



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

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

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+SOUS-SOL) A USAGE D'HABITATION
CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILES-PORTIQUES)**

Réalisé par :

- Menaâ abdelhadi
- Rahmouni abdellah

promoteur :

Mr : Boukllouda .A/H

Membres de jury :

Mr : haddi

Mr :bouzerroua

Promotion :2016-2017

Remerciements

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr Boukflouda.A/hafid. pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Nous saisons également cette opportunité pour remercier le membre de bureau d'étude B.A.R.T, M^{elle}. Nawal qui nous a beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*
- ❖ *Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce mémoire et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ❖ *Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.*
- ❖ *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Dédicaces

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :
A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
merci mes parents.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis (es)

A toute la promotion de master2 génie civil.

A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Abdellah.

MENAA ABDELHADI

Je dédie ce travail à :

Ma mère, source de tendresse et d'amour pour leur soutien tout long de ma vie scolaire

Mon père, qui a toujours soutenu et qui a fait tout possible pour m'aider

Mes frères et sœurs, que j'aime beaucoup

Ma grande famille

Mes amis (es)

A toute la promotion de master2 génie civil.

A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Abdelhadi.

RAHMOUNI ABDELLAH

Liste des figures

Figure I.1 : Structure en 3D.....	2
Figure I.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton.	5
Figure I.3. Diagramme Contrainte Déformation de l'acier.	7
Figure II.1. Les poteaux les plus sollicités.	10
Figure II.2. Plancher à corps creux.....	10
Figure II.3. Schéma de poutrelle	12
Figure II.4. Dalle plein sur 04 appuis	13
Figure II.5. Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur	13
Figure II.6. Dalle pleines sur trois appuis	14
Figure II.7. Dalle pleines sur trois appuis	14
Figure II.8. Schémas de l'acrotère.	17
Figure II.9. Schéma de l'escalier.....	18
Figure II.10. Escalier à deux volés s.sol.....	19
Figure II.11. Schéma statique de la volé s.sol.....	19
Figure II.12. Schéma statique de la volé RDC	20
Figure II.13. Escalier à deux volets étages courants	21
Figure II.14. Schéma statique de la volé étages courants	21
Figure II.15. Hauteur libre d'étage.....	24
Figure II.16. Surface afférente du poteau 01 (poteau de la cage d'escalier).....	26
Figure II.17. Surface afférente du poteau 02 (poteau central).....	29
Figure III.1. . Plan de disposition des poutrelles (RDC, étage courant 01 à 05).....	37
Figure III.2. Plan de disposition des poutrelles (étage 6,7).....	37
Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	39
Figure III.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	39
Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	40
Figure III.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	40
Figure III.7. Poutrelle type5	43
Figure III.8. Poutrelle type 4.	48
Figure III.9. Poutrelle type 9.	54
Figure III.10. Schéma de ferrailage de dalle compression.....	70
Figure III.11. Dalle sur quatre appuis.	71
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	77
Figure III.13. Dalle sur quatre appuis.	77
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	81
Figure III.15. Dalle sur trois appuis.	81
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	86
Figure III.17. Schéma de l'escalier pour étage courant et RDC et s.sol.	87
Figure III.18. Schéma statique de la partie AD =EH	88
Figure III.19. Schéma statique de la partie AD.....	88
Figure III.20. Schéma de tronçon 1	89
Figure III.21. Schéma de tronçon 2.....	89
Figure III.22. Schéma de tronçon 3.....	90
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la partie AD de l'escalier.....	93
Figure III.24. Schéma de la partie AD (RDC)	93
Figure III.25. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	97
Figure III.26. vue 3D pour poutre palière	98

Figure III.27. Schéma statique pour poutre palière	99
Figure III.28. Section de calcul de poutre palière	100
Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière	105
Figure III.30. Cage d'ascenseur	106
Figure III.31. Schéma représentatif de la surface d'impact.....	107
Figure III.32. Schéma de Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	111
Figure III.33. : Schéma de l'acrotère	112
Figure III.34. .Schéma de la section à ferrailer	114
Figure III.35. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	117
Figure IV.1. Modélisation 3D de la structure (vue1)	118
Figure IV.2. Le spectre de réponse.....	125
Figure IV.3. Disposition des voiles.....	126
Figure IV.4. 1 ^{er} mode translation selon x avec T=0.76s.....	128
Figure IV.5. 2 ^{eme} mode translation selon y avec T=0.59s	128
Figure IV. 6. 3 ^{eme} mode rotation autour z avec T=0.50s.....	129
Figure V.1. Disposition constructives des portiques.....	136
Figure V.2. Zone nodale.....	145
Figure V.3. Section d'un poteau.....	151
Figure V.4. Répartition des moments dans les zones nodales	153
Figure V.5. Réduction des sections de poteaux	155
Figure V.6. Disposition des voiles	159
Figure V.7. Exemple de ferrailage de voile RDC et étage 1 (Vx2)	163
Figure VI.1. Présentation des semelles isolées.	166
Figure VI.2. Présentation d'une semelle filante.....	167
Figure VI.3. Schéma de rupture de radier	173
Figure VI.4. Section de de calcul de la dalle de radier	174
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la dalle de radier	177
Figure VI.6. Schéma statique du débord du radier	177
Figure VI.7. Schéma de ferrailage de débord	179
Figure VI.8. Shéma statique de nervure selon x-x	180
Figure VI.9. Shéma statique de nervure selon y-y	180
Figure VI.10. Shéma statique équivalente x-x	181
Figure VI.11. Shéma statique équivalente y-y	181
Figure VI.12. Section de calcul de nervure	183
Figure VI.13. Shéma de ferrailage de la nervur selon x-x	186
Figure VI.14. Shéma de ferrailage de la nervur selon y-y	187
Figure VI.15. Répartition des contraintes sur le voile	188
Figure VI.16. Schéma de ferrailage de voile périphérique.	192

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.	6
Tableau II.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II.2.Évaluation des charges du plancher étage courant à usage d’habitation et RDC	15
Tableau II.3. Évaluation des charges dalle pleine	16
Tableau II.4. Évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs	16
Tableau II.5. Charge permanente et surcharge d’exploitation revenant à l’acrotère	17
Tableau II.6. Evaluation des charges du palier	22
Tableau II.7. Evaluation des charges de la volée	22
Tableau II.8. Descente de charge du poteau 01(poteau de la cage d’escalier).....	27
Tableau II.9. Descente de charge du poteau 02 (poteau central)	30
Tableau II.10. Vérifications	34
Tableau II.11. Les dimensions des poteaux	35
Tableau III.1.Les Types de poutrelles	41
TableauIII.2.Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	42
Tableau III.3.Sollicitations à l’ELU	46
Tableau III.4.Sollicitations à l’ELS.....	46
Tableau III.5. Sollicitations à l’ELU	46
TableauIII.6. Sollicitations à l’ELS.....	47
Tableau III.7. Sollicitations à l’ELU	47
TableauIII.8. Sollicitations à l’ELS.....	47
Tableau III.9. Sollicitations à l’ELU	48
Tableau III.10. Sollicitations à l’ELS.....	48
Tableau III.11. Sollicitations à l’ELU	50
Tableau III.12. Sollicitations à l’ELS.....	51
Tableau III.13. Sollicitations à l’ELU	51
Tableau III.14. Sollicitations à l’ELS.....	51
Tableau III.15. Sollicitations à l’ELU	52
Tableau III.16. Sollicitations à l’ELS.....	52
Tableau III.17. Sollicitations à l’ELU	52
Tableau III.18.Sollicitations à l’ELS.....	53
Tableau III.19. Sollicitations à l’ELU	53
Tableau III.20. Sollicitations à l’ELS.....	53
Tableau III.21. Sollicitations à l’ELU	53
Tableau III.22. Sollicitations à l’ELS.....	54
Tableau III.23. Sollicitations à l’ELU	55
Tableau III.24. Sollicitations à l’ELS.....	55
Tableau III.25. Sollicitations à l’ELU	55
Tableau III.26. Sollicitations à l’ELS.....	55
Tableau III.27. Sollicitation maximales.	55
Tableau III.28. Ferrailage des poutrelles.....	65
Tableau III.29. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles A l’ELU dans les différents planchers.....	66
Tableau III.30. Vérification au cisaillement.....	66
Tableau III.31. Vérification au cisaillement.....	67
Tableau III.32. Vérification des armatures longitudinales	67
Tableau III.33. Vérification des armatures longitudinales	67
Tableau III.34. Vérification des états limite de compression du béton.....	68

Tableau III.35. Vérification des états limite de déformation.	68
Tableau III.36. Schéma de ferrailage des poutrelles.	69
Tableau III.37. Résultats de ferrailage.	73
Tableau III.38. Vérification des états limite de déformation.	76
Tableau III.39. Vérification des états limite de déformation.	76
Tableau III.40. Résultats de ferrailage.	79
Tableau III.41. Résultats de ferrailage.	83
Tableau III.42. Vérification des états limite de déformation.	85
Tableau III.43. Vérification des états limite de déformation.	86
Tableau III.44. Tableau de ferrailage de la partie AD=EH de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis.	91
Tableau III.45. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	92
Tableau III.46. Evaluation de la flèche dans l'escalier.	92
Tableau III.47. Tableau de ferrailage de la partie AD=EH de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis.	94
Tableau III.48. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	95
Tableau III.49. Evaluation de la flèche dans l'escalier de RDC.	95
Tableau III.50. Tableau de ferrailage de la partie AD=EH de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis.	96
Tableau III.51. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	97
Tableau III.52. Evaluation de la flèche dans l'escalier de RDC.	97
Tableau III.53. Calcul à la flexion simple et torsion.	103
Tableau III.54. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.	109
Tableau III.55. Charge permanente revenant à l'acrotère.	112
Tableau III.56. Combinaisons d'action de l'acrotère.	113
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.	120
Tableau IV.2. Valeurs du coefficient de pondération β	121
Tableau IV.3. Les valeurs de $\zeta(\%)$	122
Tableau IV.4. Les valeurs du coefficient C_T	123
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces.	127
Tableau IV.6. Modes et période de vibration et taux de participation massique.	127
Tableau IV.7. Vérification sous charges verticales.	129
Tableau IV.8. Vérification sous charge horizontales.	130
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.	131
Tableau IV.10. Vérification du déplacement.	131
Tableau IV.11. Vérification de l'effet P- Δ	133
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	138
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.	140
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	140
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.	141
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres ($L \leq 8m$).	141
Tableau V.6. Tableau de ferrailage des Poutres.	142
Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	145
Tableau V.8. Sollicitations dans les poteaux.	146
Tableau V.9. Ferrailage des poteaux.	149
Tableau V.10. Calcul des armatures transversales.	149

Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux	150
Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	152
Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	153
Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux	154
Tableau V.15. Les moment résistant dans les poutres	154
Tableau V.16. Vérification de la zone nodale	154
Tableau V.17. Tableau de ferrailage des poteaux	156
Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // x-x	159
Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // x-x	159
Tableau V.20. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // x-x	160
Tableau V.21. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // y-y	160
Tableau V.22. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} // y-y	160
Tableau V.23. Tableaux de ferrailage de voile V_{x1}	161
Tableau V.24. Tableaux de ferrailage de voile V_{x2}	161
Tableau V.25. Tableaux de ferrailage de voile V_{x3}, V_{x4}	162
Tableau V.26. Tableaux de ferrailage de voile V_{y1}	162
Tableau V.27. Tableaux de ferrailage de voile V_{y2}	163
Tableau VI.1. Vérification des contraintes dans le radier.....	171
Tableau VI.2. Vérification au renversement de radier	171
Tableau VI.3. Calcul des moment dans le radier à l'ELU.....	174
Tableau VI.4. Calcul des moment dans le radier à l'ELS.....	174
Tableau VI.5. Résultats de ferrailage de la dalle de radier.	175
Tableau VI.6. Vérification des contraintes dans la dalle de radier.....	176
Tableau VI.7. Revérification des contraintes dans la dalle de radier.....	177
Tableau VI.8. Ferrailage du débord	178
Tableau VI.9. Ferrailage du débord	178
Tableau VI.10. Les charges équivalentes dans les neivures.....	180
Tableau VI.11. sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens longitudinale.....	181
Tableau VI.12. sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens transversale.....	181
Tableau VI.13. sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens longitudinale.....	182
Tableau VI.14. sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens transversale.	182
Tableau VI.15. Moments max pour ferrailage.	182
Tableau VI.16. résultats de ferrailage des nervures.....	184
Tableau VI.17. Vérification de l'effort tranchant.....	184
Tableau VI.18. Vérification des contraintes à L'ELS.....	185
Tableau VI.19. Revérification des contraintes à L'ELS.....	185
Tableau VI.20. résultats de ferrailages du voile périphérique.....	189
Tableau VI.21. Vérification des contraintes à L'ELS.....	191
Tableau VI.22. revérification des contraintes à L'ELS.....	191

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I. 1. Introduction :	1
I. 2. Présentation de l'ouvrage :	1
I. 2.1. Caractéristique géométrique du bâtiment :	1
I. 3. Données géotechniques du site :	2
I. 4. Caractéristiques des matériaux :	2
I. 4.1. Introduction	2
I. 4.2. Caractéristiques mécaniques du béton :	2
I. 4.3. Modules de déformation longitudinale :	3
I. 4.4. Coefficient de poisson	3
I. 4.5. Contraintes à l'état limite ultime :	4
I. 4.6. Contraintes limite à l'ELS :	4
I. 4.7. Diagramme des contraintes-déformations :	5
I. 4.8. Contraintes limites de service :	5
I. 4.9. Caractéristiques mécaniques des aciers :	6
I. 4.10. Diagramme contrainte- déformation	6
I. 5. Actions et sollicitations :	7
I. 5. Sollicitation de calcul	7
I.7. Conclusion :	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction :	9
II. 1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :	9
II. 1.1. Les planchers :	9
II. 1.1.1. Planchers à corps creux :	9
II.1.1.2 Les dalles pleines :	12
II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :	15
II.1.2. Les murs :	16
II.1.3. L'acrotère :	17
II.1.4. Les escaliers :	17

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :	23
II.2.1. Les poutres :	23
II.2.2. Les voiles :	23
II.2.3 Les poteaux :	24
II.3.Conclusion :	35

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :	36
III.2. planchers à corps creux :	36
III.2.1 Disposition des poutrelles :	36
III.2.2. Méthodes de calcul des poutrelles :	38
III.2.3. Calcul des sollicitations :	43
III.2.3.1. Calcul des sollicitations (M.F) :	43
III.2.3.2. Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :	48
III.2.3.3. Calcul des sollicitations pour les poutrelles isostatiques :	54
III.2.4. Ferrailage des poutrelles :	56
III.3. Dalle pleines :	70
III.4. Les Escaliers :	86
III.5. Calcul de la poutre palière :	97
III.5.1. Pré dimensionnement	98
III.5.2.Evaluation des charges:	99
III.5.3.calcul des sollicitations :	99
III.5.4. Calcul du ferrailage à l'ELU :	100
III.6. L'ascenseur :	105
III.6.1.Définition:	105
III.6.2.Etude de la dalle pleine du local machinerie :	106
III.6.2.1.Evaluation des moments sous charge concentrée :	107
III.6.2.2.Ferrailage :	108
III.7. Etude de l'acrotère :	111
III.7.1 hypothèses de calcul :	111
III.7.2 Evaluation des charges et surcharges :	112
III.7.2.1. Charge verticale :	112
III.7.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :	112
III.7.3 : Calcul des sollicitations :	113

III.7.5 : Ferrailage de l'acrotère :	114
III.8. Conclusion :	117

Chapitre IV : étude sismique

IV.1. Introduction :	118
IV.2. Présentation du logiciel de calcul (SAP2000v14.2.2):	118
IV.3. Objectifs et exigences :	119
IV.4. Méthode de calcul :	119
IV.4.1. Méthode statique équivalente :	119
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :	124
IV.4.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :	126
IV.5. Disposition des voiles de contreventement :	126
IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :	126
IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	127
IV.8. Conclusion :	133

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction :	134
V.2. Etude des poutres :	134
V.2.1. Introduction :	134
V.2.2. Ferrailage :	134
V.2.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5).....	136
V.2.4. Recommandation de BAEL :	136
V.2.5. Calcul du ferrailage :	136
V.2.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :	138
V.2.7. Les armatures transversales :	139
V.2.8. Vérification à l'ELU :	140
V.2.9. Vérification à l'ELS :	141
V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres :	142
V.3. Etude des poteaux :	144
V.3.1 Introduction :	144
V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003):	144
V.3.3 Sollicitations de calcul :	146
V.3.4 Calcul du ferrailage :	147
V.3.5. Armatures transversales :	149

V.3.6 .Vérifications :	149
V.4. Etude des voiles :	157
V.4.1. Recommandations du RPA99 :	157
V.4.2. Sollicitations de calcul :	159
V.4.3.Ferraillage des voiles :	161
V.4.4. Exemple de ferraillage des voiles :	163
V.6. Conclusion :	164

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction :	165
VI.2. Choix et type de fondations :	165
VI.2.1.Vérification de la semelle isolée :	165
VI.2.2. Vérification de la semelle filante :	168
VI.3. Pré-dimensionnement du radier :	168
VI.3.1. Condition de coffrage :	168
VI.3.2. Condition de rigidité :	168
VI.3.3. Détermination de la surface minimale du radier:	168
VI.3.4. Vérification du radier :	169
VI.4. Ferraillage du radier :	172
VI.4. 1. Ferraillage de la dalle de radier :	172
VI.4. 2. Identification du panneau le plus sollicité :	172
VI.4. 3.Calcul de ferraillage à l'ELU :	174
VI.4. 4. Vérification au cisaillement :	175
VI.4. 5. Vérification des contraintes à L'ELS :	176
VI.5. Ferraillage du débord :	177
VI.5. 1.Calcul du sollicitant :	177
VI.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS :	178
VI.5. 3 Schéma de ferraillage :	179
VI.6. Ferraillage des nervures :	179
VI.6.1. Les charges revenant aux nervures :	179
VI.6. 2. Calcul des sollicitations :	181
VI.6.3. Ferraillage :	182
VI.6.4. Vérification des contraintes à L'ELS :	184
V.7. Voile périphérique :	187

V.7.1.Etude du voile périphérique :	187
V.7.2. Schéma de ferrailage du voile périphérique :.....	192

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

Notation et symboles :

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

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

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception dans le but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments, cela pour assurer la sécurité du bâtiment. Nous savons que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger lié à ce choix (construction verticale) à cause des dégâts naturels comme le séisme et le vent qui peuvent endommager cette dernière. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Quelques études faites rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement d'un bâtiment en béton armé.

Pour chaque type de bâtiments, les règlements parasismiques algériens ont déterminé des modèles et des approches bien précises.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

Dans notre projet, nous allons procéder au calcul d'un bâtiment R+7 en béton armé à usage d'habitation avec sous sol à usage multiple, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous allons utiliser le (BAEL91modifié99, règlement parasismique algérien RPA99V2003, DTR.C.2.2 , CBA)

Cette étude se compose de six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à donner des généralités sur la caractéristique de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier).
-

- Le deuxième chapitre est consacré pour le pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments.
 - . Le troisième chapitre porte sur le calcul des éléments secondaires
 - Au quatrième chapitre nous allons opter pour une étude dynamique de notre structure.par le logiciel **SAP2000V14.2.2**
 - Dans le cinquième chapitre nous allons étudier les éléments structuraux, les résultats obtenus par logiciel **SAP2000V14.2.2**
 - Au sixième chapitre, nous allons adopter un choix de fondations.
-



Chapitre 01 : Généralités

I.1. Introduction :

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur les quelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiales à l'étude de notre projet.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier (un bâtiment R+7 étages + un sous-sol) à usage mixte (habitation, multiple) dont le lieu d'implantation est le terrain ALCOST wilaya de BEJAIA,

- Sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée habitation.
- Septe étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau.

I.2.1. Caractéristique géométrique du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- La hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 (sans acrotère).....29.74 m
- La hauteur de sous-sol.....3.06 m
- La hauteur de RDC.....3.74 m
- La hauteur de chaque étage.....3.4 m
- La longueur en plan25.55m
- La largeur en plan.....18.4 m

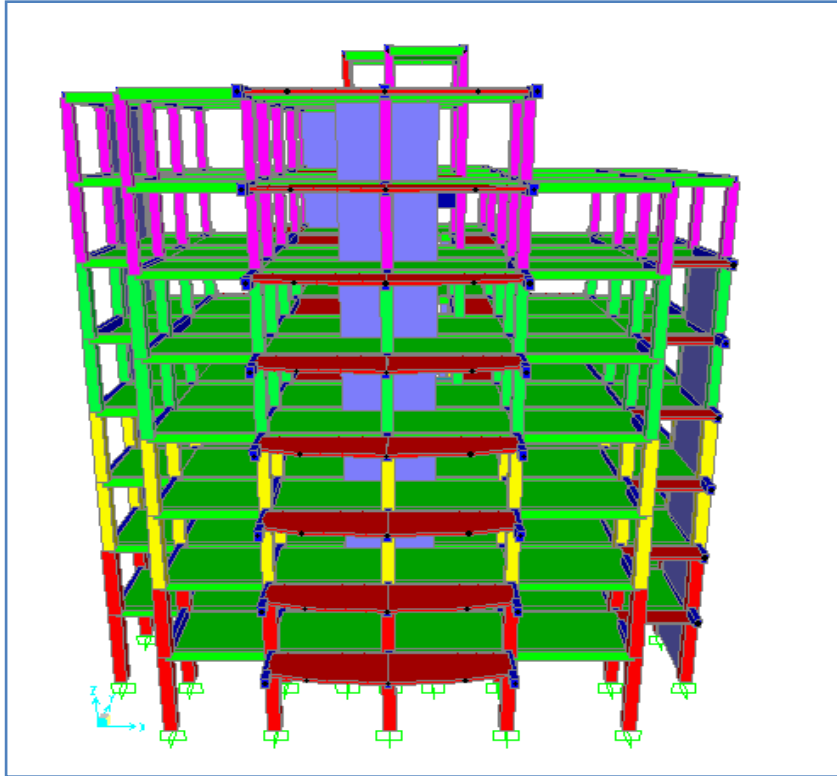


Figure I.1 : Structure en 3D

I.3. Données géotechniques du site :

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**). Béjaia
- Le site est considéré comme très meuble (**S4**).
- La contrainte **admissible** du sol 0.9 bars.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Introduction

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalente BAEL 91/99) à savoir :

I.4.2. Caractéristiques mécaniques du béton :

- **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

- Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa BAEL91/99 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa BAEL91/99 (Article A.2.1.11)}$$

- Si $j > 28$ jours

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$$

▪ Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa. CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25$ MPa donc $f_{t28} = 2.1$ MPa

I.4.3. Modules de déformation longitudinale :

▪ Déformation instantanées

D'après le **BAEL91/99 (Article.2.1.21, P 9)**, sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet par défaut de mesures qu'à l'âge de " j " jours, le module de déformation longitudinale de béton est égal à :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow E_{ij} = 32164.195$ MPa.

