. 3. Ferrailage du panneau du radier.

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
A_{adop} (cm ² /ml)	8HA16= 16.08	10HA12=11.31	8HA14= 12.32	10HA12=11.31
S_t (cm)	12.5	10	12.5	10

Tableau.VI.4. Vérification des contraintes.

9.67 148710.33	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
σ_{bc} (MPa)	5.57	4.23	4.44	4.23
σ_s (MPa)	187.19	174.47	174.38	174.47

Donc les contraintes sont vérifiées.

VI.2.5.4 Schéma de ferrailage

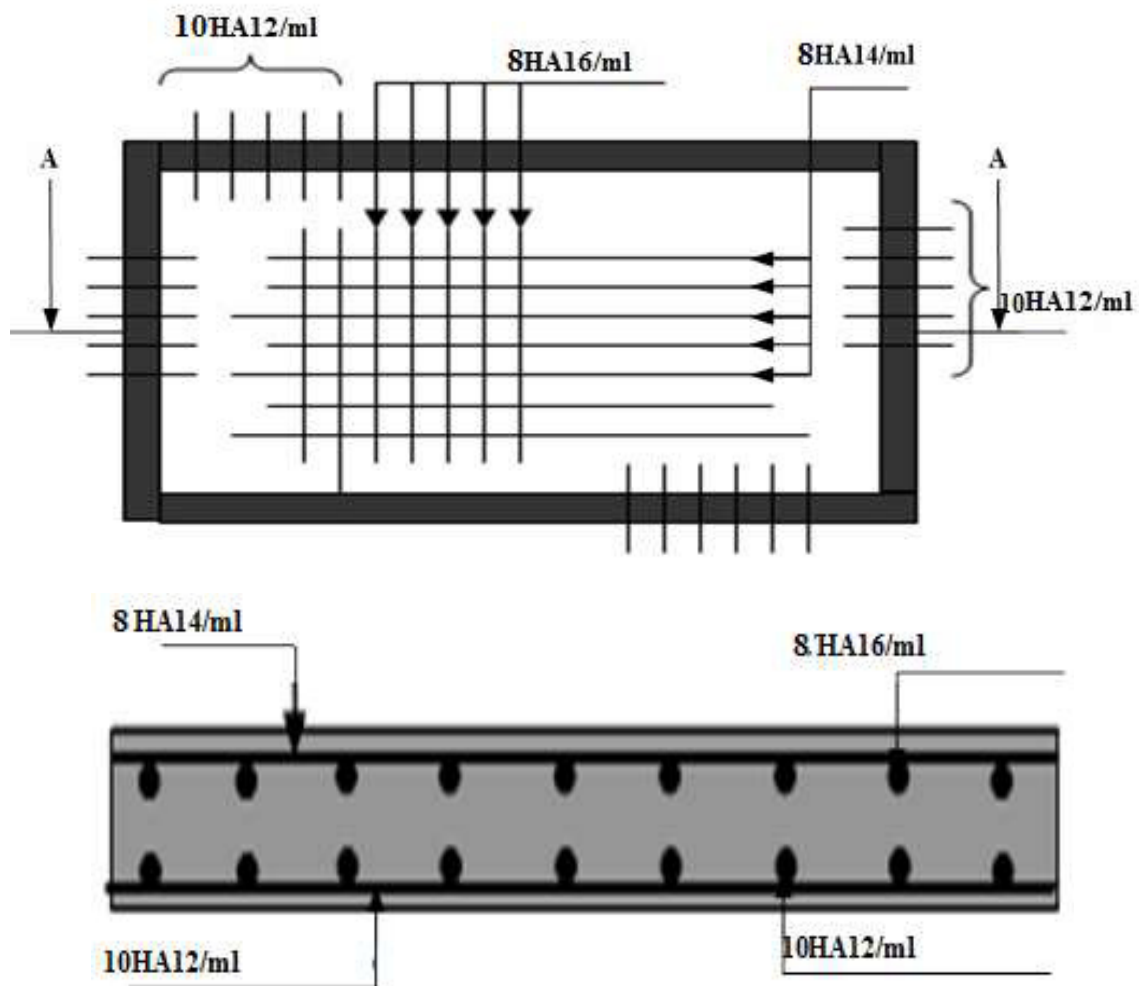


Figure.VI. 5. Schéma de ferrailage du radier.

VI.2.6 Calcul des nervures

VI.2.6.1 Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.2.6.2. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

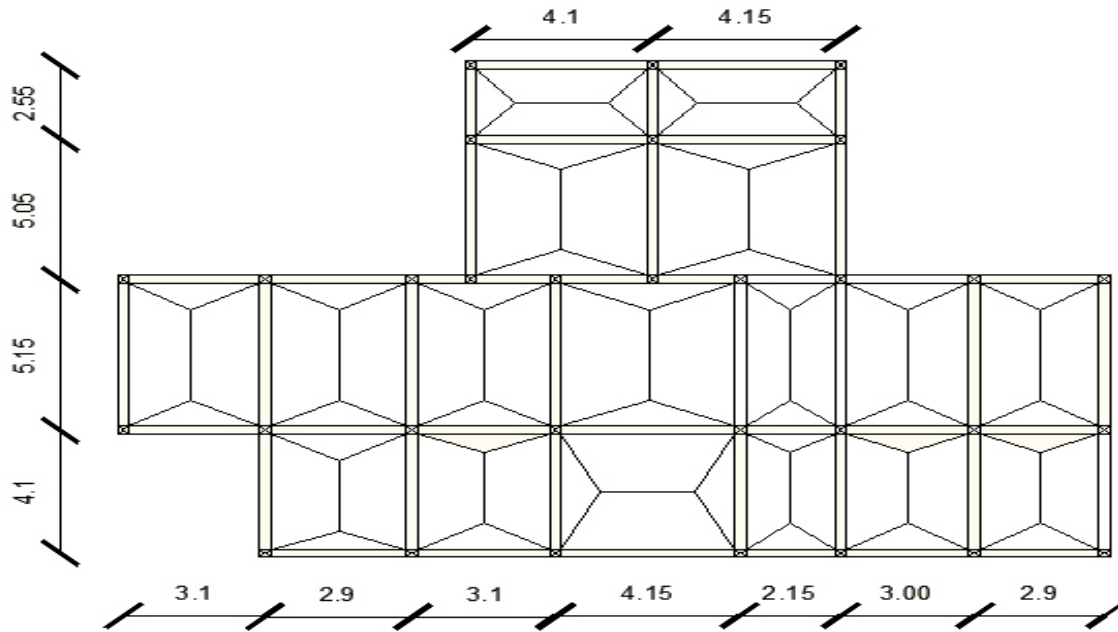


Figure.VI.6. Schéma de rupture.