▪ Déformation différées

D'après le **BAEL91/99 (Article. A.2.1.22)**, pour des chargements de longue durée d'application on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage et le retrait du béton, le module est égal :

$$E_{vj} = 3700 * (f_{cj})^{1/3}$$

Donc dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow E_{v28} = 10818.865$ MPa.

I.4.4. Coefficient de poisson

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

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

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

✓ Etat limite

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes :

✓ Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine l'ouvrage.

Il y a trois états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.4.5. Contraintes à l'état limite ultime :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa] BAEL91/99 (Article A.4.3.4)}$$

Avec θ : coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24heures.
- $\theta = 0,9$: 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.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

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

I.4.6. Contraintes limite à l'ELS :

Elle intervient dans l'équilibre de sollicitation d'actions réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa$$

CBA 93 (Article A.4.5.2).

I.4.7. Diagramme des contraintes-déformations :

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

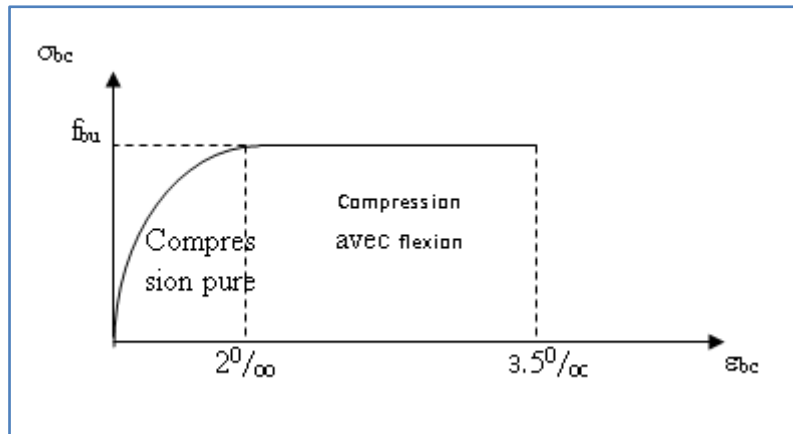


Figure I.2 : diagramme des contraintes-déformation du béton

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

V : effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b₀ : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

C'est d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

I.4.8. Contraintes limites de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitation des actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

I.4.9. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	déformation 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 **RPA99/99** (Article 7.2.2), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500\text{MPa}$, et l’allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.4.10. Diagramme contrainte- déformation

▪ **Contrainte limite ultime**

La contrainte limite de traction des aciers en services n’est limitée qu’en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : limite élastique de l’acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier dépendant de la nature des actions.

$\gamma_s = 1.15$ —————> action courante.

$\gamma_s = 1.00$ —————> action accidentelle.

▪ **Contrainte limite de service**

Selon le **BAEL91** (Article 4.5.32), la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n’y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l’ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

- **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

Avec η coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1.3 \dots \dots \dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \dots \dots \dots \text{pour les HA de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \end{cases}$

▪ **Diagramme des contraintes- déformations (acier)**

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

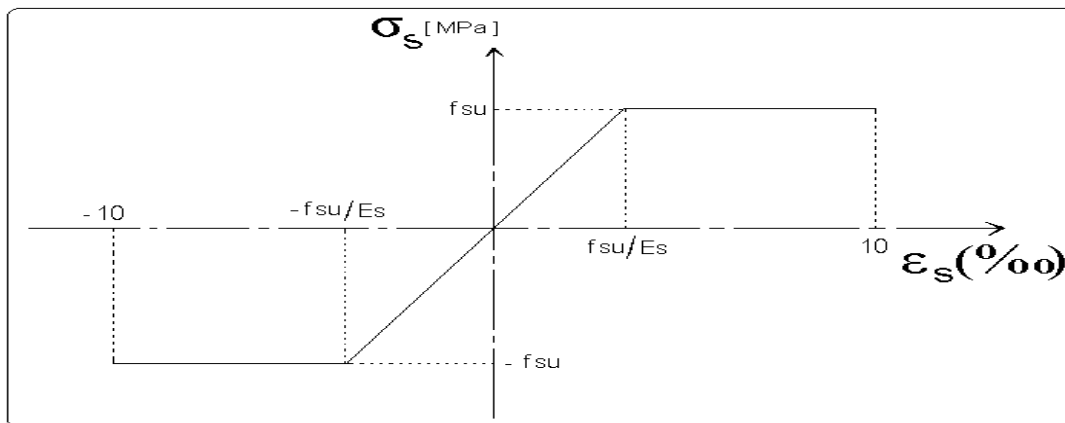


Figure I.3. Diagramme Contrainte Déformation de l'acier.

I.5. Actions et sollicitations :

✓ **Actions**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes, climatique, d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement des appuis).

On notera :

- G : Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charge variable (charges d'exploitations+ charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

✓ **Sollicitations**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

I.6. Sollicitation de calcul :

✓ **A l'état limite ultime ELU**

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

✓ **A l'état limite de service ELS**

$$N_s = G+Q$$

✓ **Sollicitations sismiques**

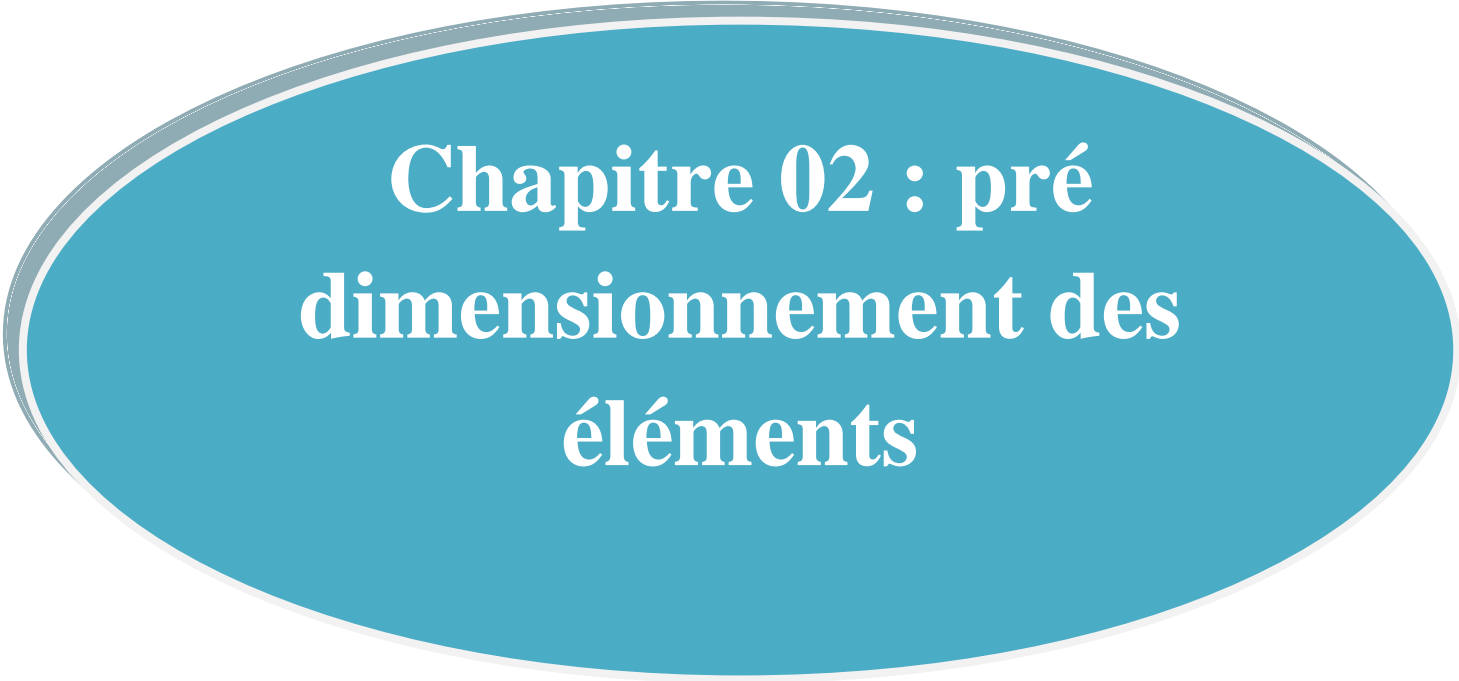
Les combinaisons sismiques données par **RPA 99** Version 2003 :

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$
- $G+Q\pm 1.2E$

I.7. Conclusion :

Les techniques utilisées sont données, d'une part en fonction des conditions de réalisation (fonction du terrain et de l'ouvrage), mais elles dépendent aussi :

- De l'enveloppe financière accordée aux fondations : par exemple, certaines fondations profondes (pieux) peuvent être remplacées par des structures en radiers fondées sur un terrain pré consolidé. Cette solution est souvent utilisée pour les maisons individuelles, ou des fondations profondes seraient trop onéreuses.
- Des échéances imposées par le maître d'ouvrage. Souvent, les échéances sont telles que les méthodes de traitement des terrains par pré chargement sont impossibles

A teal-colored oval with a white border, centered on a white background. Inside the oval, the text 'Chapitre 02 : pré dimensionnement des éléments' is written in white, bold, serif font.

Chapitre 02 : pré dimensionnement des éléments

II.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99/Version2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.1.1. Les planchers :

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

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

- Plancher à corps creux pour l'étage de à usages d'habitations.
- Plancher à dalle pleine pour ce qui est des consoles.

II.1.1.1. Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par la satisfaction de la condition de la flèche donnée par le **CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)** :

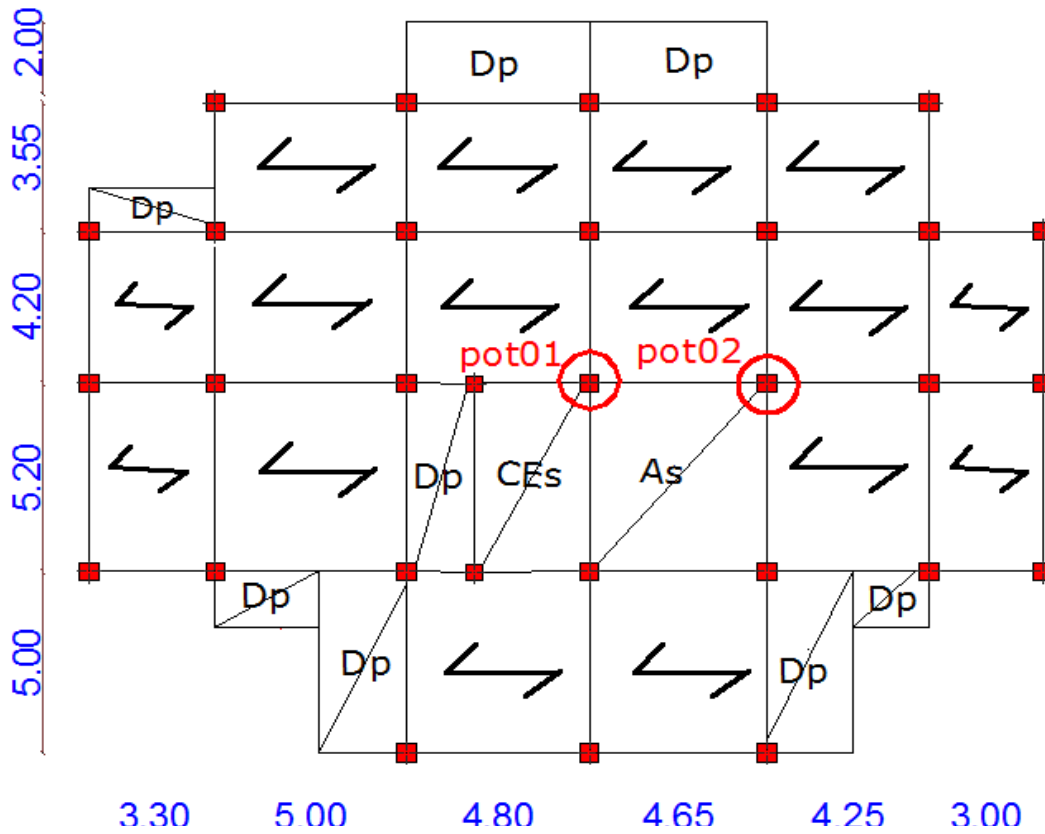


Figure II.1. Les poteaux les plus sollicités.

$$h_t \geq (L_{\max}/22.5)$$

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

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 4.7\text{m}$$

$$h_t \geq 20.89\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4) = 24\text{cm}$

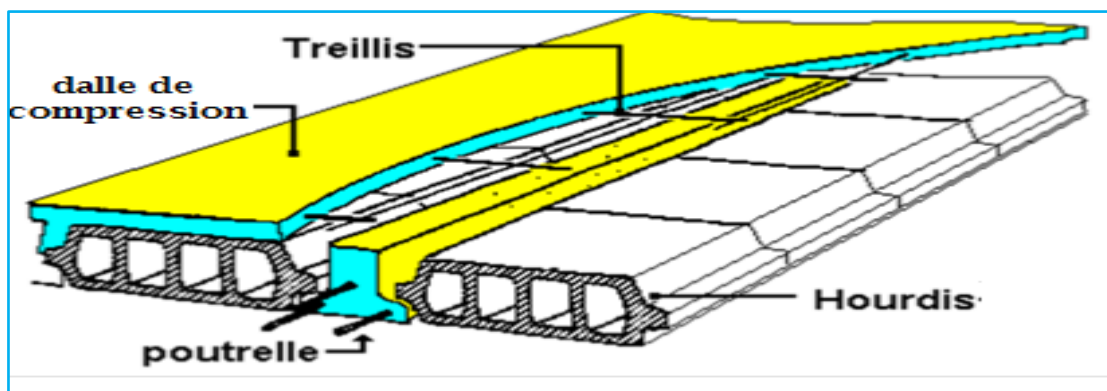


Figure II.2. Plancher à corps creux.

a. Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant les règles mise en œuvre par le CBA 93 (A.4.1.3)

$$h_t = 24 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \cdot h_t = (9.6 \text{ à } 19.2)$$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre nus des poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 270 \text{ cm}$).

$$b_1 \leq \min (l_x/2 ; L_y/10)$$

$$b_1 \leq 27 \text{ cm}$$

On adopte $b_1 = 26.5 \text{ cm.}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm.}$**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

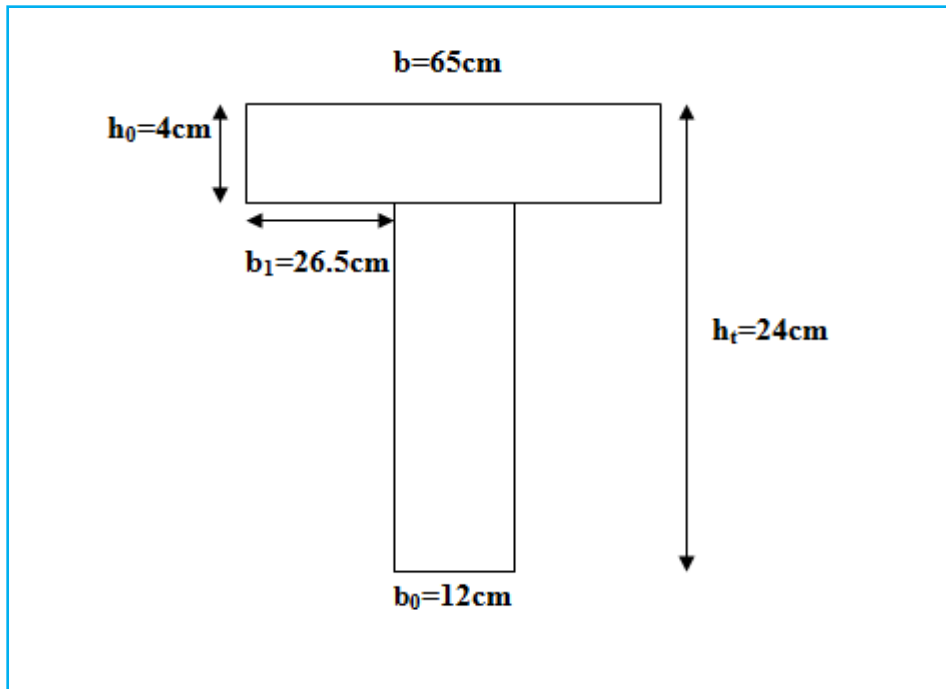


Figure II.3. Schéma de poutrelle

II.1.1.2 Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

b. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- $e \geq \frac{L_x}{20}$: pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaire ou quatre appuis.
 Avec $\rho < 0.4$
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis.
 Avec $\rho > 0.4$
- Avec $\rho = L_x/L_y$

- Les dalles pleines sur 04 appuis :

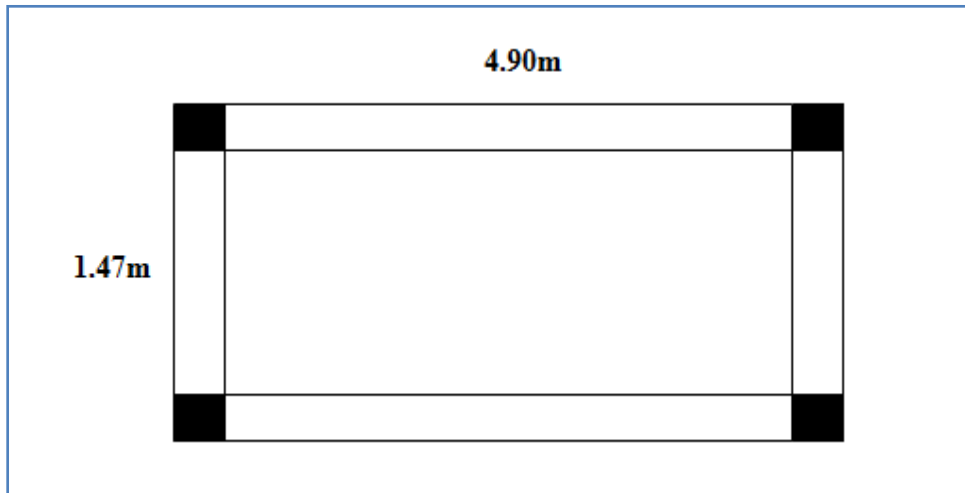


Figure II.4. Dalle plein sur 04 appuis

$\rho = 0.3 < 0.4 \Rightarrow$ dalle qui travailler comme une poutre

- 1- On aura donc : $\frac{147}{35} \leq e \leq \frac{147}{30}$
 Soit : $4.20 \text{ cm} \leq e \leq 4.90 \text{ cm}$

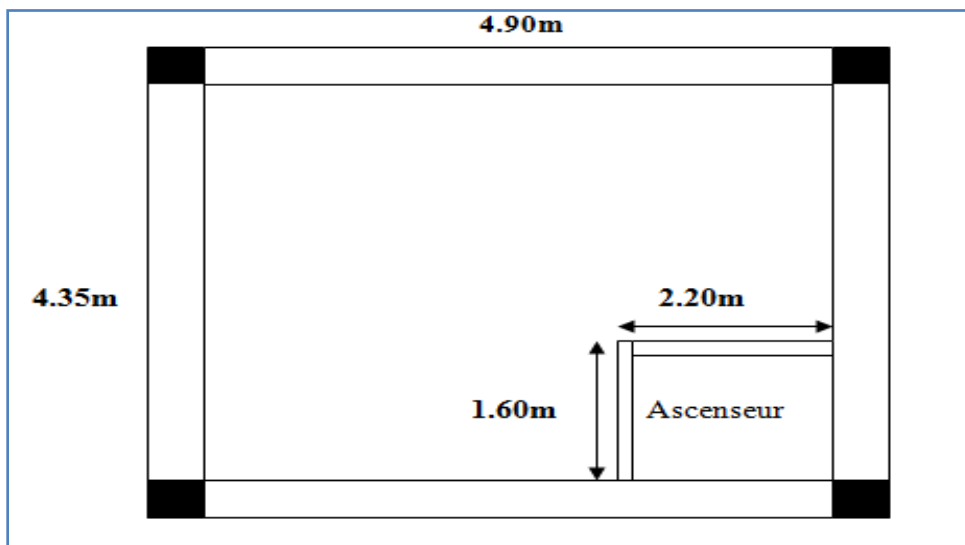


Figure II.5. Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur

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

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis (dalles avec ouverture pour l'ascenseur) ont une portée égale à : $L_x = 4.35 \text{ m} = 435 \text{ cm}$.

$\rho = 0.88 > 0.4$

2- On aura donc : $\frac{435}{45} \leq e \leq \frac{435}{40}$

Soit : $9.66 \text{ cm} \leq e \leq 10.87 \text{ cm}$

Les dalles étant à l'intérieur on choisit le critère de l'isolation phonique, on prend $e = 14 \text{ cm}$

- **Dalle pleine sur trois appuis (balcon) :**

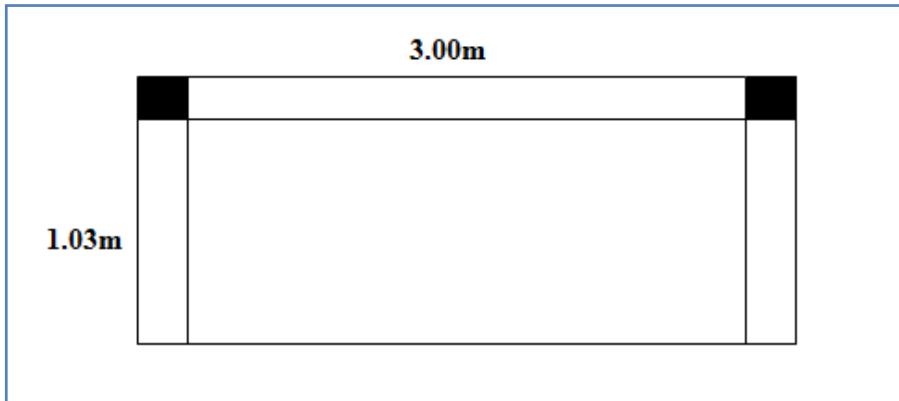


Figure II.6. Dalle pleines sur trois appuis

$L_x = 1.03 \text{ m}$

$\frac{103}{35} \leq e \leq \frac{103}{30} \leftrightarrow 2.94 \text{ cm} \leq e \leq 3.43 \text{ cm}$

On voit que la distance L_x sur deux appuis est petite, donc c'est la condition de coup feu qui est défavorable, on prend $e = 14 \text{ cm}$

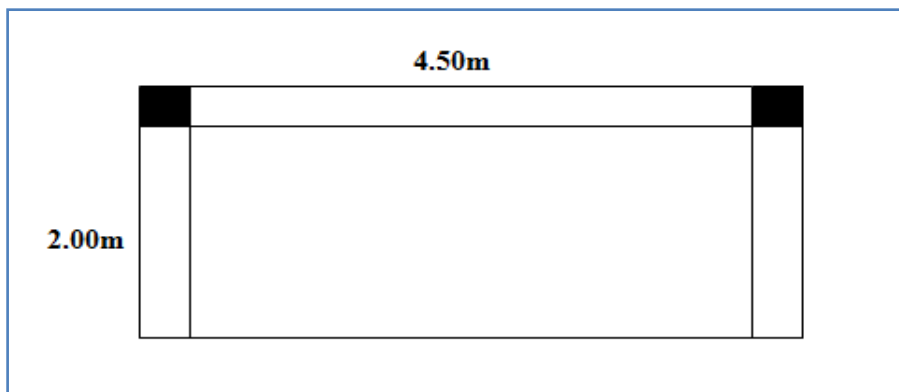


Figure II.7. Dalle pleines sur trois appuis

On a : $L_x = 200 \text{ cm}$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \leftrightarrow \frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40}$

$4.44 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$

On voit que la distance Lx sur trois appuis est petite, donc c'est la condition de coup feu qui est défavorable, on prend $e = 14 \text{ cm}$

II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.20	
	6	Enduit de ciment	10	0.02	0.20	
Total					5.91	1

- Plancher étage courant, RDC

Tableau II.2. Évaluation des charges du plancher étage courant à usage d'habitation et RDC

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher Courant à usage d'habitation + RDC	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux			3.20	

		(20+4)				
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	6	Cloisons de séparation	/	0.01	0.90	
Total					5.46	1.5

Tableau II.3. Evaluation des charges dalle pleine

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine, balcon	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.50	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total					4.86	3.5

II.1.2. Les murs :

Tableau II.4. Évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total				2.85
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total				1.3

Pour le mur de séparation entre les logements (e = 20) on prend $G = 2.2 \text{ KN/m}^2$

II.1.3. 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 (tableau II.5)

Dans notre cas la terrasse est inaccessible.

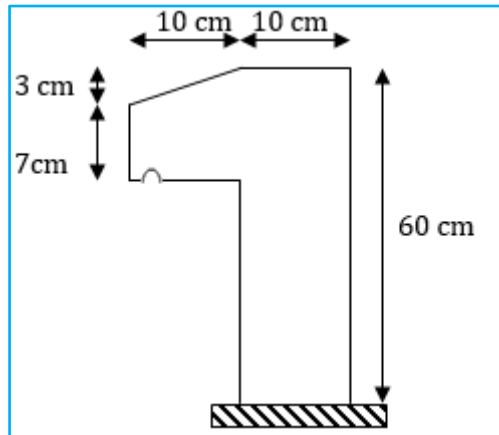


Figure II.8. Schémas de l’acrotère

Tableau II.5. Charge permanente et surcharge d’exploitation revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.4	2.125	1

II.1.4. Les escaliers :

L’escalier est un ouvrage constitué d’une série de marches horizontales et d’un palier permettant de passer à pieds d’un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d’urgence.

Le choix des dimensions résulte des conditions d’utilisation de l’ouvrage (Habitation, salle de spectacle...etc.).

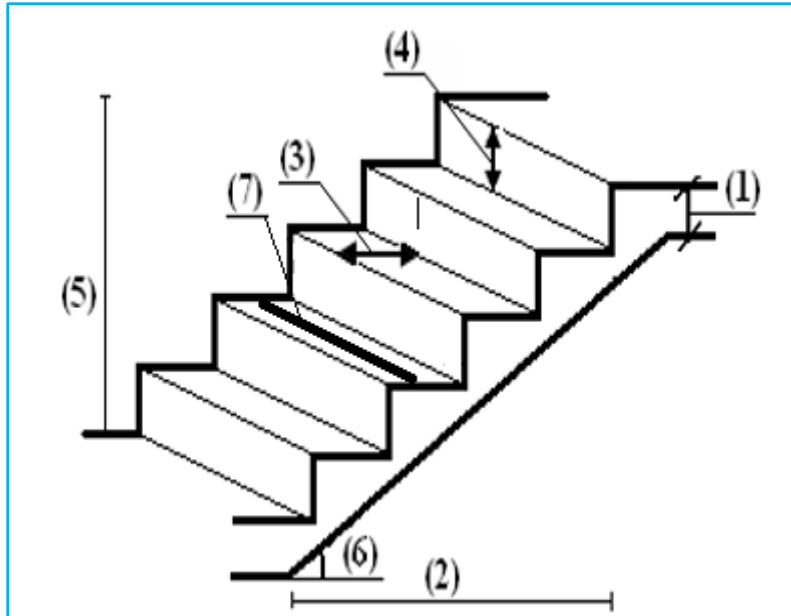


Figure II.9. Schéma de l'escalier

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H_e : Hauteur d'étage

a. Escalier :

Dans notre projet nous avons un seul type d'escalier, le pré dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq g+2*h \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

n : nombre de contre marches

n-1 : nombre de marches

On pose $2*h + g = 64$

On remplace $\frac{L_0}{n-1} + 2 \cdot \frac{H_0}{n} = 64 \Rightarrow$

$$64 \cdot n^2 - (64 + 2 \cdot H_0 + L_0) \cdot n + 2 \cdot H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Les différents types d'escaliers :

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

- Escaliers droits à deux volées, sous sols.

❖ **Escalier à deux volées :**

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

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

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

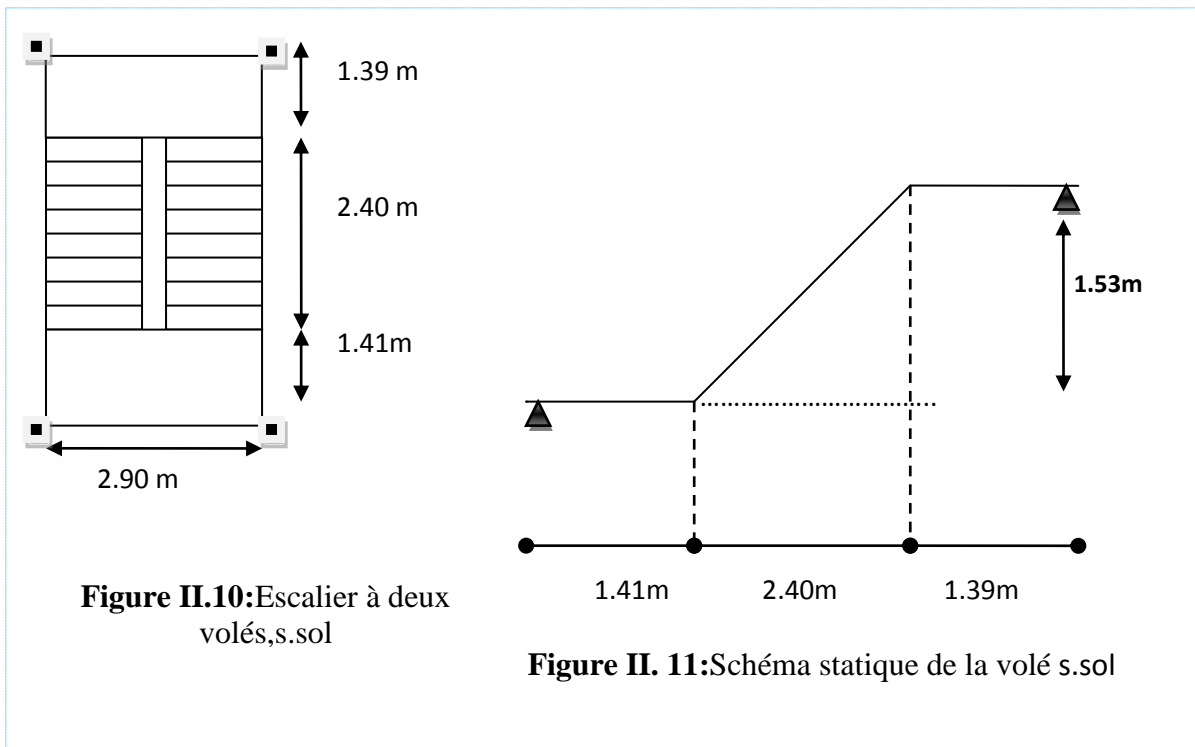


Figure II.10: Escalier à deux volées, s.sol

Figure II. 11: Schéma statique de la volée s.sol

L_v : longueur de la volée

$$L_v = \sqrt{(1.53 \cdot 1.53 + 2.40 \cdot 2.40)} = 2.846 \text{ m}$$

- **pour RDC**

Escaliers droits à deux volées, RDC

On a $L_0 = 280 \text{ cm}$; $H = 187 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 187 + 280)n + 2 \times 187 = 0$$

$$64n^2 - 718n + 374 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 11$.

Le nombre de marche est : $n-1 = 10$

• **Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (hm)**

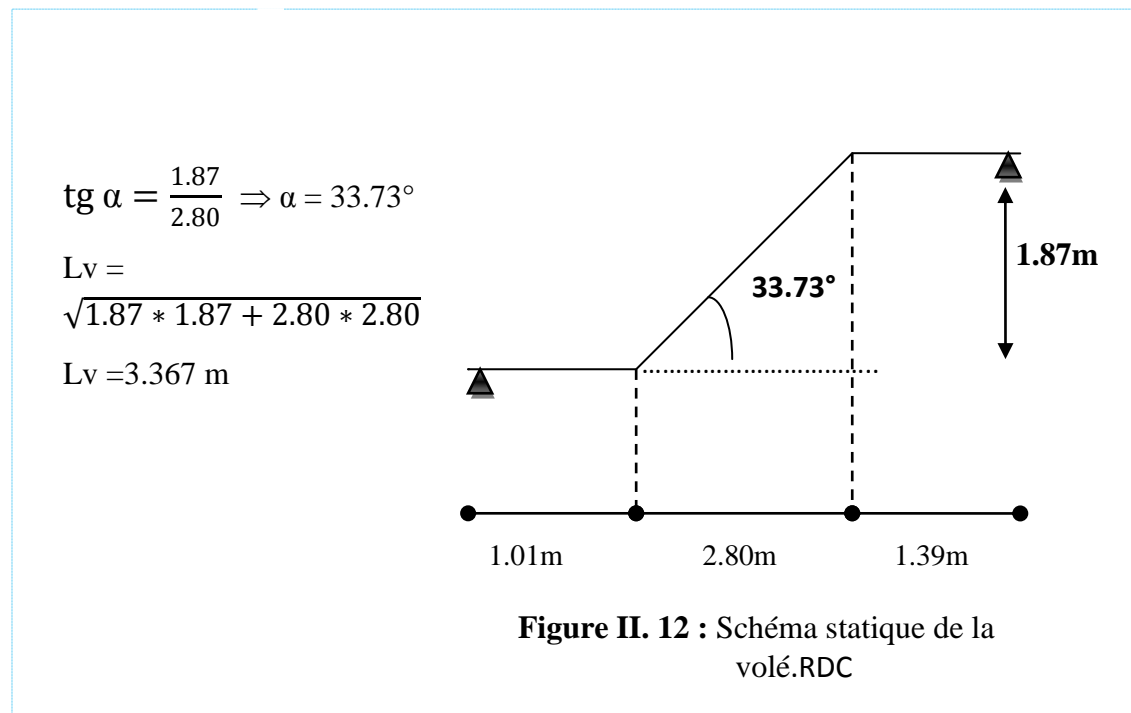
$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{280}{10} = 28\text{cm} \Rightarrow g = 28 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{187}{11} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$59 \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 28 \leq 65 \dots \dots \dots \text{(Vérifié).}$$

- **Inclinaison de la paillasse :**



• Escaliers droits à deux volées, étages courantes

❖ **Escalier a deux volées :**

On a $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 170 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 170+270) n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 674 n + 340 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 10$.

Le nombre de marche est : $n-1 = 9$

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

$$g = \frac{L0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

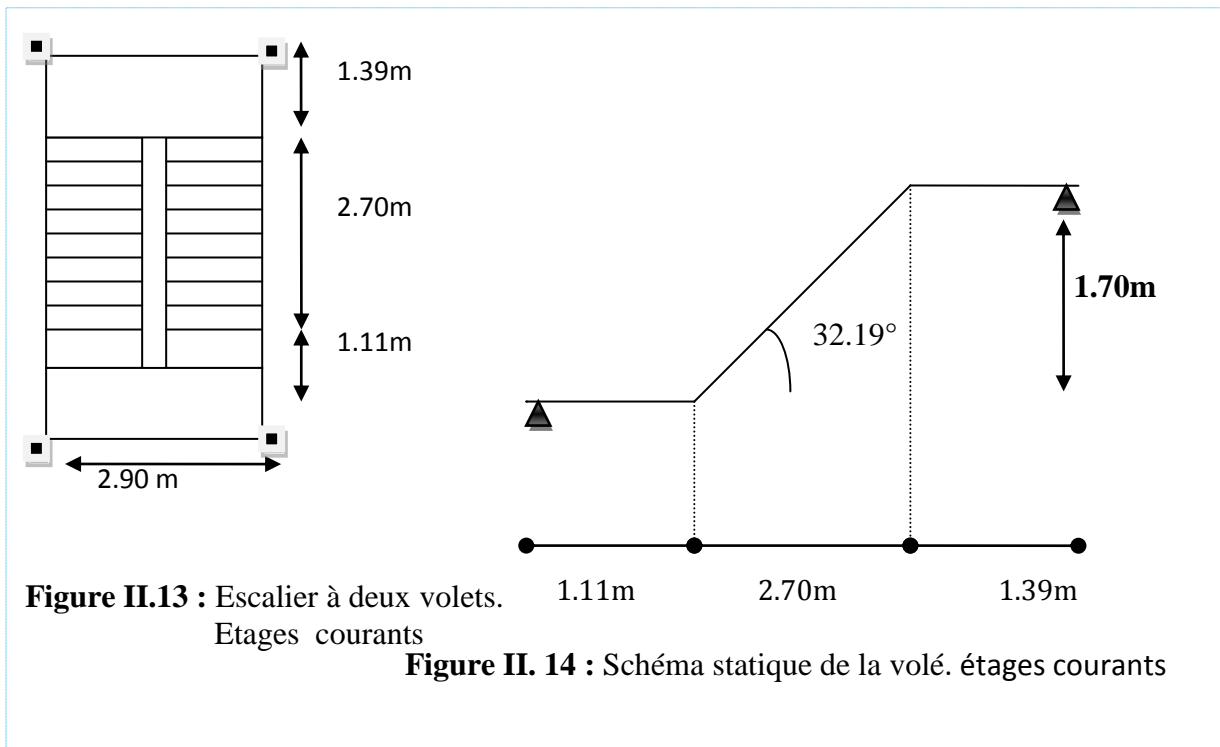
$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$59 \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 65 \dots \dots \dots (\text{Vérifié}).$$

- **Inclinaison de la paillasse :** $\text{tg } \alpha = \frac{1.70}{2.70} \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$

$$L_v = \sqrt{1.70 * 1.70 + 2.70 * 2.70} = 3.190 \text{ m}$$



b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

- Pour sous sole :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = 2.846\text{m}$$

$$0.094 \leq e \leq 0.142$$

On opte pour : **e = 14cm**

- Pour RDC :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = 3.36 \text{ m}$$

$$0.112 \leq e \leq 0.168$$

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

- Pour les étages courants :

$$L = 3.19\text{m}$$

$$0.106 \leq e \leq 0.159$$

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

Donc on opte un épaisseur de paillasse fixé pour tout les volées : $e = 15 \text{ cm}$

- Palier

Tableau II.6.Evaluation des charges du palier

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	20	0.02	0.40	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
Total	/	/	5.31	

- Volée

Tableau II.7.Evaluation des charges de la volée

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	20	0.02	0.40	2.5
Revêtement en carrelage V	20	0.02 h/g	0,257	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.257	
Marches	22	h/2	1.98	
Paillasse	25	0.15/cos(32.19°)	4.431	
Enduit de ciment	20	0.02/cos(32.19°)	0.472	
Total		Epaisseur 15cm	8.197	

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, à ligne moyenne rectiligne dont la portée est prise entre nus d'appuis, il est à noter que les poutres constituant le portique ont le rôle d'assurer une certaine stabilité sismique.

a. Les poutres principales :

Les poutres principales servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement à ces dernières, leurs doivent satisfaire les conditions de la flèche donnée par le BAEL 91.

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

Avec L_{max} : longueur maximal entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{max} = 4.90 \text{ m} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$

Pour la largeur (b) : $0.3h \leq b \leq 0.7h$ BAEL 91

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

Selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.5 < 4$, vérifiée.

Donc nous optons pour : $h*b = 45*30 \text{ cm}^2$

b. Les poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm.}$$

Avec les mêmes conditions on trouve : **$b*h = 35*30 \text{ cm}^2$**

II.2.2. Les voiles :

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

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

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

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

Epaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm, article 7.7.1 du RPA 99/2003.} \\ e = f(h_e) = h_l/20. \end{cases}$

$h_l = 3.16 \text{ m}$ pour l'étage courant $\Rightarrow e \geq 15.8 \text{ cm}$

$h_l = 3.5 \text{ m}$ pour RDC $\Rightarrow e \geq 17.5 \text{ cm}$

$h_l = 2.82 \text{ m}$ pour sous sole $\Rightarrow e \geq 14.1 \text{ cm}$

On opte **e = 20 cm** : pour le toute la structure.

II.2.3 Les poteaux :

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 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \text{ cm.}$
- $0,25 < b_1/h_1 < 4$

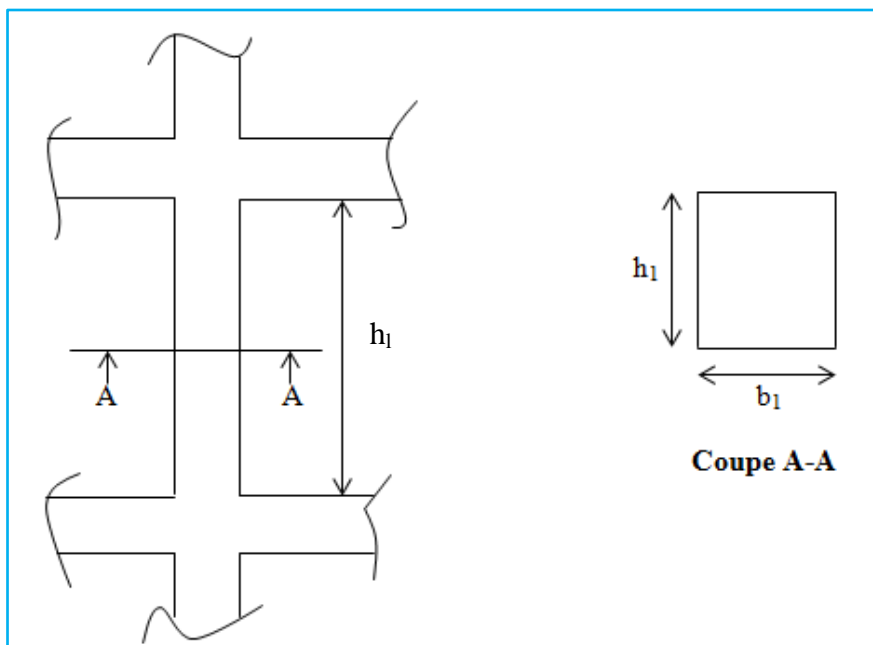


Figure II.15. Hauteur libre d'étage.

h_l : hauteur libre d'étage, elle est égale à :

- $h_l = 2.82 \text{ m}$ sous-sol.

- $h_1 = 3,5$ m : pour RDC.
- $h_1 = 3.16$ m pour étage courant

- **La descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément
- La charge de plancher qu'il supporte
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires (acrotère, escalier...).

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

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

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

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

Dans notre cas la descente de charge sera effectuée pour deux poteaux, le plus sollicité entre eux sera pris en compte pour les vérifications correspondantes nécessaires.