❖ Charge triangulaire

$$q_M = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : q_M charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

❖ Charge trapézoïdale

$$q_M = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right]$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 169.244 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 118.182 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations

BAEL article III.5.2

❖ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

❖ Moments en travée :

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

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

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

- Sens transversal (y-y): nervure intermédiaire

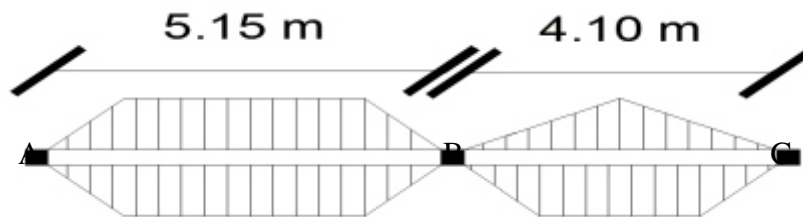


Figure.VI.7. Sollicitations sur les nervures transversales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU).

Travée	P _u (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
		M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	505.81	-251.54	-1283.64	2.08	1096.51
B-C	461.94	-1283.64	-145.6	2.73	434.93

Tableau.VI. 6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS).

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	5.15	5.15	353.205	-175.65	-885.16	2.09	770.22
B-C	4.10	4.10	309.79	-885.16	-97.64	2.75	283.59

- **Sens longitudinal (x-x) : nervure de rive (7 travées)**

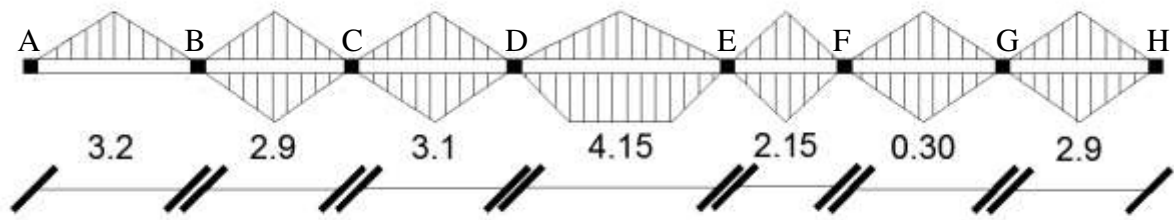


Figure.VI.8. Sollicitations sur les nervures longitudinales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU).

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	3.20	3.20	180.53	-34,662	-213.16	1.23	136.79
B-C	2.90	2.32	327.21	-213.16	-230.91	1.43	122.00
C-D	3.1	2.48	349.77	-230.91	-455.74	1.34	84.35
D-E	4.15	3.32	468.19	-455.74	-428.74	2.09	565.73
E-F	2.15	1.72	242.58	-428.74	-168.86	1.57	-128.52
F-G	3.00	2.4	338.49	-168.86	-281.01	1.39	157.93
G-H	2.90	2.9	327.21	-281.01	-51,597	1.75	217.82

Tableau.VI.8. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS).

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	3.20	3.20	126.06	-24,204	-148,845	1.23	95.516
B-C	2.90	2.32	228.48	-148,845	-161,237	1.43	85.188
C-D	3.1	2.48	244.24	-161,237	-318,239	1.34	58.906
D-E	4.15	3.32	326.93	-318,239	-299,387	2.09	395.038
E-F	2.15	1.72	169.39	-299,387	-117,915	1.57	-89.746
F-G	3.00	2.4	236.36	-117,915	-196,223	1.39	110.277
G-H	2.90	2.9	228.48	-196,223	-36,028	1.75	152.097

❖ Les sollicitations maximales sont :

A L'ELU

Sens y-y

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -1283.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 1096.51 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -455.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 565.73 \text{ KN.m}$$

A ELS

Sens y-y

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -885.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 770.22 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -318.239 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 395.038 \text{ KN.m}$$

VI.2.6.3 Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h=0.8\text{m}$$

$$h_0=0.4\text{m}$$

$$b_0=0.55\text{m}$$

$$d=0.75\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.15}{10}; \frac{4.15}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.515; 2.07)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.5\text{m}$$

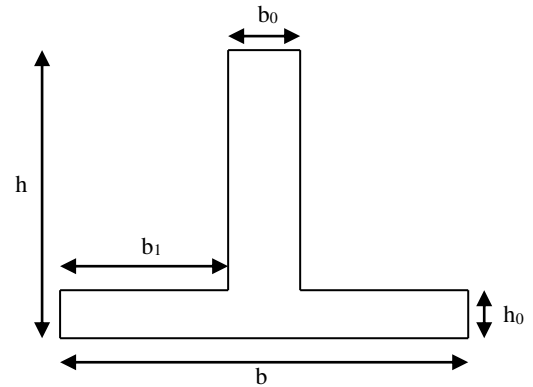


Figure.VI.9. Section de la nervure.

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.55\text{m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	565.73	22.21	14.04	8HA20=25.13
	Appuis	-455.74	17.79	14.04	4HA20+4HA16=20.16
Y-Y	Travée	1096.51	44.07	14.04	6HA20+6HA25=48.3
	Appuis	-1283.64	52.03	14.04	12HA25=58.9

➤ Les vérifications

❖ Effort tranchant

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0.685 \text{ MN} \quad V_2 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0.335 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0.685 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

❖ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.85; 55; 25) = 22.85 \text{ mm} \quad \text{Soit } 5\text{T}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 20) = 12 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ À l'ELS : Vérification des contraintes

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN}$$

Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	M_t	395.038	5.09	15	93.82	201.64
	M_a	-318.239	4.06	15	67.85	201.64
Y-Y	M_t	770.22	6.67	15	67.81	201.64
	M_a	-885.16	6.65	15	55.51	201.64

➤ Armatures de peau

La hauteur des nervures $h = 80 \text{ cm}$ le **CBA (article.A.7.3)**, préconise de mettre des armatures de peau de section. $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de hauteur

Pour $h = 80 \text{ cm}$.

On a : $A_p = 3 \times 0.80 = 2.4 \text{ cm}^2$. On opte **2HA14 = 3.08 cm²**.

VI.2.6.4 Schéma de ferrailage

❖ Schémas de ferrailages :

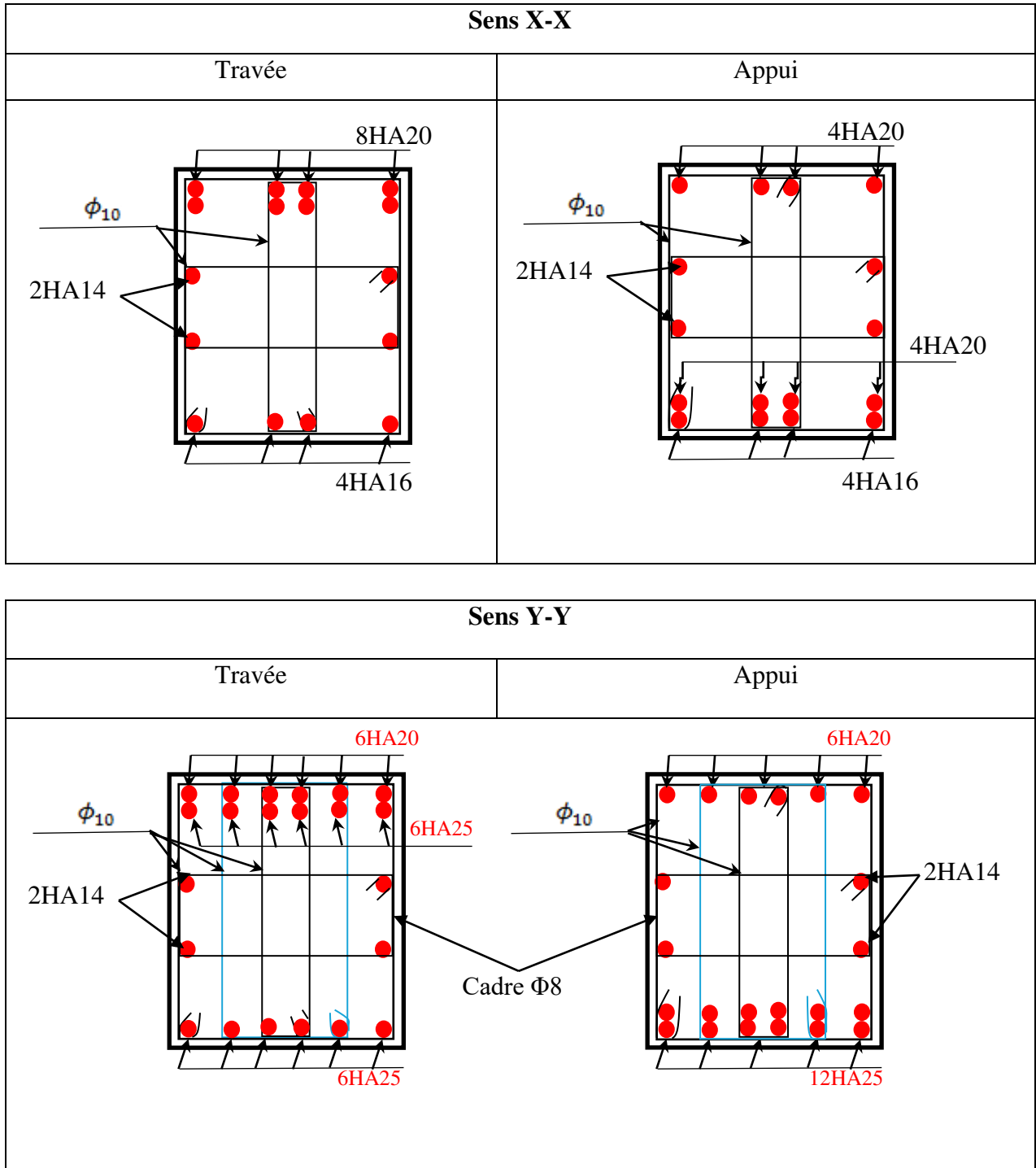


Figure.VI.10. Schéma de ferrailage de la nervure.

VI.7. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passé à un calcul avec radier général.

Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment usage habitation et service composé de (RDC+10 niveau). Cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier –béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une bonne qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- Le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de cage. En effet pour ce qui de notre cas le poteau le plus sollicité est celui où aboutissent plusieurs portées.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Le voile donne une bonne résistance à structure en s'opposant à la torsion et en diminuant considérablement la période de vibration.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.

- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99addenda2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Enfin ,l'utilisation du logiciel ROBOT dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure .

Bibliographie

Bibliographie

R.P.A 99/ version2003 « *Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003* ».

BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris
Jean-Pierre Mougín, BETON armé.

C.B.A93, « *Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993* »

DTR B.C.2.2, « *Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989* »

DTR B.C.2.33.1, « *Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992* »

Calcul des ouvrages en béton armé, (M. Belazougui 4^{eme} édition OPU, 2007)

Logiciels utilisés :

ROBOT/Version 2013

SOCOTEC

Autocade 2010.

Annexes

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

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x v/l_y	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)

7-Conclusion

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière au lieu dit tala ouada à Tala ouriane, wilaya de Bejaia est située sur un versant terrassé en gradins.

Le sous-sol du site est constitué par des argiles beiges limoneuses, des marnes argileuses à débris de marnes et des marnes schisteuses à marnes compactes évoluant vers des marno-calcaire

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y a lieu d'ancrer à partir de 1.50 m de profondeur et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1,30$ bars.

Le versant est constitué par des terrains meubles, exposés aux phénomènes d'érosion dû aux ruissellements diffus et aux infiltrations des eaux pluviales.

Pour parer contre ces phénomènes, il y'a lieu d'effectuer des dispositifs de confortement et d'intercepter les venues d'eau et d'opter pour un drainage efficace des eaux.

Afin d'assurer la stabilité du site il y'a lieu de prendre en considération les facteurs suivants à savoir

- Drainage des eaux pluviales afin d'éviter toute infiltration d'eau
- Capter toutes les venues d'eau et les drainer hors du site
- Construire des dispositifs de confortements au niveau des talus créés lors des terrassements

Les caractéristiques géotechniques à prendre en considération pour la construction d'un mur de soutènement sont :

$$\begin{aligned} Q_{adm} &= 1.3 \text{ bars.} \\ 0.33 &< C_{UU} \text{ bars} < 0.52 \\ 2.81 &< \phi_{UU} < 8.73 \end{aligned}$$

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure.