- **On suppose des Poteaux $30*30\text{cm}^2$**

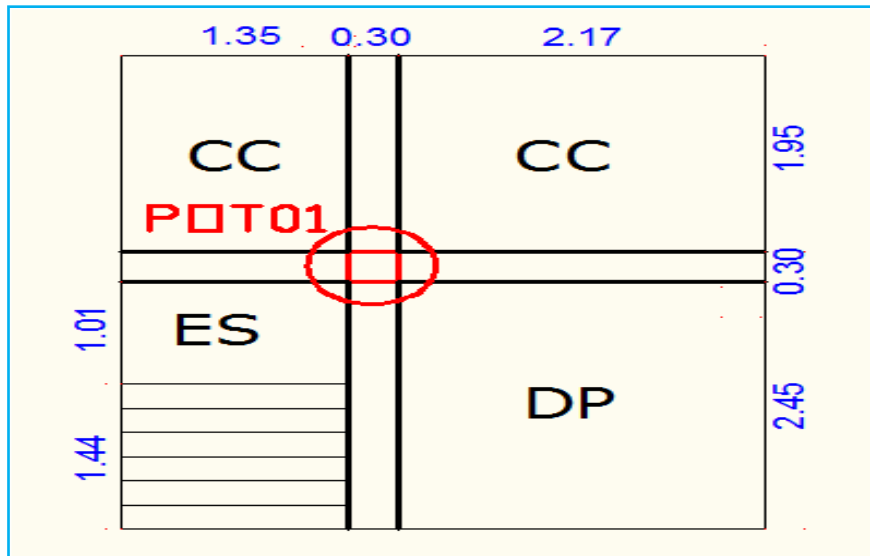


Figure II.16. Surface afférente du poteau 01 (poteau de la cage d'escalier)

- Cc : corps creux
- dp : dalle pleine
- ES : escalier
- L_{pp} : Longueur des poutres principales.
- L_{ps} : Longueur des poutres secondaires.
- S_{aff} : surface afférente.
- $S_{aff CE}$: surface afférente de la cage D'escalier.
- $S_{mur int}$: surface des murs intérieurs d'épaisseur $e = 10\text{cm}$.
- $L_{pp} = 1.95 + 2.45 = 4.4 \text{ m}$.
- $L_{ps} = 2.25 + 1.35 = 3.6\text{m}$.
- $S_{aff cc} = (1.35 + 2.175) * 1.95 = 6.873 \text{ m}^2$.
- $S_{aff dp} = 2.45 * 2.175 = 5.328 \text{ m}^2$
- $S_{aff Es} = (1.01 + 1.44) * 1.35 = 3.307 \text{ m}^2$

✓ **Les cloisons:**

- **RDC :**

$h_l = (3.74 - 0.24) = 3.5 \text{ m}$

- $S_{mur int} = (2.3 * 3.5) = 8.05 \text{ m}^2$.

- **Etage courant :**

$h_l = 3.4 - 0.24 = 3.16 \text{ m}$

- $S_{mur int} = 2.30 * 3.16 = 7.268 \text{ m}^2$

La surface afférente de la terrasse est :

$S_{aff ter} = (1.35 + 2.175) * (2.45 + 1.95) = 15.51 \text{ m}^2$

- **Le poids propre des éléments :**

→ **Les poteaux :**

- $G_{pot} = 25 * 0.3 * 0.3 * 2.82 = 6.345 \text{ KN}$ pour sous-sol

- $G_{pot} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.5 = 7.875 \text{ KN}$ pour RDC

- $G_{pot} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.16 = 7.11 \text{ KN}$ pour étages courants

- **Les poutres :**
- $G_{\text{poutre}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} = 25 * (0.3 * 0.45 * 4.4 + 0.3 * 0.35 * 3.525) = 24.10 \text{ KN}$
- **Les murs :**
- Etage courant :
- $G_{\text{mur}} = 7.268 * 1.3 = 9.448 \text{ KN}$
- RDC :
- $G_{\text{mur}} = 8.05 * 1.3 = 10.465 \text{ KN}$
- **Exemple de calcul des plancher**
- Terrasse inaccessible $G = 15.51 * 5.91 = 115.06 \text{ KN}$ tel que **$S = 15.51 \text{ m}^2$**
- $G_{\text{c.c.}} = 37.52 \text{ KN}$ tel que $S = 6.873 \text{ m}^2$
- **Escalier :** $G = G_v * S_v + G_p * S_p$
- $G = 8.197 * (1.44 * 1.35) + 5.31 * (1.01 * 1.35) = 23.175 \text{ KN}$

Tableau II.8. Descente de charge du poteau 01 (poteau de la cage d'escalier)

	Elément	G(KN)	Q(KN)
N8	Plancher terrasse inaccessible Poutres Poteau	115.06 24.10 7.11 $\Sigma 146.27$	15.51
N7	N8 Mur Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	146.27 9.448 24.10 7.11 37.52 25.897 23.175 $\Sigma 273.52$	52.737
N6	N7 Mur Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	273.52 9.448 24.10 7.11 37.52 25.897 23.175 $\Sigma 400.77$	86.241

N5	N6 Mur Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	400.77 9.448 24.10 7.11 37.52 25.897 23.175 $\Sigma 528.02$	116.023
N4	N5 Mur Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	528.02 9.448 24.10 7.11 37.52 25.897 23.175 $\Sigma 655.27$	142.08
N3	N4 Mur Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	655.27 9.448 24.10 7.11 37.52 25.897 23.175 $\Sigma 782.52$	164.418
N2	N3 Mur Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	782.52 9.448 24.10 7.11 37.52 25.897 23.175 $\Sigma 909.77$	183.03
N1	N2 Mur Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	909.77 9.448 24.10 7.875 37.52 25.897 23.175 $\Sigma 1037.785$	201.57

N0	N1	1037.785	220.09
	Mur1	10.465	
	Poutres	24.10	
	Poteau	6.345	
	Corps creux	37.52	
	Dalle pleine	25.897	
	Escalier	23.175	
	Σ1165.285		

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_u = 1903.269 \text{ KN}$$

$$N_s = 1385.377 \text{ KN}$$

- **Poteau 02 : 30*30 cm²** : voir le plan et puis la figure II.13

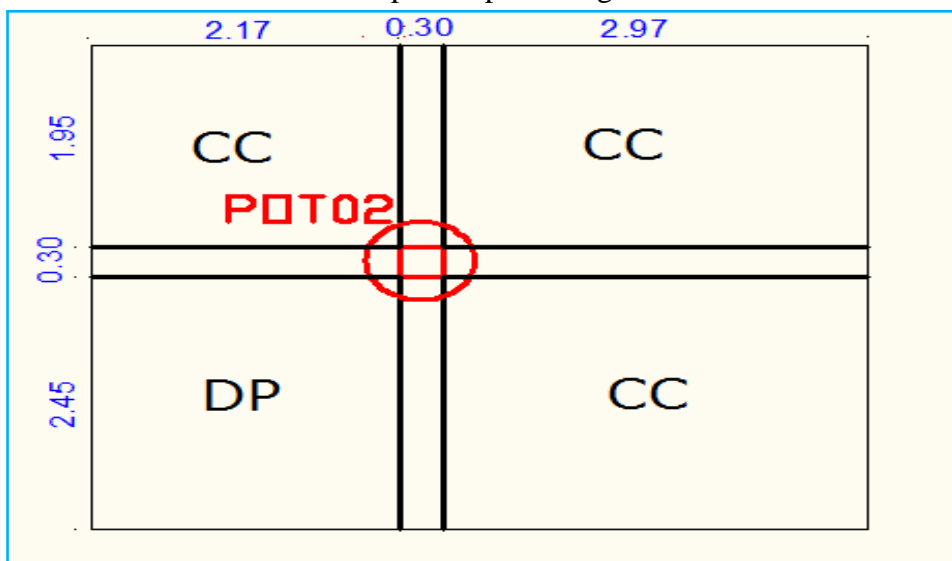


Figure II.17. Surface afférente du poteau 02 (poteau central)

- $L_{pp} = 2.45 + 1.95 = 4.4 \text{ m}$.
- $L_{ps} = 1.975 + 2.175 = 4.15 \text{ m}$.
- $S_{aff\ cc} = (2.175 + 1.975) * 1.95 + 2.45 * 1.975 = 12.931 \text{ m}^2$.
- $S_{aff\ dp} = 2.175 * 2.45 = 5.32 \text{ m}^2$

✓ **Les cloisons:**

- **RDC :**

$$h_l = (3.74 - 0.24) = 3.5 \text{ m tq : } 0.24 \text{ hauteur de la dalle .}$$

- $S_{mur\ int1} = 1.75 * 3.5 = 6.125 \text{ m}^2$

- $S_{\text{mur int2}} = (1.95 \times 3.5) = 6.825 \text{ m}^2$.

- **Etage courant :**

$h_l = 3.40 - 0.24 = 3.16 \text{ m}$

- $S_{\text{mur int1}} = 1.75 \times 3.16 = 5.53 \text{ m}^2$

- $S_{\text{mur int2}} = 1.95 \times 3.16 = 6.162 \text{ m}^2$

La surface afférente de la terrasse est :

$S_{\text{aff ter}} = 4.15 \times 4.4 = 18.26 \text{ m}^2$

- **Le poids propre des éléments :**

→ **Les poteaux :**

- $G_{\text{pot}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.82 = 6.345 \text{ KN}$ pour sous-sol

- $G_{\text{pot}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.5 = 7.875 \text{ KN}$ pour RDC

- $G_{\text{pot}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.16 = 7.11 \text{ KN}$ pour étages courants

→ **Les poutres :**

- $G_{\text{poutre}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} = 25 \times (0.3 \times 0.45 \times 4.4 + 0.3 \times 0.35 \times 4.15) = 25.743 \text{ KN}$

→ **Les murs :**

- Etage courant :

- $G_{\text{mur1}} = 5.53 \times 1.3 = 7.189 \text{ KN}$

- $G_{\text{mur2}} = 6.162 \times 1.3 = 8.01 \text{ KN}$

- RDC :

- $G_{\text{mur1}} = 6.125 \times 1.3 = 7.96 \text{ KN}$

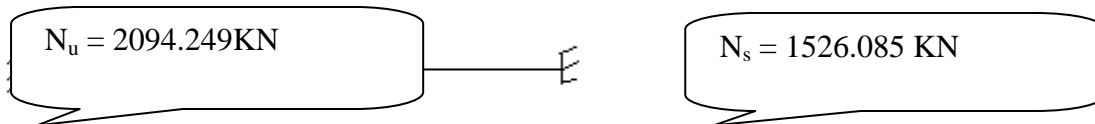
- $G_{\text{mur2}} = 6.825 \times 1.3 = 8.872 \text{ KN}$

Tableau II.9. Descente de charge du poteau 02 (poteau central)

	Elément	G(KN)	Q(KN)
N8	Plancher terrasse inaccessible	107.916	18.26
	Poutres	25.743	
	Poteau	7.11	
	Σ	140.769	
N7	N8	140.769	56.304
	Mur1	7.189	
	Mur2	8.01	
	Poutres	25.743	
	Poteau	7.11	
	Corps creux	70.60	
	Dalle plein	25.85	
Σ	285.271		

N6	N7 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle plein	285.271 7.189 8.01 25.743 7.11 70.60 25.85 $\sum 429.773$	90.543
N5	N6 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle plein	429.773 7.189 8.01 25.743 7.11 70.60 25.85 $\sum 574.275$	120.978
N4	N5 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle plein	574.275 7.189 8.01 25.743 7.11 70.60 25.85 $\sum 718.777$	147.61
N3	N4 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle plein	718.777 7.189 8.01 25.743 7.11 70.60 25.85 $\sum 863.279$	170.436
N2	N3 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle plein	863.279 7.189 8.01 25.743 7.11 70.60 25.85 $\sum 1007.781$	189.458

N1	N2	1007.781	208.404
	Mur1	7.189	
	Mur2	8.01	
	Poutres	25.743	
	Poteau	7.11	
	Corps creux	70.60	
	Dalle plein	25.85	
	Σ 1152.283		
N0	N1	1152.283	226.90
	Mur1	7.962	
	Mur2	8.872	
	Poutres	25.743	
	Poteau	7.875	
	Corps creux	70.60	
	Dalle plein	25.85	
	Σ 1299.185		



Donc le poteau le plus sollicité est : **le poteau 02 (poteau central)**

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu De 10%.

Tel que : $N_u = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q) \Rightarrow N_u^* = 2303.674 \text{ KN}$.

Vérifications :

Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq f_{bu} \text{ tel que } : f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5}$$

$$\Rightarrow b1 * h1 \geq \frac{1.5 * N_u^*}{0.85 * f_{c28}}$$

- (b1*h1) : la section brute du béton.
- N_u^* : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

A.N: $b1 * h1 \geq \frac{1.5 * 2303.674 * 10^{-3}}{0.85 * 25} \Rightarrow b1 * h1 \geq 0.162 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifie}$

On choisit une section 50*50

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

(BAEL 91 article B.8.4.1)

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

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

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

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

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

$$\checkmark \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50 .$$

$$\checkmark \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70 .$$

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

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposées articulés à leurs extrémités (**BAEL 91** article B.8.3.2).
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.29 \text{ m}$.
- ✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.
- ✓ b : Plus petit côté du poteau.

A.N:

$$\diamond \lambda = \frac{0,7 * 3,29}{0,5 / \sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 15,95$$

$$\diamond \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{15.95}{35}\right)^2}, \alpha = 0.81$$

$$\diamond B_r = (50 - 2) * (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

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

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

Selon le BAEL A = (0.8% à 1.2%) Br on prend A = 23.04 cm²

$$\diamond f_{c28} = 25 \text{ MPa}, N_u^* = 2303.674 \text{ KN}, \text{ Acier FeE400, } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$N_{admissible} = 0.81 \left[\frac{0.2304 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.002304 * 400}{1.15} \right] = 4105.12 \text{ KN}$$

- Vérification des conditions de coffrage :

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

- Min (b₁, h₁) = min (50, 50) = 50 cm > 25 cm
- Min (b₁, h₁) = min (50, 50) = 50 cm $\geq \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

Tableau II.10 : Vérifications

		Critère de résistance			
Etage		Sous-sol RDC et 1	2et 3	4 et 5	6 et7
Efforts (KN)	N_U	2094.249	1421.08	956.738	469.572
	N_U*	2303.674	1563.188	1052.41	516.53
	N_S	1526.085	1033.715	695.253	341.575
b₁*h₁ calculée (m²)		0.162	0.110	0.074	0.036
Section choisit (cm²)		50*50	45*45	40*40	35*35
Vérification du flambement					
Λ		15.95	15.89	17.88	20.44
α		0.81	0.81	0.80	0.79
B_r(cm²)		2304	1849	1444	1089
N_{adm}		3253.76	3294.43	2541.06	1892.40
N_u*		2303.674	1563.188	1052.41	516.53

obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Condition de coffrage				
Min($b_1 \cdot h_1$) $\geq 25\text{cm}$	50	45	40	35
Min($b_1 \cdot h_1$) $\geq h_e/20=18.7$ cm	50	45	40	35
$1/4 < b_1/h_1 < 4$	1	1		1
obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

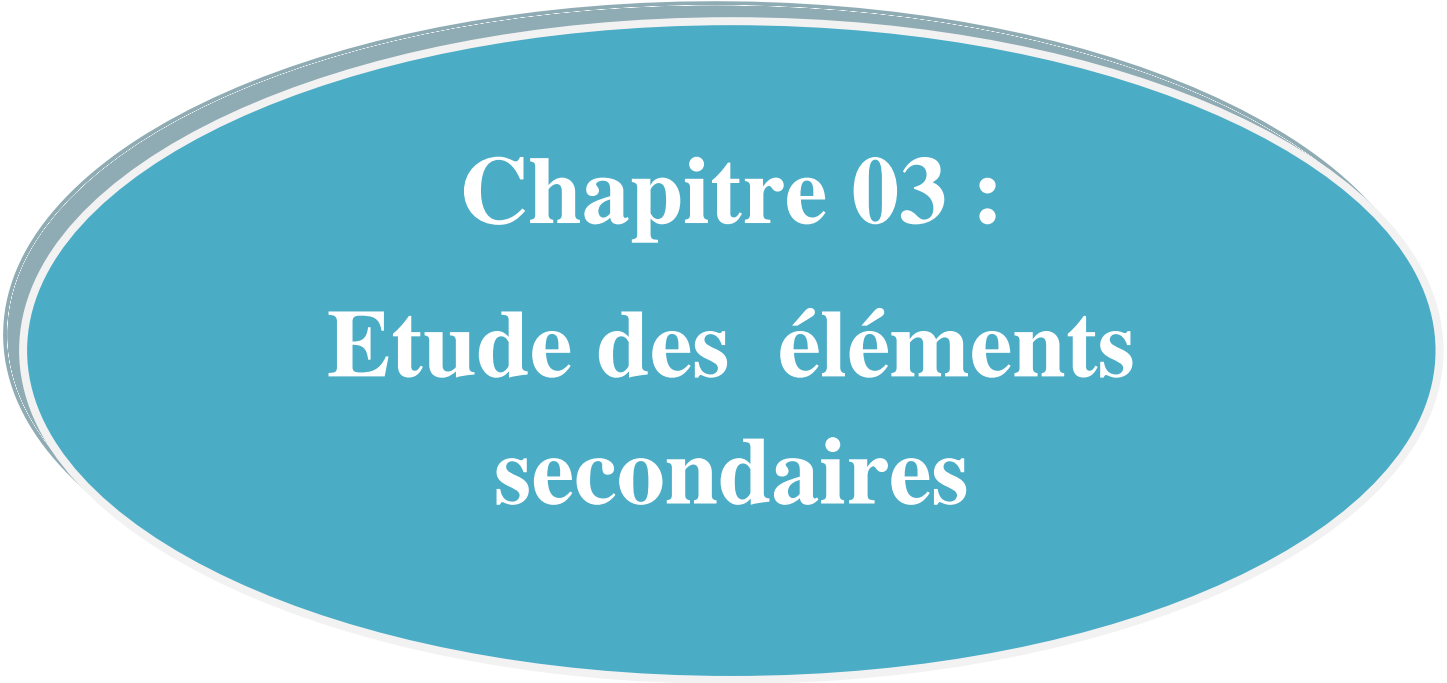
II.3. Conclusion :

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant

Tableau II.11 : les dimensions des poteaux

Niveaux	Sections des poteaux ($b_1 \cdot h_1$)
Sous-sol, RDC, 1	(50*50)
2 et 3	(45*45)
4 et 5	(40*40)
6 et 7	(35*35)

- Les planchers corps creux sont des planchers [20+4].
- Epaisseur des planchers dalle pleine est 14cm.
- Section transversale des poutres secondaires (35 x 30).
- Section transversale des poutres principales (45 x 30).
- Epaisseur des voiles $e = 20$ cm
- Epaisseur des escaliers ($e = 15$ cm).



Chapitre 03 :
Etude des éléments
secondaires

III.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. planchers à corps creux :

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

III.2.1 Disposition des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

Critère de disposition des poutrelles :

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

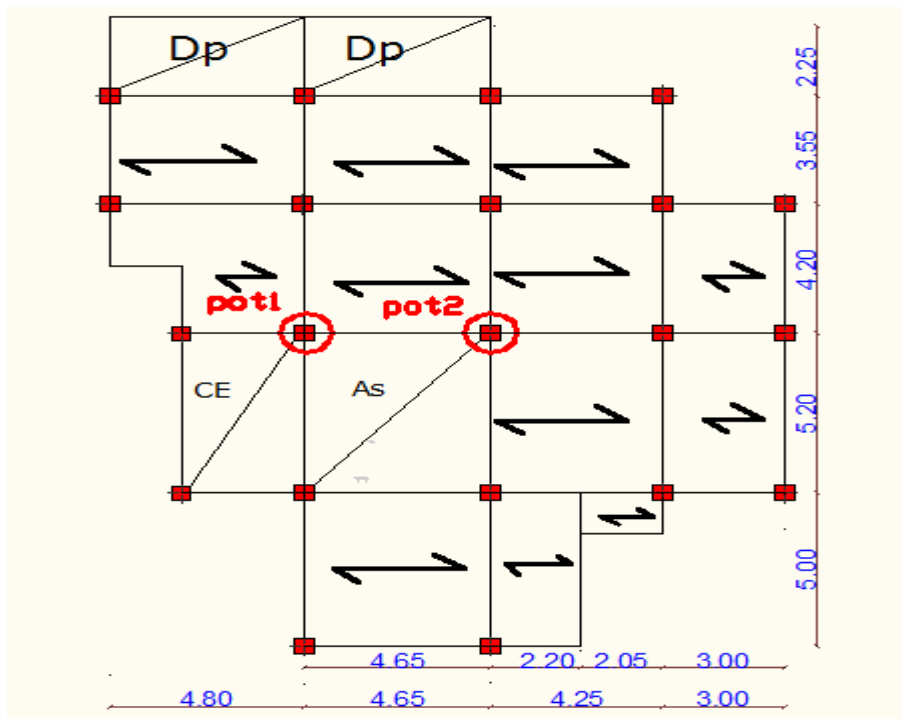
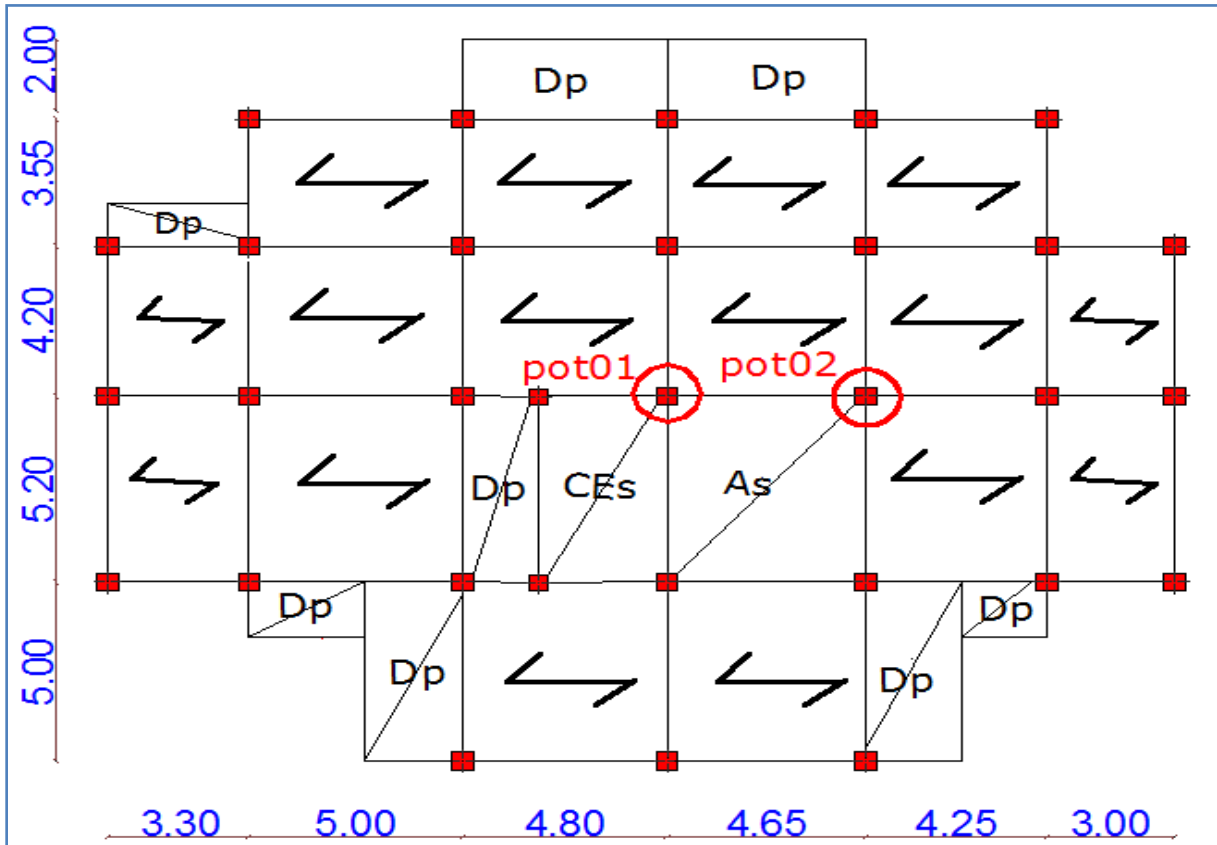