Ingenieur Chargé de L'étude
A. DJOUDER

Le Directeur
Directeur de Labo



Annexe (4)

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

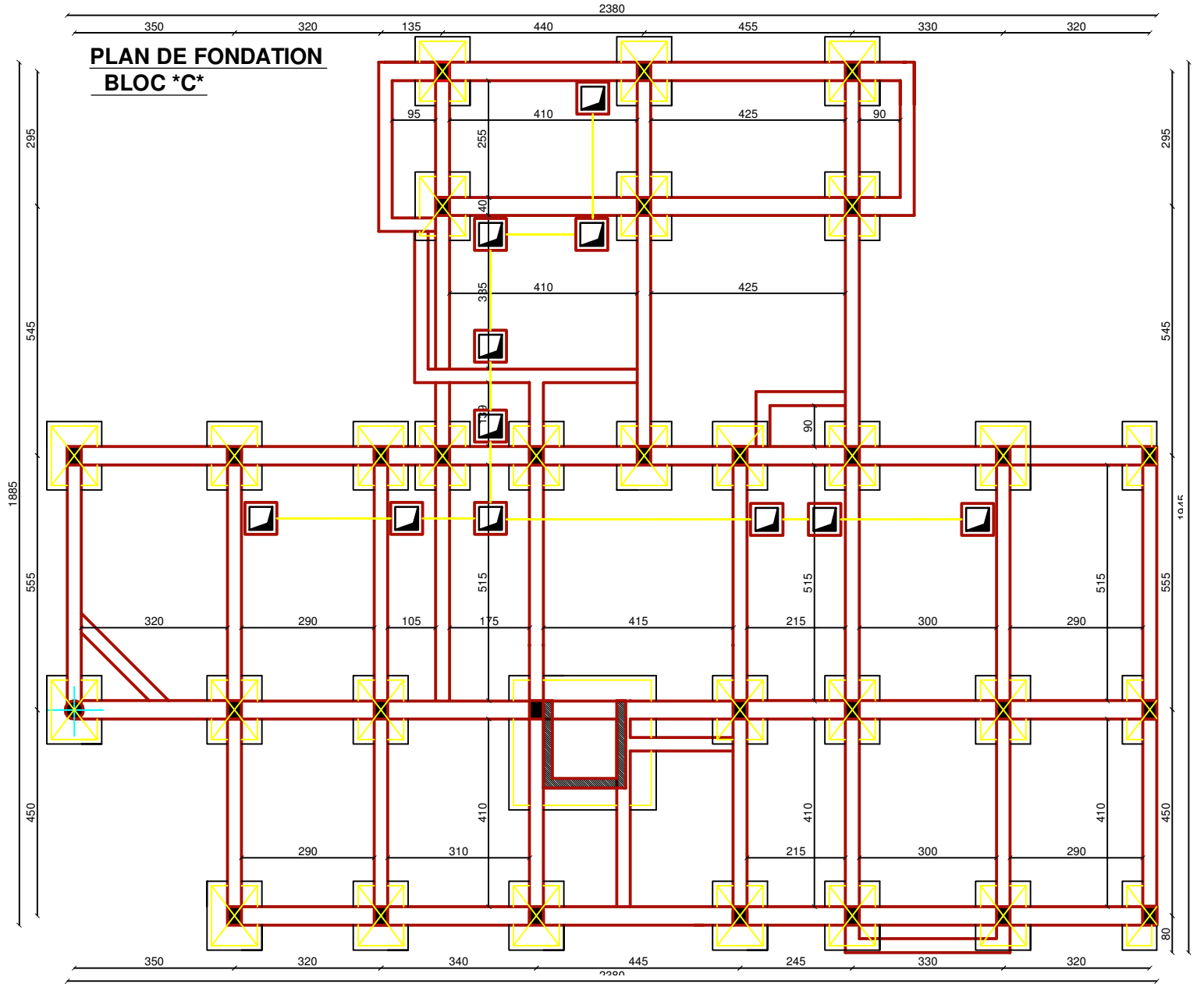
$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

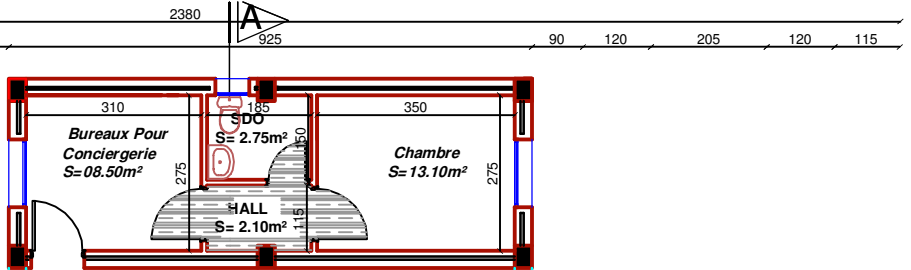
$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Plans architecturale

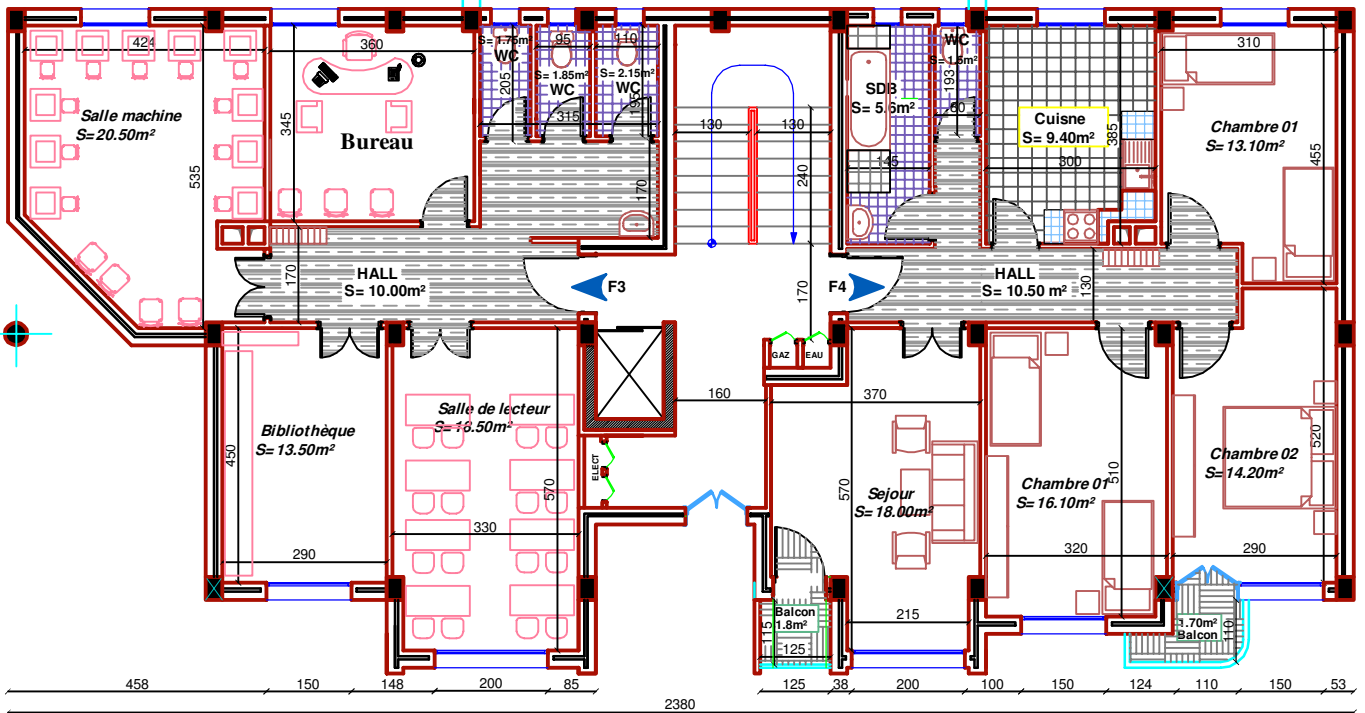
PLAN DE FONDATION
BLOC *C*



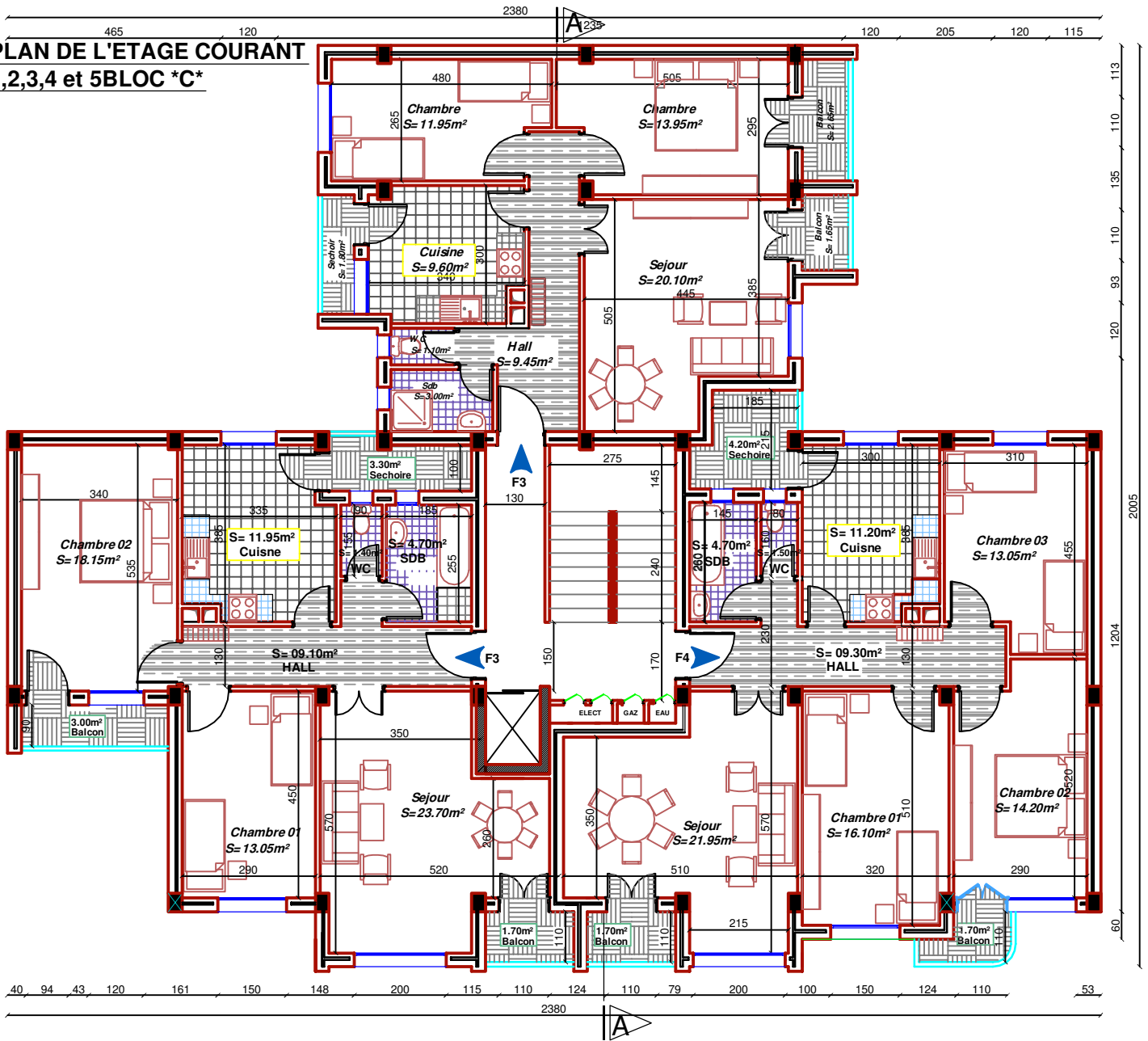
PLAN DU RDC
BLOC *C*