Figure III.2. Plan de disposition des poutrelles (étage 06 et 07)

III.2.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d’application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d’utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq li / li_{+1} \leq 1.25$.
- le moment d’inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$(1)

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire. }(2)

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive. }

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

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

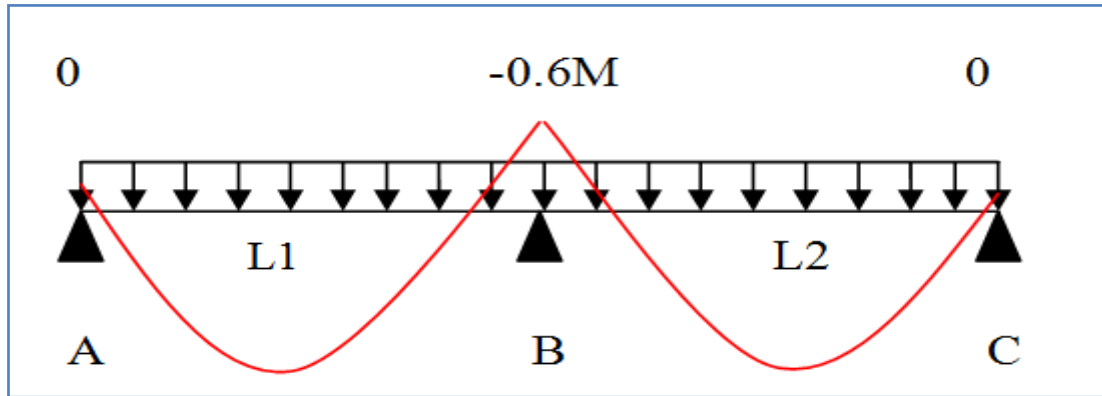


Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

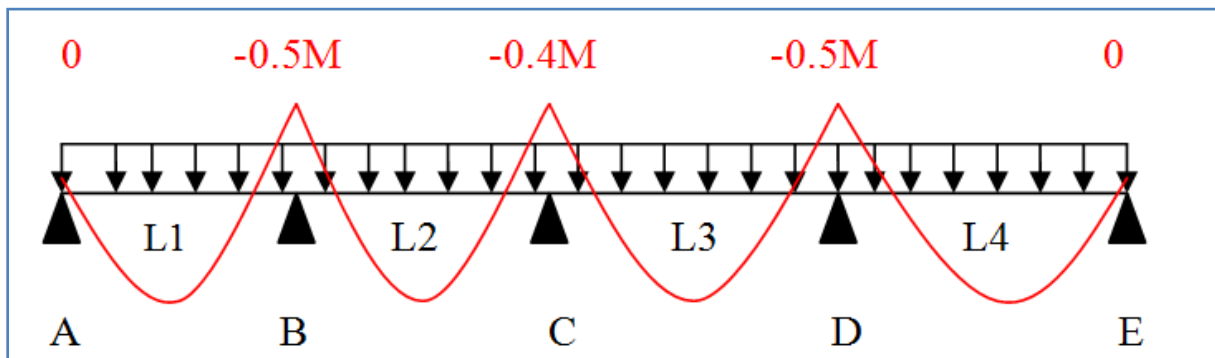


Figure III.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

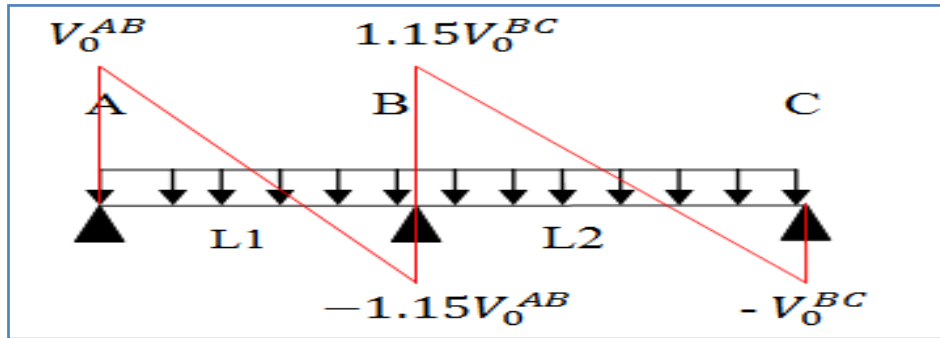


Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

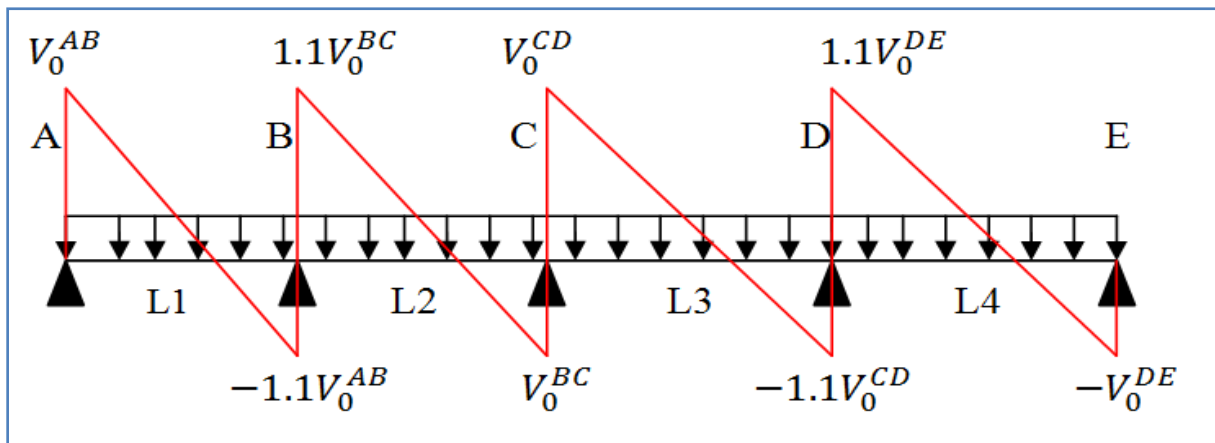


Figure III.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

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

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

• **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

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

b) .En appuis :

$$M_a = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que :

- L'_g et L'_d : longueurs fictives.

- q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré




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

• **L'effort tranchant :**

$$V = \pm p_u * \frac{l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL (Art III.3)}$$

Tableau III.1.Les Types de poutrelles

Types	Schéma statique
<p>1^{er} type -Habitation. RDC, Etage 1 à 5</p>	
<p>2^{ème} type - Habitation. RDC, Etage 1 à 5</p>	
<p>3^{ème} type - Habitation. RDC, Etage 1 à 5</p>	
<p>4^{ème} type -Terrasse inaccessible. -Habitation.</p>	
<p>5^{ème} type - Habitation RDC, étage 1 à 5.</p>	

<p>6^{ème} type -Terrasse inaccessible. -étage 6.</p>	
<p>7^{ème} type -Terrasse inaccessible. -étage 6.</p>	
<p>8^{ème} type -Terrasse inaccessible.</p>	

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

• **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

A l'ELS : $q_s = (G + Q) * l_0$. avec : $l_0 = 0.65m$

Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.91	1	6.16	4.5
Habitation	5.46	1.5	6.25	4.52

• **Vérification des conditions de BAEL :**

1^{ère} condition :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 5.91 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 5.91, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Plancher étage courant :**

$G = 5.46 \text{ KN/m}^2$

$Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 5.46, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

2^{ème} condition :

Type 1 : $0.8 < 4.65/4.8 < 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Type 2 : $3.3/5.00=0.66 < 0.8 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

Type 3 : $3.3/5.00=0.66 < 0.8 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

Type 4 : $4.25/3.00 > 1.25 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

Type 5 : $0.8 < 4.8/4.65=1.032 < 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Type 6 : $0.8 < 4.65/4.8 < 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Type 7 : $4.25/3=1.41 > 1.25 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

Type 8 : $3.03/4.65=0.65 < 0.8 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

La condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée dans les types 2, 3, 4, 7 et 8

⇒ Donc pour ses types on applique la méthode de **Caquot minorée.**

III.2.3. Calcul des sollicitations :

III.2.3.1. Calcul des sollicitations (M.F) :

On prend le type 5 d'étage courant comme un exemple de calcul :

$q_u = 6.25 \text{ KN/ml}$

$q_s = 4.52 \text{ KN/m}$

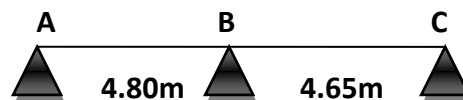


Figure III.7.Poutrelle type 5.

Moments isostatiques

A l'ELU :

Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.25 \times (4.80)^2}{8} = 18 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{6.25 \times (4.65)^2}{8} = 16.89 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée A-B :

$$M_0^{AB} = 13.01 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_0^{BC} = 12.21 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

A l'ELU :

$$M_A = M_C = 0$$

Mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif.

$$M_A = M_C = -0.15M_0$$

Tel que M_0 le moment isostatique max.

$$M_A = M_C = -0.15M_0 = -0.15 \times 18 = -2.70 \text{KN.m}$$

Appuis B :

$$M_B = -0.6 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 18 = -10.8 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15M_0$$

Tel que M_0 le moment isostatique max.

$$M_A = M_C = -0.15M_0 = -0.15 \times 13.01 = -1.95 \text{ KN.m}$$

Appuis B :

$$M_B = -0.6 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 13.01 = -7.80 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.46} = 0.215$$

$$1+0.3\alpha = 1.064$$

$$1.2+0.3\alpha = 1.264$$

NB : les moments aux appuis sont négatifs mais pour le calcul des moments en travée par la méthode forfaitaire on les remplace par leurs valeurs absolues.

A l'ELU :

Travée A-B :

$$M_t + \frac{0+10.8}{2} \geq 1.064 \times 18 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.215}{2} \times 18 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 13.75 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 11.38 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

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

$$\Rightarrow M_t = 13.5 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t = 1.064 * 16.89 - 5.4 = 12.57 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = \frac{1.264 \times 16.89}{2} = 10.67 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 12.57 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 7.80}{2} \geq 1.064 \times 13.01 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.215}{2} \times 13.01 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.94 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 8.22 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

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

$$\Rightarrow M_t = 9.94 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t = 1.064 * 12.21 - 3.90 = 9.09 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = \frac{1.264 \times 12.21}{2} = 7.71 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 9.09 \text{KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.25 \times 4.8}{2} = 15 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{q_u \times l}{2} = -17.25 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \cdot \frac{q_u \times l}{2} = 1.15 \cdot \frac{6.25 \times 4.65}{2} = 16.71 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l}{2} = -14.53 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

- Plancher étage courant et RDC (M.F) :

Type 5 :

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4.8	6.25	18	-2.70	-10.8	13.75	15	-17.25
B-C	4.65	6.25	16.89	-10.8	-2.70	12.57	16.71	-14.53

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.8	4.52	13.01	-1.95	-7.80	9.94
B-C	4.65	4.52	12.21	-7.80	-1.95	9.09

- Plancher étage courant et RDC (M.F) :

Type 1 :

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU

	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	5.00	6.25	19.54	-2.93	-9.77	15.94	15.635	-17.19
B-C	4.80	6.25	18.01	-9.77	-7.20	10.71	16.5	-16.5
C-D	4.65	6.25	16.90	-7.20	-8.45	10.19	15.98	-15.98
D-E	4.25	6.25	14.12	-8.45	-2.93	10.82	14.61	-13.28

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	5.00	4.52	14.13	-2.11	-7.06	11.53
B-C	4.80	4.52	13.02	-7.06	-5.20	7.75
C-D	4.65	4.52	12.22	-5.20	-6.11	7.37
D-E	4.25	4.52	10.21	-6.11	-2.11	7.82

- Plancher étage 6 (M.F) :

Type 6 :

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU

	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4.8	6.25	18.01	-2.70	-9.00	14.69	15.01	-16.51
B-C	4.65	6.25	16.90	-9.00	-8.45	9.29	15.98	-15.98
C-D	4.25	6.25	14.11	-8.45	-2.70	10.81	14.61	-13.28

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.8	4.52	13.029	-1.95	-6.51	10.63
B-C	4.65	4.52	12.22	-6.51	-6.11	6.71
C-D	4.25	4.52	10.21	-6.11	-1.95	7.82

Terrasse inaccessible

Type 6 :

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU

	L (m)	q_u (KN/m)	M₀ (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g KN	V_d KN
A-B	4.8	6.16	17.74	-2.66	-8.87	14.19	14.78	-16.26
B-C	4.65	6.16	16.65	-8.87	-8.32	8.88	15.75	-15.75
C-D	4.25	6.16	13.91	-8.32	-2.66	10.44	14.40	-13.09

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M₀ (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4.8	4.49	12.93	-1.93	-6.46	10.34
B-C	4.65	4.49	12.14	-6.46	-6.07	6.48
C-D	4.25	4.49	10.14	-6.07	-1.93	7.61

III.2.3.2. Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :

- **Exemple de calcul :**

Terrasse inaccessible :

Type 4 :

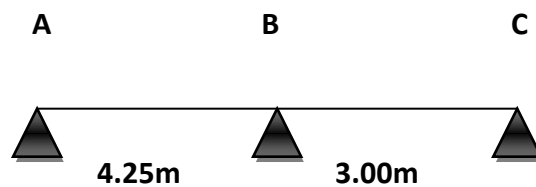


Figure III.8. Poutrelle type 4.

$$G' = (2/3) G = 2/3 * 5.91 = 3.94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = (1.35G' + 1.5Q) l_0 = 4.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = (G' + Q) l_0 = 3.21 \text{ KN/ml}$$

Moments aux appuis :

A l'ELU :

$$M_A = M_C = -0.15 * M_0 = -0.15 * 6.16 * 4.25^2 / 8 = -2.08 \text{ KN.m}$$

$$L_g' = l_0 = 4.25 \text{ m}$$

$$L_d' = l_0 = 3 \text{ m.}$$

Appui B :

$$M_B = -\frac{4.43 \times (4.25^3 + 3^3)}{8.5 \times (4.25 + 3)} = -7.46 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15 * M_0 = -0.15 * 4.5 * 4.25^2 / 8 = -1.52 \text{ KN.m}$$

Appui B :

$$M_B = -\frac{3.21 \times (4.25^3 + 3^3)}{8.5 \times (4.25 + 3)} = -4.76 \text{ KN.m}$$

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

Moments en travées :

Ici on reprend la totalité de la charge G.

$$G = 5.91 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.5 \text{ KN/ml}$$

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

A l'ELU :

Travée AB :

$$x = \frac{4.25}{2} - \frac{0 - (-7.46)}{6.16 \times 4.25} = 1.84 \text{ m}$$

$$M(x) = 6.16 * 1.84 / 2 * (4.25 - 1.84) + \left(-7.46 \times \frac{1.84}{4.25} \right) = 10.42 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = 3/2 + (7.46 + 0) / (6.16 * 3) = 1.90 \text{ m}$$

$$M(x) = 3.70 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée AB :

$$M(x) = 4.5 * 1.84 / 2 * (4.25 - 1.84) + \left(-4.76 \times \frac{1.84}{4.25} \right) = 7.91 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M(x) = 4.5 * 1.90 / 2 * (3 - 1.90) - 4.76 \left(1 - \frac{1.90}{3} \right) = 2.95 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants :**

$$V = \frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.16 \times 4.25}{2} + \frac{-7.46 - 0}{4.25} = 11.33 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.16 \times 4.25}{2} + \frac{-7.46 - 0}{4.25} = -14.84 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.16 \times 3}{2} + \frac{0 + 7.46}{3} = 11.72 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.16 \times 3}{2} + \frac{0 + 7.46}{3} = -6.75 \text{ KN}$$

Type 4 :

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg KN	Vd KN
A-B	4.25	6.16	-1.5	-7.46	10.42	11.33	-14.84
B-C	3	6.16	-7.46	-1.5	3.70	11.70	-6.75

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.25	4.5	-1.08	-4.76	7.91
B-C	3	4.5	-4.76	-1.08	2.95

Etage courant et RDC

Type 4 :

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4.25	6.25	-1.57	-7.82	10.47	11.44	-15.12
B-C	3.00	6.25	-7.82	-1.57	3.66	11.98	-6.76

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.25	4.52	-1.13	-5.62	7.59
B-C	3	4.52	-5.62	-1.13	2.66

Etage courant et RDC

Type 2 :

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	Vg KN	V_d KN
A-B	3.3	6.25	-0.95	-7.48	5.17	8.04	-12.58
B-C	5.00	6.25	-7.48	-8.41	11.58	15.44	-15.81
C-D	4.80	6.25	-8.41	-7.83	9.88	15.12	-14.42
D-E	4.65	6.25	-7.83	-6.98	9.49	14.71	-14.34
E-F	4.25	6.25	-6.98	-5.66	7.79	13.59	-12.97
F-G	3.00	6.25	-5.66	-0.95	2.72	7.48	-11.26

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.3	3.94	-0.60	-5.38	3.76
B-C	5.00	3.94	-5.38	-6.04	8.42
C-D	4.80	3.94	-6.04	-5.62	7.19
D-E	4.65	3.94	-5.62	-5.01	6.91
E-F	4.25	3.94	-5.01	-4.06	5.67
F-G	3.00	3.94	-4.06	-0.6	3.25

Terrasse inaccessible :

Type 7:

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	Vg KN	V_d KN
A-B	4.65	6.16	-1.79	-9.05	12.43	12.37	-16.27
B-C	4.25	6.16	-9.05	-5.40	6.74	13.95	-12.23
C-D	3.00	6.16	-5.40	-1.79	4.49	11.04	-7.44

Tableau III.18. Sollicitation à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.65	4.5	-1.82	-5.60	9.081
B-C	4.25	4.5	-5.60	-3.91	4.94
C-D	3.00	4.5	-3.91	-1.82	3.28

Etage 6 d'habitation :

Type 7:

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4.65	6.25	-1.88	-9.51	12.47	12.49	-16.58
B-C	4.25	6.25	-9.51	-5.67	6.58	14.18	-12.38
C-D	3.00	6.25	-5.67	-1.88	4.48	11.26	-7.48

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.65	4.52	-1.35	-6.82	9.05
B-C	4.25	4.52	-6.82	-4.07	4.81
C-D	3.00	4.52	-4.07	-1.35	3.25

Etage courant, RDC :

Type 3:

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	3.3	6.25	-2.17	-10.62	4.03	7.1	-13.53
B-C	5	6.25	-10.62	-2.17	14.59	17.76	-13.51

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.3	4.52	-1.04	-7.62	2.93
B-C	5	4.52	-7.62	-1.04	10.58

III.2.3.3. Calcul des sollicitations pour les poutrelles isostatiques :

Type 8 :

Terrasse inaccessible :



Figure III.9. Poutrelle type 9.

$$q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.5 \text{ KN/ml}$$

Moments aux appuis :

A l'ELU :

$$M_A = M_B = -0.15 \cdot 6.16 \cdot 4.65^2 / 8 = -2.49 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_B = -0.15 \cdot 4.5 \cdot 4.65^2 / 8 = -1.82 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

A l'ELU :

$$M_t = 6.16 \cdot 4.65^2 / 8 = 16.64 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_t = 12.16 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$V_A = 6.16 \cdot 4.65 / 2 = 14.32 \text{ KN}$$

$$V_B = -6.16 \cdot 4.65 / 2 = -14.32 \text{ KN}$$

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU

Travée	L	q_u	M_g	M_d	M_t	Vg	V_d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	KN	KN
A-B	4.65	6.16	-2.49	-2.49	16.64	14.32	-14.32

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4.65	4.5	-1.82	-1.82	12.16

Etage 6 d'habitation :

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU

Travée	L	q_u	M_g	M_d	M_t	Vg	V_d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	KN	KN
A-B	4.65	6.25	-2.53	-2.53	16.89	14.53	-14.53

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS

Travée	L	q_s	M_g	M_d	M_t
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
A-B	4.65	4.52	-1.83	-1.83	12.21

Tableau III.27. Sollicitation maximales.