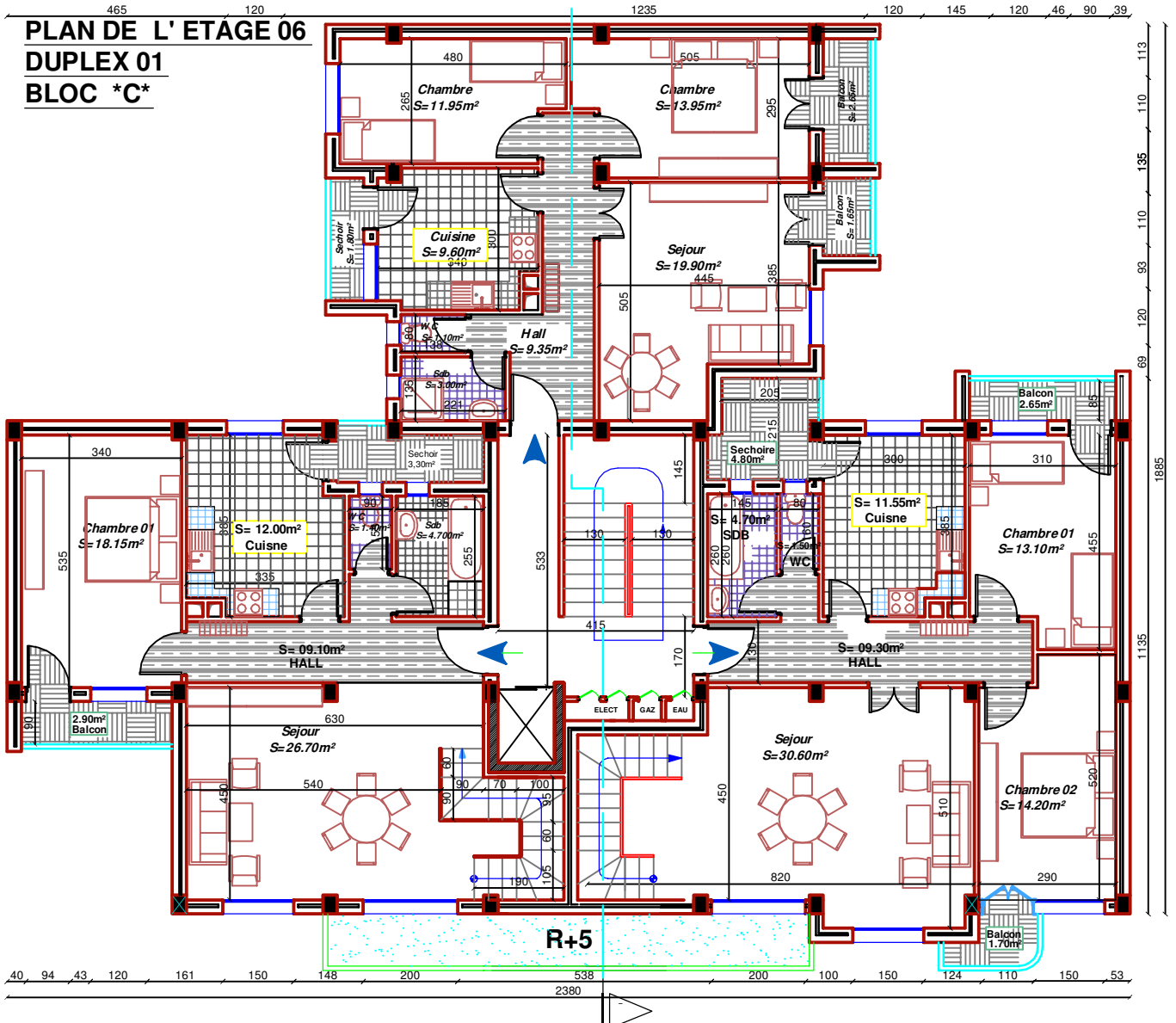
Accès aux espaces de jeux



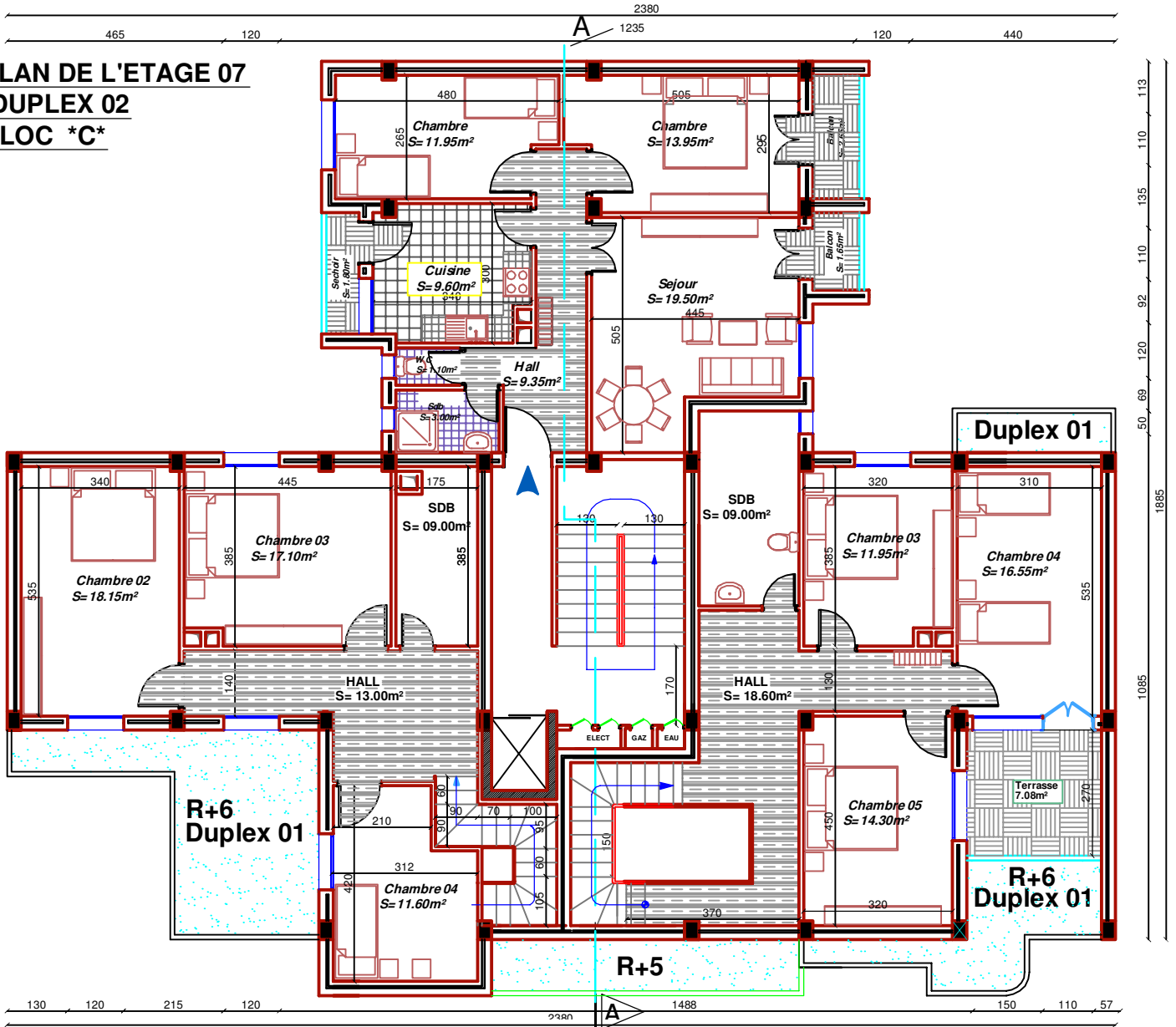
PLAN DE L'ETAGE COURANT
1,2,3,4 et 5 BLOC *C*



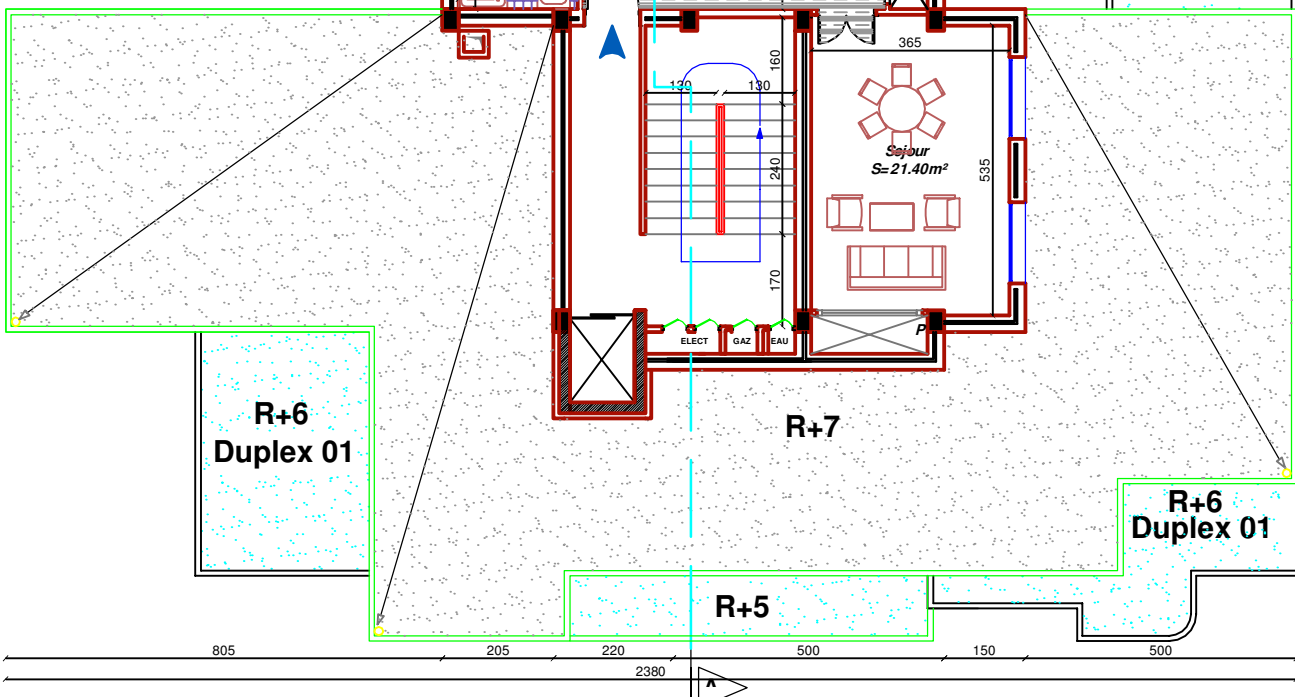
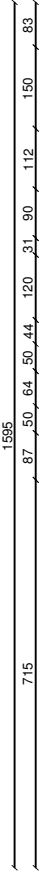
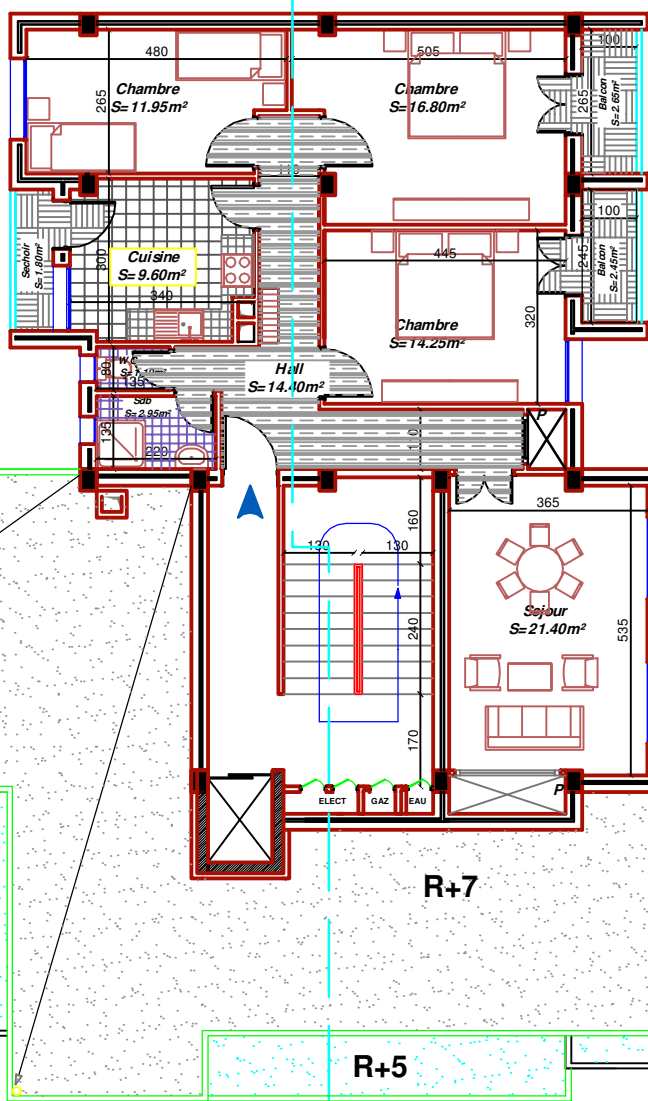
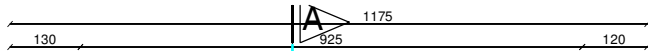
PLAN DE L' ETAGE 06
DUPLEX 01
BLOC *C*