Désignation	L'ELU				L'ELS		
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{riv} (KN.m)	V_{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{riv} (KN.m)
Terrasse inaccessible	16.64	-9.91	-2.66	16.85	12.16	-7.18	-1.93
Etage courant et RDC	15.94	-10.8	-2.93	17.76	11.53	-7.80	-2.11
Etage 6	16.89	-10.42	-2.70	17.17	14.53	-7.47	-1.95

III.2.4. Ferrailage des poutrelles :

a. Ferrailage longitudinales :

Exemple de calcul étage courant:

$$\left[\begin{array}{l} M_t = 15.94 \text{KN.m} \\ M_a^{int} = -10.8 \text{KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.93 \text{KN.m} \\ V = 17.76 \text{KN} \end{array} \right.$$

En travée :

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

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **5 m**.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,22 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{15.94 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 17\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.046$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.046) = 0.216 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{15.94 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 2.12 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A \text{ calculer.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ *Condition vérifiée.*

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

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

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

$$M_u = -10.8 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.8 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.130$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.130}) = 0.174$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.174) = 0.205 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.8 \times 10^{-3}}{0.205 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_a$ *Condition vérifiée.*

On opte pour 2HA10 avec $A = 1.57 \text{ cm}^2$.

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

$$M_u = 2.93 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.93 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.035$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.044$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.93 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA10 avec A=0.79cm².

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$V^{\max} = 17.76 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{17.76 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.67 \text{ Mpa}$$

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

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

b. Ferrailage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_L \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\} \text{ BAEL91 (Article H .III.3)}$$

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

$$\Phi_L \leq \min \{240 / 35, 12 / 10, 8\} = 6.85mm$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

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

c. Espacement S_t :

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

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 19.8cm \dots\dots\dots (1)$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

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

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.67 - 0.3 \times 2.1)} = 666.67cm \dots\dots\dots (2)$$

$$S_t \leq 666.67cm$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.475m = 47.5cm \dots\dots\dots (3)$$

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

Soit $S_t = 15cm$.

d. Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 17.76 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.91 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

e. Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ tel que : $A_s = A_t + A_a$

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

$$1.15 \times 17.76 \times 10^{-3} / 400 = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (17.76 - 10.8 / 0.9 \times 0.22) \times 10^{-3} = -1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

f. Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

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

$$\text{Avec : } a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01776 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.158 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

g. Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

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

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times 0.04^2 / 2 - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -1.17 \text{ cm}$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcule comme une section T

Calcul de y : $by^2/2 - (b-b_0)(y-h_0)^2/2 + 15A_{st}(y-d') - 15A_{sc}(d-y) = 0$ avec $A_{sc} = 0$

$$0.325y^2 + 0.025y - 0.0012 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.38\text{cm}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc}(y-d')^2 + 15A_{st}(d-y)^2$$

$$I = 12811 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * Y/I = 11.53 * 10^{-3} * 4.38 * 10^{-2} / (12811 * 10^{-8}) = 3.94 \text{MPa}$$

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

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -7.80 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b_0 * h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d-y) = 0.$

$$6y^2 + 28.8y - 633.6 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.15 \text{ cm}$

Calcul de I :

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

$$I = 7689.86 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * Y/I = 7.80 * 10^{-3} * 8.15 * 10^{-2} / (7689.86 * 10^{-8}) = 8.26 \text{MPa}$$

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

h. Etat limite de déformation :

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

Données :

$$L = 5\text{m} ; M_{0S} = 14.125 \text{ kn.m} ; M_{tS} = 11.53 \text{ kn.m} ; M_{tS} = 0.816 M_{0S}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0.048 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad \frac{24}{500} = 0.048 \leq \frac{11.53}{15 \times 14.12} = 0.054 \dots \dots \dots$$
 condition non vérifiée

2.36/(12*22)=0.0089 < 3.6/400 =0.009.....condition vérifiée

Le 1^{er} et le 2^{ème} condition n'est vérifié Donc on doit vérifier **la flèche**.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

i. Evaluation des moments en travée :

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

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

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

j. Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : y = 4.38cm.

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} \rightarrow v = 8.70 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$I_0 = 33021.57 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

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

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 22} = 0.009$

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

$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$ Déformation différée.

k. Calcul des modules de déformations E_i et E_v :

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$.

l. Contraintes :

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$

$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$

$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$

m. Inerties fictives (I_f) :

$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

n. Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times J = 0.65 \times 4.1 = 2.66 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.46 = 3.55 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.46 + 1.5) = 4.52 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{0.816 \cdot q_{jser} \cdot l^2}{8} = \frac{0.816 \cdot 2.66 \cdot (5)^2}{8} = 6.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{0.816 \cdot q_{gser} \cdot l^2}{8} = \frac{0.816 \cdot 3.55 \cdot (5)^2}{8} = 9.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{0.816 \cdot q_{pser} \cdot l^2}{8} = \frac{0.816 \cdot 4.55 \cdot (5)^2}{8} = 16.70 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.38 \text{ cm}, I_0 = 33021.57 \text{ cm}^4, I = 12811 \text{ cm}^4, A_s = 2.36 \text{ cm}^2, \rho = 0.009$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12) \times 0.009} = 4.56$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 4.56 = 1.82$$

$$\sigma_{sj} = 139.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 187.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 324.56 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 139.87 + 2.1} = 0.48 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 187.52 + 2.1} = 0.58 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 324.56 + 2.1} = 0.74 > 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 33021.57}{1 + 4.56 \times 0.48} = 11391.03 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 33021.57}{1 + 4.56 \times 0.58} = 9965.9 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 33021.57}{1 + 4.56 \times 0.74} = 8303.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 33021.57}{1 + 1.82 \times 0.58} = 17670.62 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.78 * 100000 * 5^2}{10 * 32164.2 * 11391.03} = 0.0046 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{9.09 * 100000 * 5^2}{10 * 32164.2 * 9965.9} = 0.007 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{16.7 * 100000 * 5^2}{10 * 32164.2 * 8303.7} = 0.015 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{9.09 * 100000 * 5.^2}{10 * 10721.4 * 17670.62} = 0.011 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.011 - 0.0046 + 0.015 - 0.007 = 0.0140 \text{ m}$$

$\Delta f = 1.4 \text{ cm} > f_{adm} = 1 \text{ cm}$ La flèche n'est pas vérifiée.

Donc on augmente la section on prend 3T14 $A_T = 4.62 \text{ cm}^2$

Tableau III.28. Ferrailage des poutrelles

Poutrelles		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)
Plancher terrasse inaccessible	En travée	16.64	0.037	0.047	0.216	2.21
	Appuis Int	-9.91	0.12	0.16	0.206	1.38
	Appuis rive	-2.66	0.032	0.041	0.216	0.35
Etage courant (1 au 5^{ème} étage), RDC	En travée	15.94	0.036	0.046	0.216	2.12
	Appuis Int	-10.8	0.131	0.176	0.205	1.38
	Appuis rive	-2.93	0.036	0.046	0.216	0.39
Etage 6	En travée	16.89	0.038	0.048	0.216	2.25
	Appuis Int	-10.42	0.126	0.169	0.205	1.46
	Appuis rive	-2.70	0.033	0.042	0.216	0.36

Tableau III.29. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles A l'ELU dans les différents planchers

Poutrelles		$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{travv}
Plancher terrasse inaccessible	En travée	2.21	1.72	3T10=2.36	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis Int	1.38	0.32	1T12+1T10=1.92	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis rive	0.35	0.32	1T8=0.5	Etrier ϕ_6 =0.57
Etage courant et RDC	En travée	2.12	1.72	3T10=2.36	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis Int	1.38	0.32	1T12+1T10=1.92	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis rive	0.39	0.32	1T8=0.5	Etrier ϕ_6 =0.57
Etage 6	En travée	2.25	1.72	3T10=2.36	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis Int	1.46	0.32	1T12+1T10=1.92	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis rive	0.36	0.32	1T8=0.5	Etrier ϕ_6 =0.57

- **Vérification à l'ELU :**

-Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

Tableau III.30. Vérification au cisaillement

Plancher	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Terrasse	16.85	0.63	Vérifie
Etage courant, RDC	17.76	0.67	Vérifie
Etage 6	17.17	0.65	Vérifie

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure.

$$- \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u}$$

Tableau III.31. Vérification au cisaillement

Plancher	$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	Observation
Terrasse	16.85	0.86	Vérifie
Etage courant, RDC	17.76	0.91	Vérifie
Etage 6	17.17	0.88	Vérifie

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

- Appuis de rive :
- On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ tel que : $A_s = A_t + A_a$

Tableau III.32. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	$V_u(KN)$	$1.15 \times V_u / f_e (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Observation
Terrasse	16.85	0.48	2.86	Vérifie
Etage courant, RDC	17.76	0.51	2.86	Vérifie
Etage 6	17.17	0.49	2.86	Vérifie

- Appuis intermédiaire :
- On doit vérifier que :
- $A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$.

Tableau III.33. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	$V_u(KN)$	$1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$	$A_s (cm^2)$	Observation
Terrasse	16.85	-0.95	4.28	Vérifie
Etage courant, RDC	17.76	-1.05	4.28	Vérifie
Etage 6	17.17	-1.01	4.28	Vérifie

Tableau III.34. Vérification des états limite de compression du béton

Plancher	En travée			Aux appuis			$\bar{\sigma}$ (MPa)
	M_t (KN.m)	$I * 10^{-8}$ (m ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	$I * 10^{-8}$ (m ⁴)	σ (MPa)	
Terrasse	16.64	1.28	4.15	-8.87	0.77	7.71	15
Etage courant,RDC	15.94	1.28	3.94	-9.77	0.77	10.35	15
Etage 6	16.89	1.28	5.77	-10.26	0.77	7.92	15

Tableau III.35. Vérification des états limite de déformation.

Désignation	$L_{max}(m)$			$M_j^{ser}(KN.m)$			$M_g^{ser}(KN.m)$			$M_p^{ser}(KN.m)$		
Terrasse	5			6.5			12			8.53		
Etage courant, RDC	5			6.78			9.09			16.70		
Etage 6	5			6.78			9.09			16.70		
Désignation	I 10^{-8} (m ⁴)	I_0 10^{-8} (m ⁴)	P	λ_i	λ_v	σ_j (MPa)	σ_g (MPa)	σ_p (MPa)	μ_j	μ_g	μ_p	
Terrasse	1.28	3.30	0.089	4.62	1.848	134.09	247.56	175.97	0.47	0.66	0.56	
Etage courant, RDC	1.28	3.04	0.009	4.62	1.84	139.87	187.52	344.52	0.48	0.58	0.74	
Etage 6	1.28	3.04	0.009	4.62	1.84	139.87	187.52	344.52	0.48	0.58	0.74	
/	$I_f(10^{-4}m)$				f (cm)							
Désignation	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	f_{ji}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	observation	
Terrasse	1.14	0.89	1.01	1.63	0.4	1.03	0.65	1.69	0.87	1	CV	
Etage courant, RDC	1.12	0.98	0.82	1.75	0.46	0.71	1.56	1.2	1.59	1	CNV	
Etage 6	1.12	0.98	0.82	1.75	0.46	0.71	1.56	1.2	1.59	1	CNV	

Remarque :

On voit bien que la flèche n'est pas vérifiée pour les poutrelles, **étage courant, RDC et 6^{ème} étage**

Donc on augmente la section des armatures qui devient :

$$\begin{matrix} \text{RDC :} \\ \text{,etage courant} \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} - A_t = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ - A_a = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Tableau III.36. Schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher RDC et étage courant, 6^{ème} étage			

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm.....condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm ≤ 30 cm.....condition vérifiée.

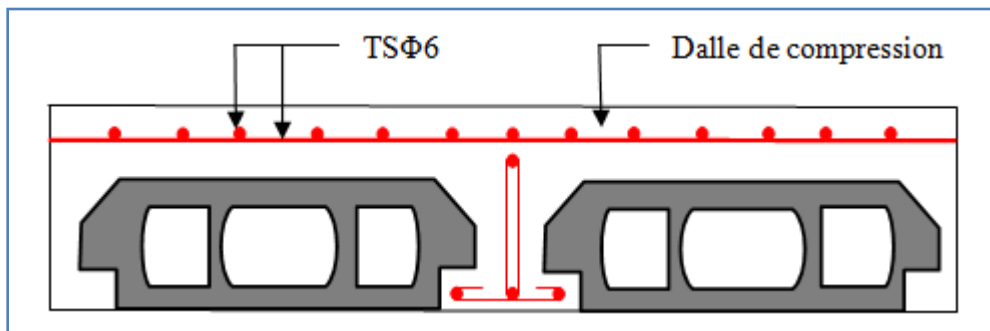


Figure III.2. Schéma de ferrailage de dalle compression.

III.3. Dalle pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Type 1 : C'est un panneau de dalle sur 4 appuis avec $\rho > 0.4$ présentant une ouverture d'ascenseur comme le montre la figure suivante:

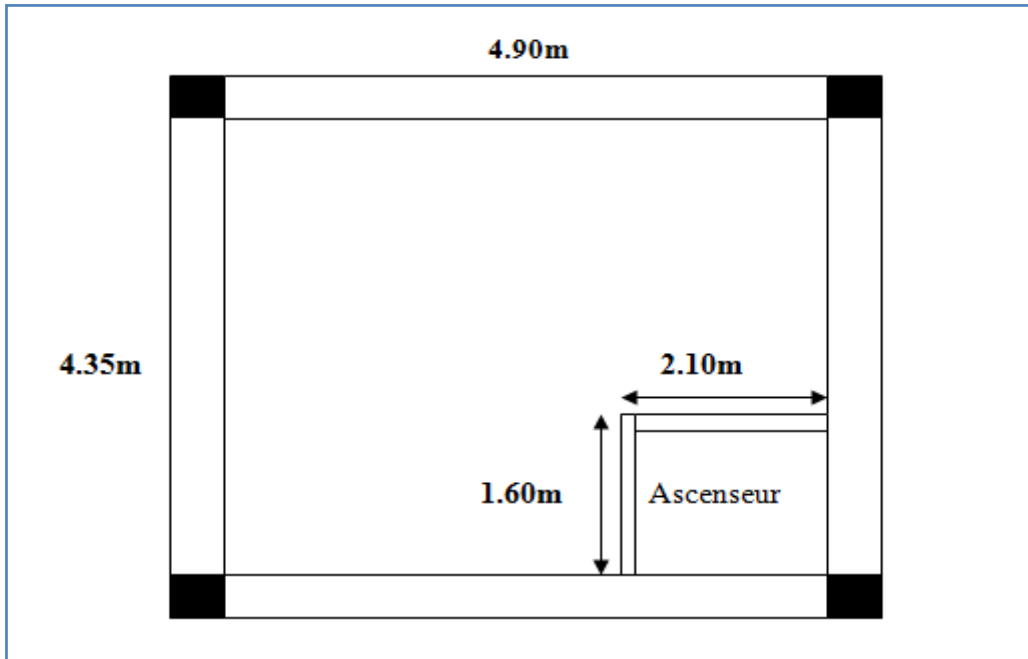


Figure III.11. Dalle sur quatre appuis.

La dalle sera calculée comme un panneau complet (sans ouverture) puis on remplacera les Aciers censés être dans cette ouverture par des barres de renfort.

$$\rho = l_x / l_y$$

l_x : la petite portée de la dalle entre nus d'appuis

l_y : la grande portée de la dalle entre nus d'appuis

$$L_x = 4.35 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.90 \text{ m.}$$

• **Evaluation des charges :**

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 10.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0476$$

$$\mu_y = 0.7438$$

$$M_x = 9.28 \text{KN.m}$$

$$M_y = 6.90 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 6.96 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 5.18 \text{KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -4.64 \text{KN.m.}$$

- **Le ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 ml

On a : $b = 100 \text{cm}$, $e = 14 \text{cm}$, $d = 12 \text{cm}$, $f_{c28} = 25 \text{MPa}$, FPN

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.034 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{MPa.}$$

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

Calcul de A_t^x :

$$\alpha = 0.043$$

$$Z = 0.117 \text{m}$$

$$A_s = 1.70 \text{cm}^2/\text{mls}$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0.025$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{MPa.}$$

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

Calcul de A_t^y :

$$\alpha = 0.031 \Rightarrow Z = 0.118 \text{m} \Rightarrow A_s = 1.26 \text{cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.022 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{MPa.}$$

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

Calcul de A_a :

$$\alpha = 0.027 \Rightarrow Z = 0.118\text{m} \Rightarrow A_s = 1.12\text{cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

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

$$A_x^{\min} = 1.187\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y^{\min} = A_a^{\min} = 1.12\text{cm}^2/\text{ml} = A_y = A_a \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Leftrightarrow \frac{1.26\text{cm}^2}{\text{ml}} > \frac{1.7}{4} = \frac{0.425\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad \text{vérifiée}$$

Sens x-x :

$$\text{Soit : } A_s = 5\text{HA8}/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y-y :

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3\text{HA8}/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = (100/5) = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{ok}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t = (100/3) = 33\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{ok}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Résultats de ferrailage.

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	6.96	0.034	0.043	0.117	1.70	1.017	2.51=3HA8	20
Y	5.18	0.025	0.031	0.118	1.26	1.12	1.51=3HA8	33
En appui								
X et Y	4.64	0.022	0.027	0.118	1.12	1.12	1.51=3HA8	33

Armatures de renfort

Cette dalle présente une ouverture de dimensions $a = 1.60m$ et $b = 2.10m$ (figure III.8)

Lors du ferrailage en travée on a choisi :

$(// Lx): 5HA8 = 2.51cm^2/ml$

\rightarrow sur 1.60m nous aurons : $2.51 \times 1.60 = 4.01 cm^2/ml$

$(// Ly): 3HA8 = 1.51cm^2/ml$

\rightarrow sur 3.80m nous aurons : $1.51 \times 2.10 = 3.17 cm^2/ml$

Nous devons donc disposer aux extrémités de la cage des barres de renfort de section :

- $A_{renfort}$

$x \geq 4.01 cm^2/ml$

- $A_{renfort}$

$y \geq 3.17cm^2/ml$

Soit :

$// Lx : 4HA12 = 4.52 cm^2/ml \quad \Leftrightarrow$ de chaque côté de l'ouverture

$// Ly : 3HA12 = 3.39 cm^2/ml$

- **Vérifications :**

A l'ELU :

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

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{10.31 \times 4.35}{2} \times \frac{4.90^4}{4.35^4 + 4.90^4} = 18.40 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.15 MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 MPa$$

$\tau_u = 0.11 MPa \leq 1.16 MPa$ *Condition vérifiée.*

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A P'ELS :

$$P = G+Q= 4.86+2.5= 7.36KN$$

$$\mu_x = 0.0546$$

$$\mu_y =0.8216$$

$$M_x = 7.60KN.m$$

$$M_y = 6.24KN.m$$

$$M_t^x=0.75M_x=5.7KN.m.$$

$$M_t^y=0.75 M_y=4.68KN.m.$$

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$by^2/2+15*A*Y-15*A*d= 0$$

$$100y^2/2+15*3.14*y-15*3.14*12=0$$

$$y=2.92 ; \quad I=by^3/3+15*A*(d-y)^2 \Leftrightarrow I= 4713.12cm^4$$

$$\sigma_{bc}=3.53MPa < \bar{\sigma} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$$

(pas de risque de fissuration du béton)

• **La contrainte dans l'acier :**

Pas de vérification à faire car les fissurations sont peu nuisibles

• **La flèche :**

$$1/ e \geq \max (3/80, M_x^t/20M_x) lx \Leftrightarrow 0.14 \geq \max (3/80, 5.7/(20*7.60)4.35=0.163m \dots \text{condition non vérifie}$$

$$2/ A_t^x \leq 2*b*d/f_e \Leftrightarrow 2.51 \leq 2*100*12/400=6cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$$

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.38. Vérification des états limite de déformation.

$I_0 = 0.00023808 \text{cm}^4$, $\rho = 0.00209$					
Moment (KN.m)	Contrainte(MPa)	μ	λ	Moment d'inerties fictives (m4)	f (mm)
$M_j = 2.71$	$\sigma_j = 97.205$	$\mu_j = 0$	$\lambda_i = 10.03$	$I_{fji} = 0.00026$	$f_{ji} = 0.60$
$M_g = 3.40$	$\sigma_g = 122.201$	$\mu_g = 0$		$I_{fgi} = 0.00026$	$f_{gi} = 0.75$
$M_p = 5.70$	$\sigma_p = 204.409$	$\mu_p = 0.035$	$\lambda_v = 4.016$	$I_{fgv} = 0.00026$	$f_{gv} = 2.27$
				$I_{fpi} = 0.00019$	$f_{pi} = 1.72$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.26 \text{cm}$$

\bar{f} : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour $l < 5m$:

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

Commentaire : La flèche est vérifiée selon x-x

1/ $e \geq \max (3/80, M_y^t/20M_y) l_y \Leftrightarrow 0.14 \geq \max (3/80, 4.28/(20*6.24))4.90 = 0.183m$... **condition non vérifiée**

2/ $A_t^x \leq 2*b*d/f_e \Leftrightarrow 1.51 \leq 2*100*12/400 = 6 \text{cm}^2$ **condition vérifiée**

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.39. Vérification des états limite de déformation.