PLAN DE L'ETAGE 07
DUPLEX 02
BLOC *C*

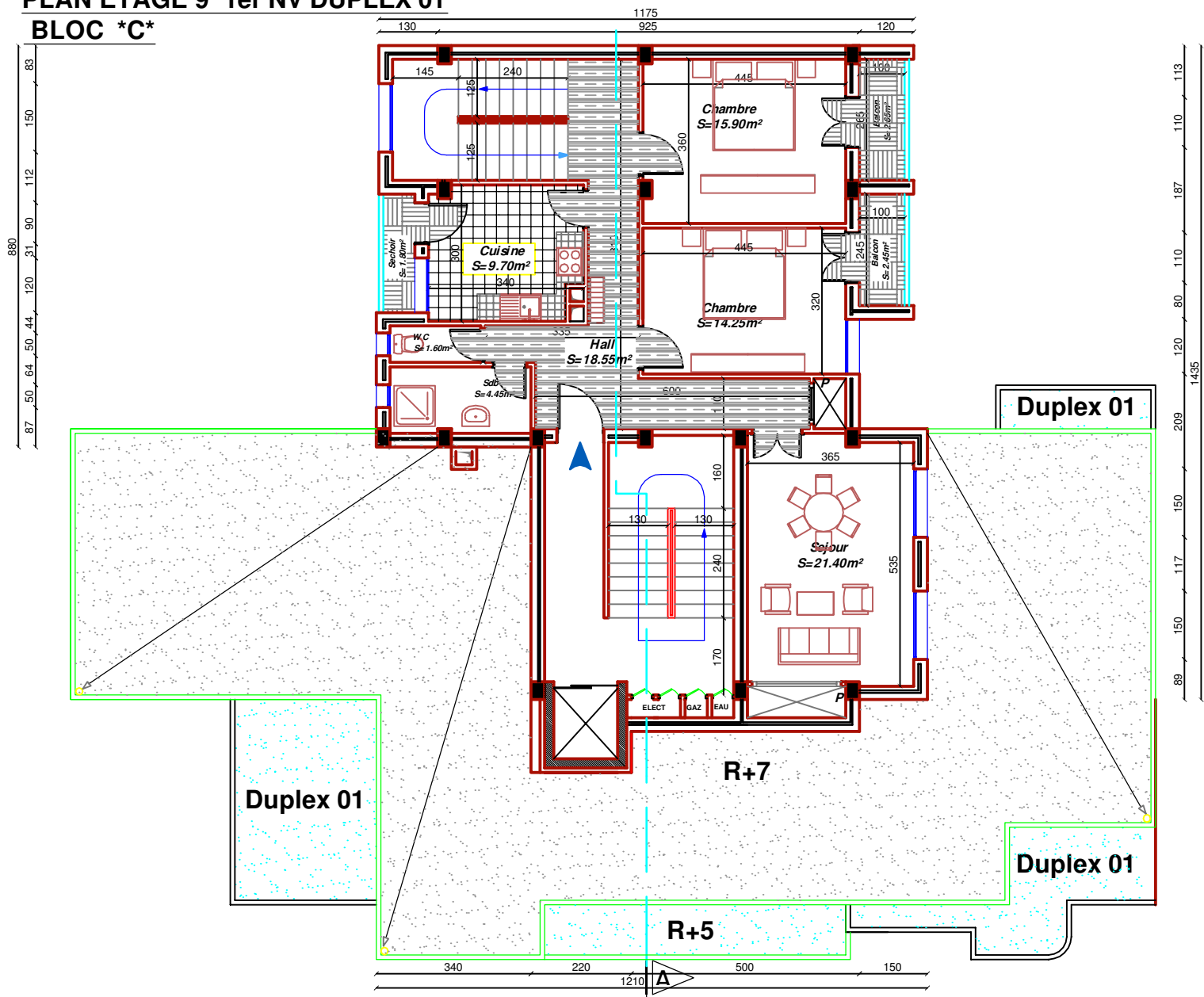


PLAN DU 8 eme ETAGE
BLOC *C*

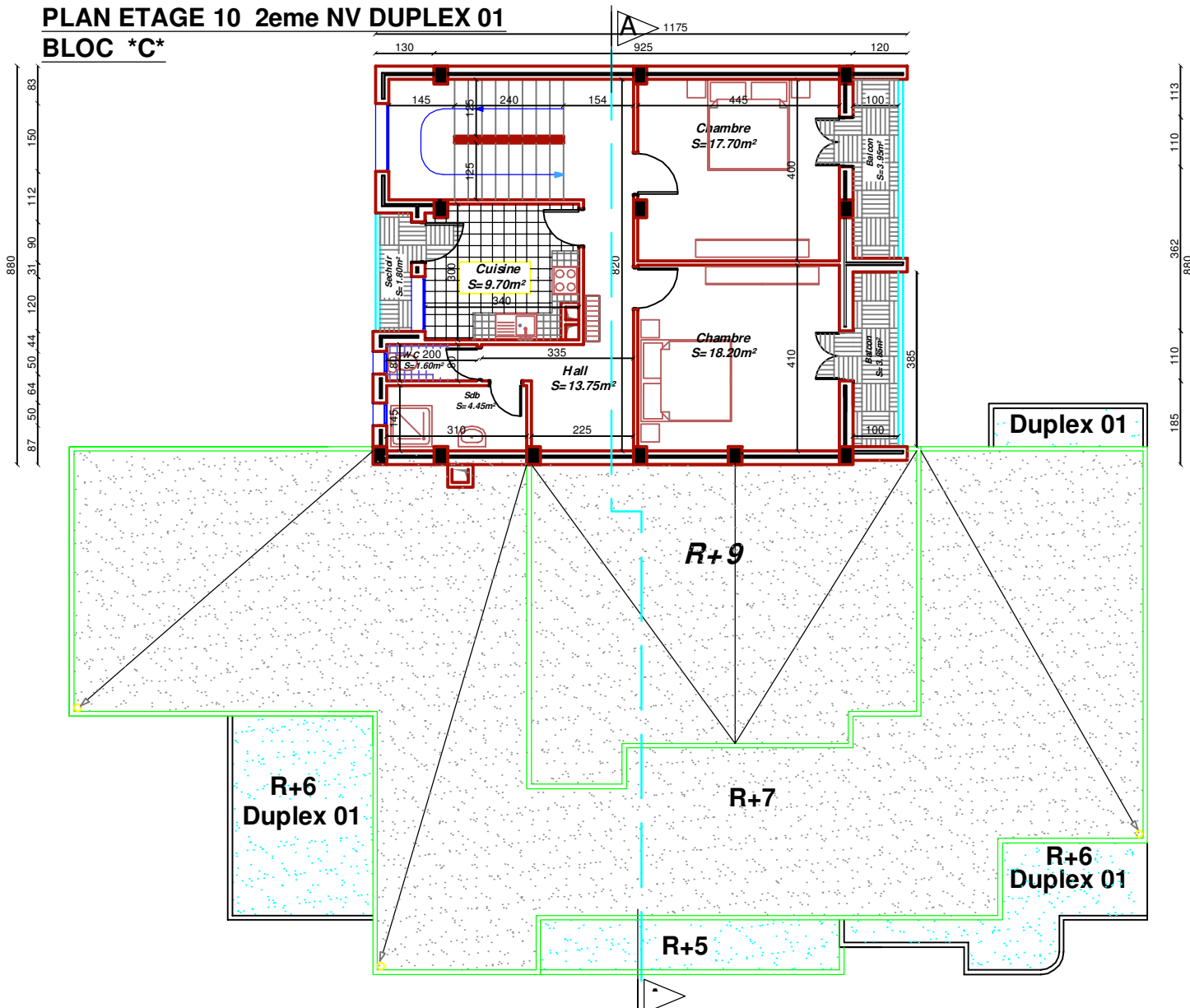


PLAN ETAGE 9 1er NV DUPLEX 01

BLOC *C*



PLAN ETAGE 10 2eme NV DUPLEX 01
BLOC *C*



PLAN DE TERRASEE BLOC *C*