$I_0 = 0.000151536 \text{ m}^2$, $\rho = 0.00314$					
Moment (KN.m)	Contrainte(MPa)	μ	λ	Moment d'inerties fictives (m4)	f (mm)
$M_j = 2.22$	$\sigma_j = 130.65$	$\mu_j = 0$		$I_{ji} = 0.000257$	$f_{ji} = 0.63$

$Mg = 2.80$	$\sigma g = 164.246$	$\mu g = 0$	$\lambda i = 16.68$	$Igi = 0.000257$	$f gi = 0.80$
				$Igv = 0.000257$	$f gv = 2.41$
$Mp = 4.68$	$\sigma p = 274.738$	$\mu p = 0$	$\lambda v = 6.67$	$Ipi = 0.000257$	$f pi = 1.34$

$\Delta f = f gv - f ji + f pi - f gi = 0.24\text{cm} < 0.98\text{cm}$ condition vérifiée

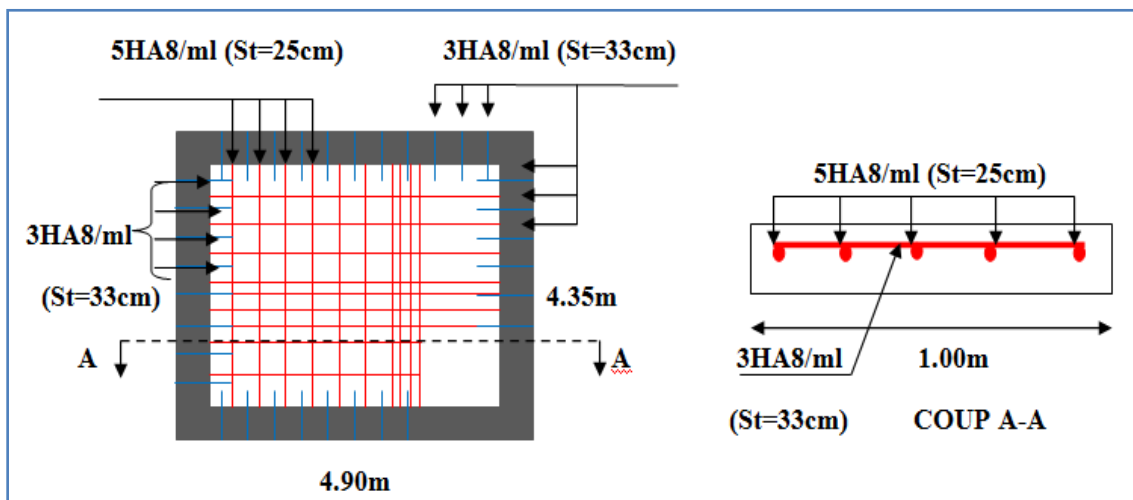


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

Dalle sur quatre appuis : $\rho < 0.4$.

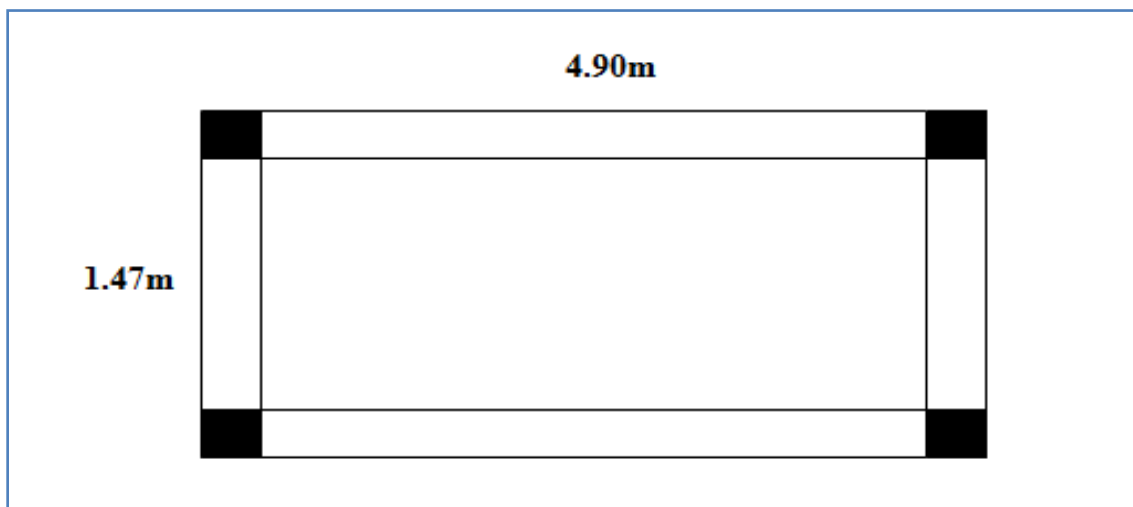


Figure III.13. Dalle sur quatre appuis.

$$\rho = l_x / l_y$$

$$L_x = 1.47 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.90 \text{ m.}$$

- **Evaluation des charges :**

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 10.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.3 < 0.4$$

Donc la dalle travaille comme une poutre.

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_0 = q_u \times l_x^2 / 8 = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 * M_0 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * M_0 = -1.39 \text{ KN.m}$$

- **Le ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 ml

On a : $b = 100 \text{ cm}$, $e = 14 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, FPN

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = 0.0135 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

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

- **Calcul de A_t^x :**

$$\alpha = 0.0169 \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m} \Rightarrow A_s = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **En appuis :**

$$\mu_{bu} = 0.010 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

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

- **Calcul de A_a :**

$$\alpha = 0.0125 \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m} \Rightarrow A_s = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Condition non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho < 0,4 \Rightarrow A_x^{\text{min}} = \rho_0 * b * e$$

$$A_x^{min} = 0,0008 * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2/m$$

$$A_x^{min} > A_s^t \text{ donc on ferraille avec } A^{min}$$

- **Sens secondaire :**

Il faut mettre A_y (les armatures de répartitions)

Charge répartie

$$A_y = \frac{A^t}{4} = 0.28 \text{ cm}^2/ml$$

Choix de barres

Sens x-x

On prend 4HA8=2.01cm²/ml

Sens y-y

On prend 3HA8=1.51cm²/ml

: Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $S_t = (100/3) = 33\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.40. Résultats de ferrailage.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	A adoptée (cm²/ ml)	St (cm)
X	2.76	0.0135	0.0169	0.119	0.67	1.12	2.01=4HA8	25
Y					0.28	1.12	2.01=4HA8	25
En appui								
X	2.08	0.010	0.0125	0.119	0.50	1.12	1.51=3HA8	33

• **Vérifications :**

A l'ELU :

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

$$\rho < 0.4$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2}$$

$$V_{ux} = \frac{10.31 \times 1.47}{2} = 7.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.063 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.063 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P = G+Q = 4.86+2.5 = 7.36 \text{ KN}$$

$$M_0 = 1.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0.75 M_x = 1.49 \text{ KN.m.}$$

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$by^2/2 + 15 \cdot A \cdot Y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$100y^2/2 + 15 \cdot 3.14 \cdot y - 15 \cdot 3.14 \cdot 12 = 0$$

$$y = 2.40$$

$$I = by^3/3 + 15 \cdot A \cdot (d-y)^2$$

$$I = 3239 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(pas de risque de fissuration du béton)

• **La contrainte dans l'acier :**

Pas de vérification à faire car les fissurations sont peu nuisibles

• **La flèche :**

$$l/ e \geq \max (3/80, M_x^t/20M_x) \Leftrightarrow 0.14 \geq \max (3/80, 1.49/(20 \cdot 1.98)) \cdot 1.47 = 0.055 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$$

$2/ A_r^x \leq 2 * b * d / f_e \Leftrightarrow 2.01 \leq 2 * 100 * 12 / 400 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la vérification de la flèche est inutile.

Donc notre choix est :

Selon x-x 4HA8=2.01cm²/ml

Selon y-y 3HA8= 1.51cm²/ml

En appuis 3HA8=1.51cm²/ml

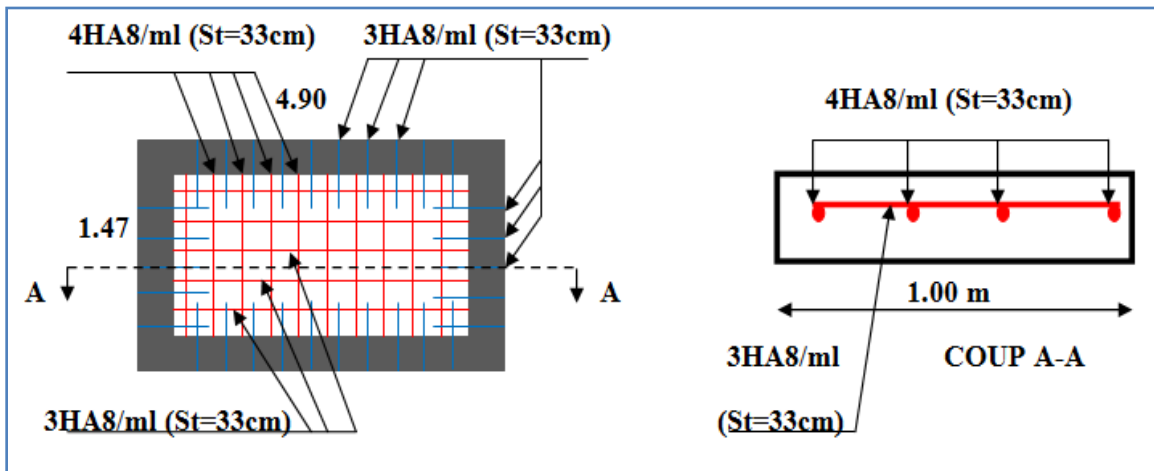


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

Type 2 :

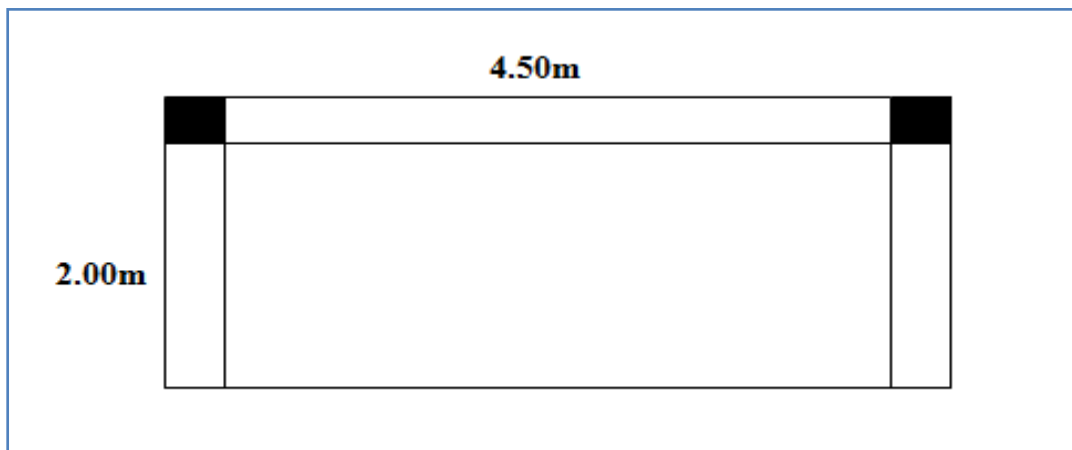


Figure III.15. Dalle sur trois appuis.

Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (**BAEL91**) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$Si: l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$Si: l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

Ly= 4.50 m ; Lx= 2.00 m

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.44 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$L_x = 2.00 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2.25 \text{ m} \Rightarrow$ le calcul des moments se fait comme suite :

Poids propre de la dalle :

G= 4.86 KN/m²

Q = 1.5 KN/m²

A l'ELU : Pu = 1.35G+1.5 Q = 8.811 KN/m²

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = 11.74 \text{ KN/m}^2 \\ M_{0x} = 32.30 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Moments en travées

$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 27.46 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0.75 M_{0y} = 8.80 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis

$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_{0x} = -9.69 \text{ KN.m}$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{pu \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.81 \times 2}{2} \times \frac{4.5^4}{2^4 + 4.5^4} = 8.48 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{pu \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.81 \times 4.5}{2} \times \frac{2^4}{2^4 + 4.5^4} = 0.744 \text{ KN}$$

$V_{max} = 8.48 \text{ KN}$

A l'ELS : $P_s = G+Q = 6.36 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = 8.48 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 23.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées

$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 19.82 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0.75 M_{0y} = 6.36 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis

$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_{0x} = - 6.99 \text{ KN.m}$

La condition de non fragilité :

$e = 14 \text{ cm} ; A_{x \text{ min}} = \rho_{0x} \times \frac{(3-\rho) \times b \times e}{2}$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_c E400$

$A_{x \text{ min}} = 0.0008 \times \frac{(3-0.44) \times 100 \times 14}{2} = 1.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{y \text{ min}} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. Résultats de ferrailage.

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	27.46	0.134	0.18	0.111	7.09	1.43	7.92=7HA12	14
Y	8.81	0.043	0.055	0.117	2.15	1.12	2.36=3HA10	33
En appui								
X et Y	9.69	0.047	0.060	0.117	2.38	1.12	3.14=4HA10	25

Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = 8.48 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11}$$

$$\Longrightarrow \tau_U = 0.077 \text{ MPa}, \quad \overline{\tau_u} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.103 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression du béton :

Sens x-x :

$$A_x = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad M_t^s = 19.82 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \quad \Rightarrow y = 4.20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \quad \Rightarrow I = 9693.71 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.75 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$ C'est vérifié.

Sens y-y :

$$A_y = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad M_t^s = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \quad \Rightarrow y = 2.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_y - y)^2 \quad \Rightarrow I = 3713.72 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.42 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$M_a^s = 6.99 \text{ KN.m}; \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \quad \Rightarrow y = 2.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_y - y)^2 \quad \Rightarrow I = 4713.12 \text{ cm}^4.$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.34 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Evaluation de la flèche **BAEL 91(Article B.6.5)** et le **CBA 93**.

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

Selon x-x

$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{2} = 0.07 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{26.05}{20 \times 30.65}\right) = 0.0425$ condition vérifiée

$\frac{A_s}{b \times d} = 0.006 > \frac{2}{f_e} = 0.005$ condition non vérifiée

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.42. Vérification des états limite de déformation.

$I_0 = 0.0002583 \text{ m}^2$, $\rho = 0.0066$					
Moment (KN.m)	Contrainte(MPa)	μ	λ	Moment d'inerties fictives (m4)	f (mm)
$M_j = 1.09$	$\sigma_j = 130.27$	$\mu_j = 0.336$	$\lambda_i = 3.18$	$I_{ji} = 0.0002137$	$f_{ji} = 0.979$
$M_g = 1.37$	$\sigma_g = 163.77$	$\mu_g = 0.427$		$I_{gi} = 0.00012$	$f_{gi} = 1.40$
$M_p = 2.29$	$\sigma_p = 273.94$	$\mu_p = 0.606$	$\lambda_v = 1.27$	$I_{gv} = 0.000184$	$f_{gv} = 2.75$
				$I_{pi} = 0.0000097$	$f_{pi} = 2.91$

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.320 \text{ cm} < \bar{f} = 0.4$ donc c'est vérifiée

Selon y-y

$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{4.5} = 0.031 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{8.35}{20 \times 11.14}\right) = 0.168$ condition non vérifiée

$\frac{A_s}{b \times d} = 0.002 < \frac{2}{f_e} = 0.005$ condition vérifiée

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.43. Vérification des états limite de déformation

$I_0 = 0.0002375\text{m}^2$, $\rho = 0.00196$					
Moment (KN.m)	Contrainte(MPa)	μ	λ	Moment d'inerties fictives (m4)	$f(\text{mm})$
$M_j = 3.5$	$\sigma_j = 13.13$	$\mu_j = 0$	$\lambda_i = 10.67$	$I_{ji} = 0.00026$	$f_{ji} = 0.83$
$M_g = 4.4$	$\sigma_g = 167.37$	$\mu_g = 0$		$I_{gi} = 0.00026$	$f_{gi} = 1.05$
$M_p = 7.36$	$\sigma_p = 279.96$	$\mu_p = 0.145$	$\lambda_v = 4.27$	$I_{gv} = 0.00026$	$f_{gv} = 3.15$
				$I_{pi} = 0.00010$	$f_{pi} = 4.49$

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.57\text{cm} < \bar{f} = 0.9$ donc c'est vérifiée

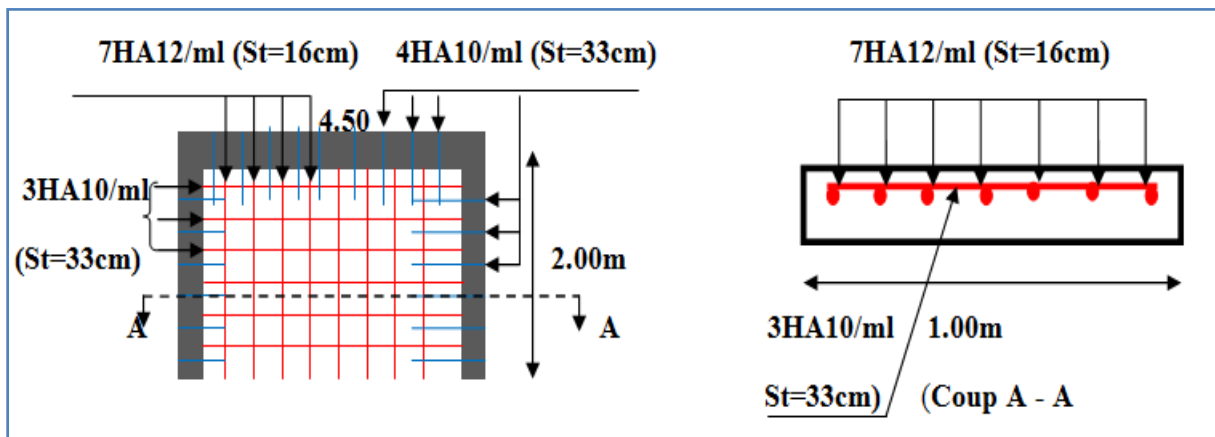


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

III.4. Les Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un, niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de l'ouvrage (Habitation, salle de spectacle...etc.).

Notre escalier est à deux volées :

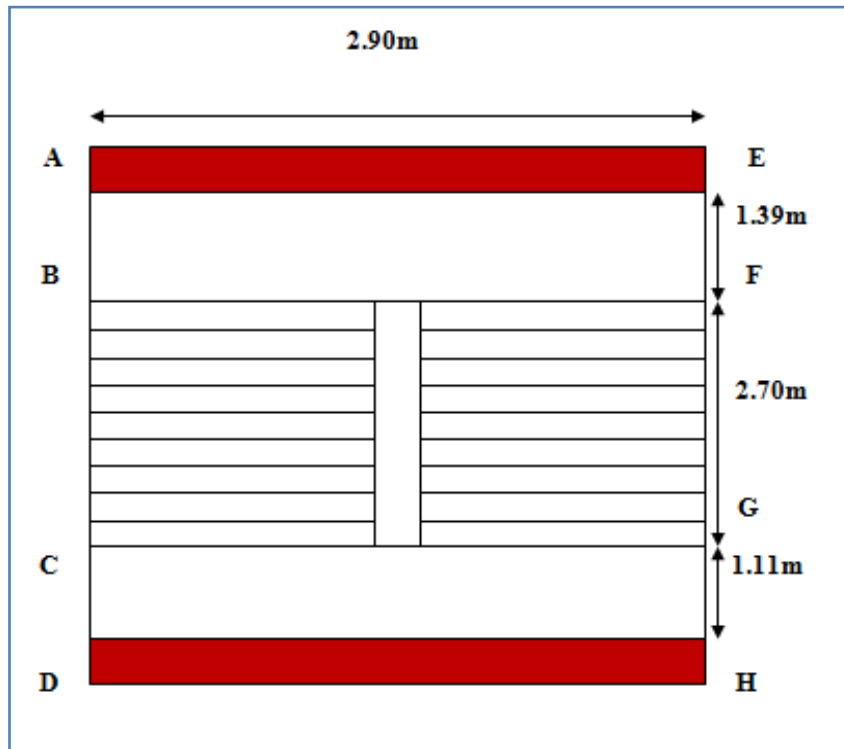


Figure III.17.Schéma de l'escalier pour étage courant et RDC et s.sol

- Les parties AB et EH sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\begin{cases} G_v=8.197 \text{ KN/m}^2. \\ Q_v=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$\begin{cases} G_p=5.31 \text{ KN/m}^2. \\ Q_p=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- Dans notre projet on a un seul type d'escalier mais avec des dimensions différentes

Sous sole : $L_v= 2.40\text{m}$.

RDC : $L_v= 2.8\text{m}$.

Étage courante : $L_v= 2.70\text{m}$.

- Escaliers droits à deux volées, étages courants

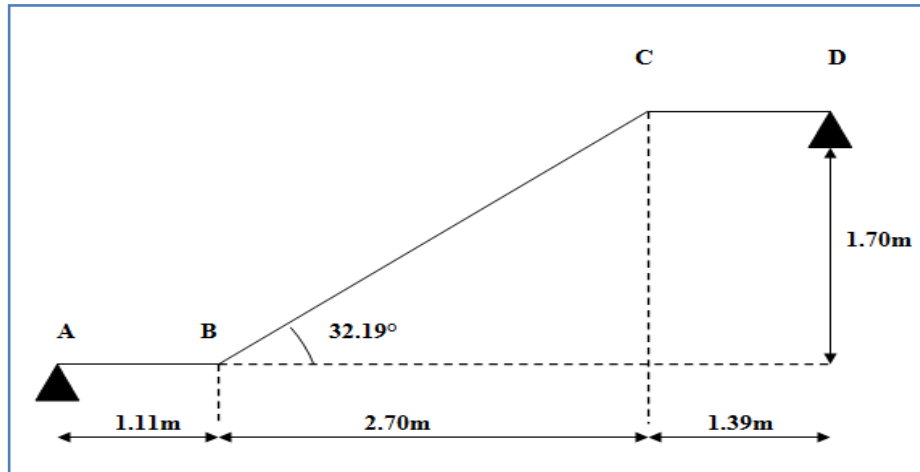


Figure III.18. Schéma statique de la partie AD=EH

Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.179) + (1.5 \times 2.5) = 14.816 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 2.5) = 10.92 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

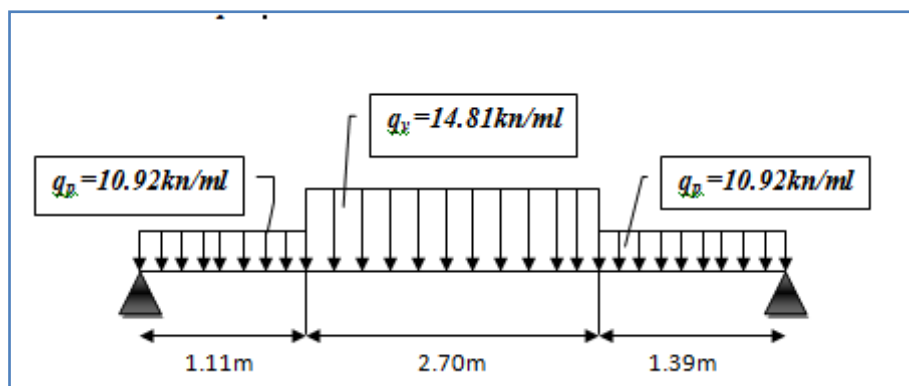


Figure III.19. Schéma statique de la partie AD

- Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

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

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 33.93 \text{ KN.}$$

$$R_B = 33.36 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.11 \text{ m}$

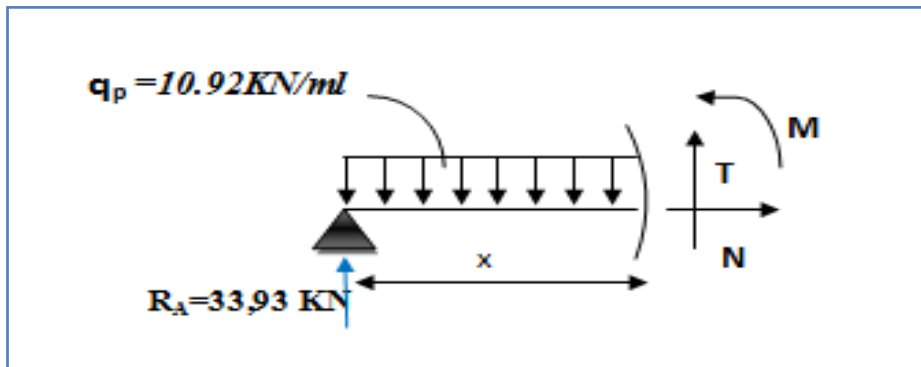


Figure III.20. Schéma de tronçon 1

$$M = 33.93x - 5.46x^2$$

$$T = 10.92x - 33.93$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-33.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.11 \rightarrow \begin{cases} M=30.94 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-21.81 \text{ KN} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon : $1.1 \text{ m} < x < 3.81 \text{ m}$

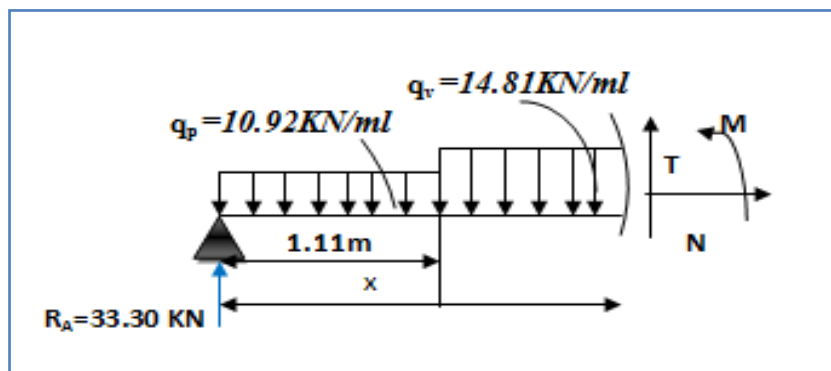


Figure III.21. Schéma de tronçon 2

$$M = -7.4x^2 + 37.62x - 2.4$$

$$T = -14.81x + 37.62$$

$$\text{Pour } x=1.11 \rightarrow \begin{cases} M=30.94 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-21.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=3.81 \rightarrow \begin{cases} M=35.83\text{KN} .\text{m} \\ T=18.19\text{KN} \end{cases}$$

Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM / dX = 0 \Rightarrow x = 2.58\text{m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 46.99 \text{ KN} .\text{m}.$$

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 46.99 = -23.49 \text{KN} .\text{m}.$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 46.99 = 39.94 \text{ KN} .\text{m}.$$

- 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} < x < 1.39 \text{ m}$

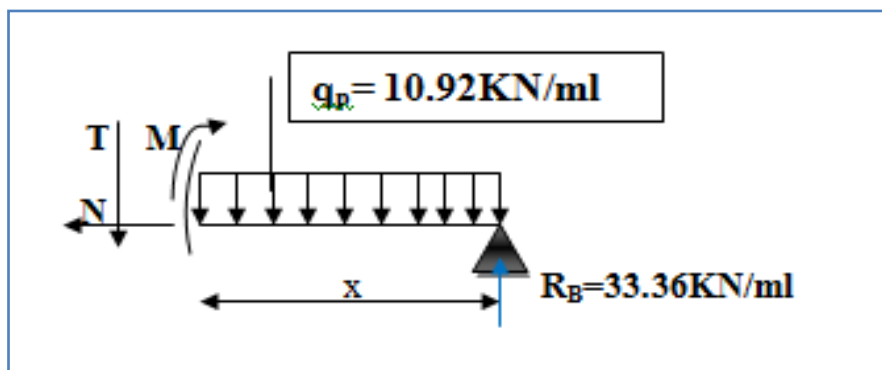


Figure III.22. Schéma de tronçon 3

$$M = 33.36 x - 5.46 x^2$$

$$T = 10.92 x - 33.36$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} .\text{m} \\ T=33.36\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.39 \rightarrow \begin{cases} M=35.83\text{KN} .\text{m} \\ T=18.19\text{KN} \end{cases}$$

Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau de la page suivante :

Tableau III.44. Tableau de ferrailage de la partie AD= EH de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis.

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
39.94	0.166	0.229	0.118	9.72	1.57	10.18=9HA12	11
En appui							
23.49	0.098	0.129	0.123	5.48	1.57	5.65=5HA12	20

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

• $T = 33.93KN$

$\tau = T/b*d = 33.93*10^{-3}/(1*0.13) = 0.261MPa$

$\bar{\tau} = 0.07*f_{c28}/\gamma_b = 1.17MPa \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Armatures de répartition :**

- en travée :

$A_r^t = \frac{A_s}{4} = \frac{10.18}{4} = 2.54cm^2/ml$

Soit : $A_r^t = 6HA8 = 3.02cm^2/ml$ et $St = 16.66cm$.

- en appuis :

$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2/ml$.

Soit : $A_r^a = 3HA8 = 1.51cm^2/ml$ avec $St = 33cm$

• **Vérification des espacements :**

- Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 11cm$ Condition vérifiée.

- Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 20cm$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$q_v = G_v + Q_v = 8.197 + 2.5 = 10.69KN/ml$.

$$q_p = G_p + Q_p = 5.34 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.45. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
24.41	23.99	2.58	33.87	28.79	4.73	12800	10.64	15	vérifiée
En appui									
24.41	23.99	2.58	33.87	16.93	3.92	8995.2	7.38	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$e \geq \max (3/80, M_t^x / 20 * M_0^x) l_x \Leftrightarrow 0.15 < 0.221 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

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

Tableau III.46. Evaluation de la flèche dans l'escalier

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
5.2	5.65	16.62	21.61	28.77	8995.2	190064
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.95	67662	58868	52319	103469	0.469	0.5205

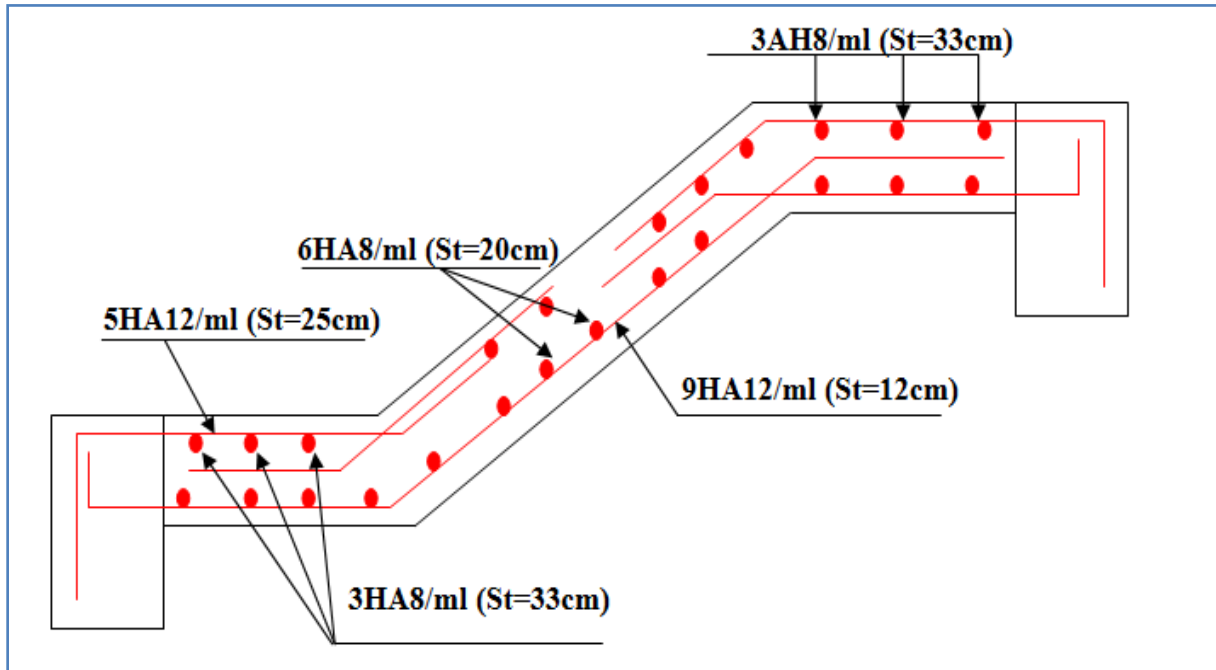


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la partie AD de l'escalier.

- Escaliers droits à deux volées, étages courants

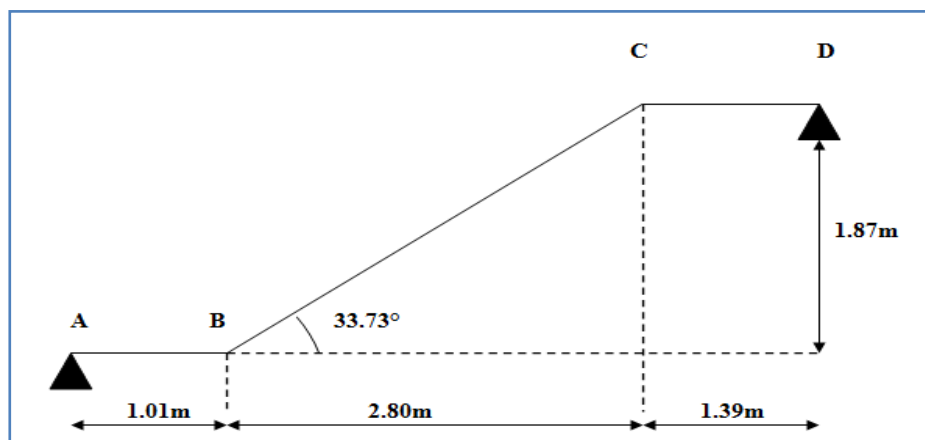


Figure III.24. Schéma statique de la partie AD (RDC)

- Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

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

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 34.24 \text{ KN.}$$

$$R_B = 33.44 \text{ KN.}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau de la page suivante :

Tableau III.47.Tableau de ferraillage de la partie AD= EH de l’escalier à deux volées en travée et aux appuis.

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
40.12	0.167	0.230	0.117	9.77	1.57	10.18=9HA12	11
En appui							
23.6	0.098	0.129	0.123	5.48	1.57	5.65=5HA12	20

• **Vérification de l’effort tranchant :**

$T = 34.24KN$

$\tau = T/b*d = 34.24*10^{-3}/(1*0.13) = 0.263MPa$

$\bar{\tau} = 0.07*f_{c28}/\gamma_b = 1.17MPa \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Armatures de répartition :**

- **En travée :**

$A_r^t = \frac{A_s}{4} = \frac{10.18}{4} = 2.54cm^2/ml$

Soit : $A_r^t = 6HA8 = 3.02cm^2/ml$ et $St = 16 cm$.

-**en appuis :**

$A_r^a = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2/ml$

Soit : $A_r^a = 3HA8 = 3.02cm^2/ml$ et $St = 33 cm$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33 cm) = 33cm > 11 cm \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45 cm) = 45cm > 20cm \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l’ELS :

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.48. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
24.64	24.05	2.57	34.02	28.92	4.95	13938	10.28	15	vérifiée
En appui									
24.6 4	24.0 5	2.5 7	34.02	17.01	3.9 2	8995.2	7.42	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$e \geq \max (3/80, M_t^x/20 * M_0^x) l_x \Leftrightarrow 0.15 < 0.221 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

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

Tableau III.49. Evaluation de la flèche dans l'escalier de RDC.

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
5.2	5.65	16.75	21.74	28.90	8995.2	190064
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.92	67369	58702	52233	103263	0.470	0.520

➤ **Escalier de s.sol**

• **Calcul des sollicitations :**

• **A L'ELU**

Calcul des réactions:

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

Après calcul de la RDM, on trouve:

$R_A = 33.04 \text{ KN.}$

$R_B = 33.08 \text{ KN.}$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau de la page suivante :

Tableau III.50.Tableau de ferrailage de la partie AD= EH de l’escalier à deux volées en travée et aux appuis.

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
34.69	0.145	0.196	0.119	8.32	1.57	9.05=8HA12	12.5
En appui							
23.19	0.096	0.127	0.123	5.38	1.57	5.65=5HA12	20

• **Vérification de l’effort tranchant :**

$T = 33.08KN$

$\tau = T/b*d = 33.08*10^{-3}/(1*0.13) = 0.254MPa$

$\bar{\tau} = 0.07*f_{c28}/\gamma_b = 1.17MPa \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Armatures de répartition :**

-en travée :

$A_r^t = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26cm^2/ml$

Soit : $A_r^t = 5HA8 = 2.51cm^2/ml$ et $St = 20 cm$.

-en appuis :

$A_r^a = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2/ml$

Soit : $A_r^a = 3AH8 = 1.51cm^2/ml$ avec : $St = 33 cm$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33 cm) = 33cm > 12.5cm \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45 cm) = 45cm > 20cm \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l’ELS :

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.51. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
23.75	23.78	2.60	33.32	28.32	4.70	12812	10.47	15	vérifiée
En appui									
24.64	24.05	2.57	33.32	13.33	3.9	8995.2	5.813	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$e \geq \max(3/80, M_t^x/20 * M_0^x) l_x \Leftrightarrow 0.15 < 0.220 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

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

Tableau III.52. Evaluation de la flèche dans l'escalier de RDC

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
5.2	5.65	16.20	21.14	28.31	8995.2	190064
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.95	68745	59479	52628	104222	0.46	0.5205

III.5. Calcul de la poutre palière :

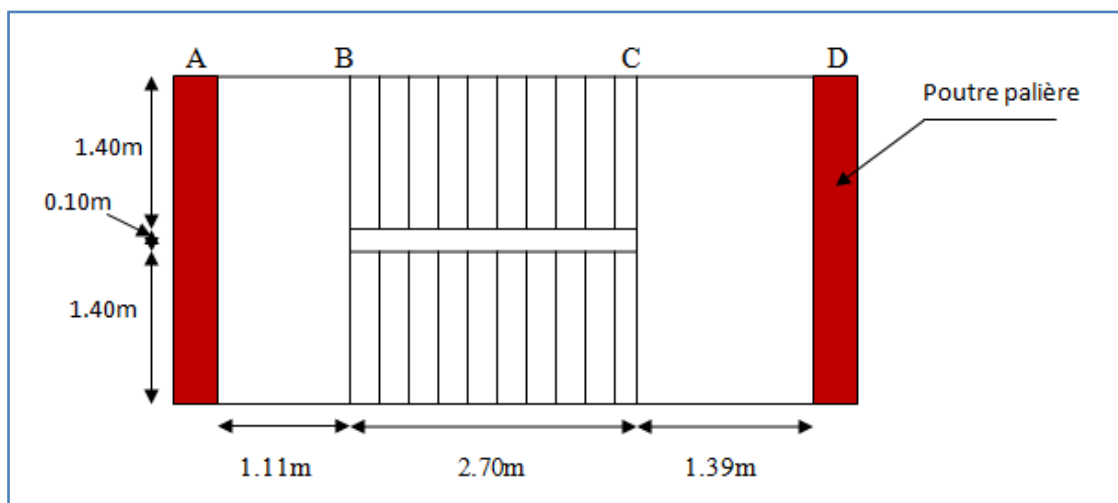


Figure III.25. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

La poutre palière, c'est une poutre partiellement encastree à ses extrémités dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. La poutre palière prévue pour être un support d'escalier. Dans notre cas, elle est normalement noyée dans l'épaisseur de la volée.

III.5.1. Pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre est limitée comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Nous avons : $L = 2.90 \text{ m}$

$$\rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19.33 \leq h \leq 29 \quad \text{on adopte } h = 30 \text{ cm}$$

D'où on tire la largeur b comme suit :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$\rightarrow 9 \leq b \leq 18 \quad \text{on adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification aux conditions de l'RPA99/v2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 1 \leq 4 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{array}$$

Donc la section de la poutre palière sera : B (30x30) cm²

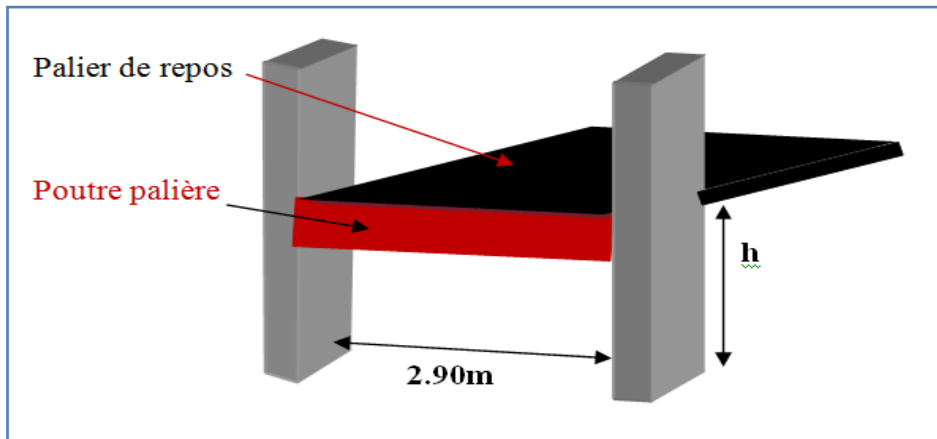


Figure III. 26: Vue 3D pour la poutre palière

Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure suivante :

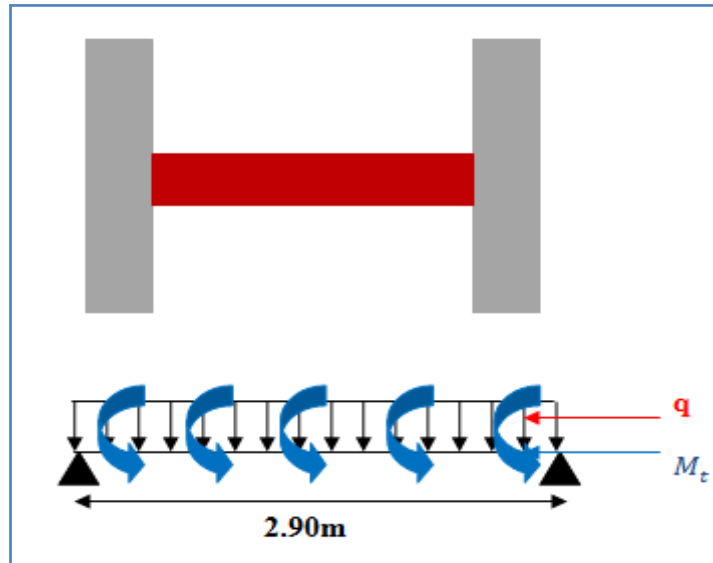


Figure III. 27: Schéma statique pour poutre palière

III.5.2.Evaluation des charges:

Dans notre cas la poutre palière est soumise à son poids propre et la réaction de la volée due à l’escalier

Le poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

La réaction de la volée : $\begin{cases} R_U = R_A = 33.36 \text{ KN/ml} \\ R_S = 23.99 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Combinaison des charges:

A l’ELU : $q_u = 1.35G + R_U = 3.04 + 33.36 = 36.39 \text{ KN/ml}$

A l’ELS: $q_s = G + R_s = 2.25 + 23.99 = 26.24 \text{ KN/ml}$

III.5.3.Calcul des sollicitations :

a) **Le moment fléchissant(M) :**

le moment en travée : $M_t = \frac{qL^2}{8}$

le moment sur appuis : $M_a = \frac{qL^2}{8}$

Dans notre cas :

$\begin{cases} \text{à l’ELU: } M_t = \frac{36.39 \times 2.9^2}{8} = 38.25 \text{ KNm} \\ \text{à l’ELS: } M_t = \frac{26.24 \times 2.9^2}{8} = 27.58 \text{ KNm} \end{cases}$

En travée: $\begin{cases} \text{à l’ELU: } M_t^u = 32.51 \text{ KNm} \\ \text{à l’ELS: } M_t^{ser} = 23.44 \text{ KNm} \end{cases}$

Sur appuis : $\begin{cases} \text{à l'ELU: } M_a^u = -19.12 \text{ KNm} \\ \text{à l'ELS: } M_a^{ser} = -13.69 \text{ KNm} \end{cases}$

b) Effort tranchant(V) :

$V = \frac{qL}{2}$ Donc :

à l'ELU: $V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{36.39 \times 2.9}{2} = 52.76 \text{ KN}$

III.5.4. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

La section de calcul de la poutre est comme le montre la figure, avec :

$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; e = 2 \text{ cm}$

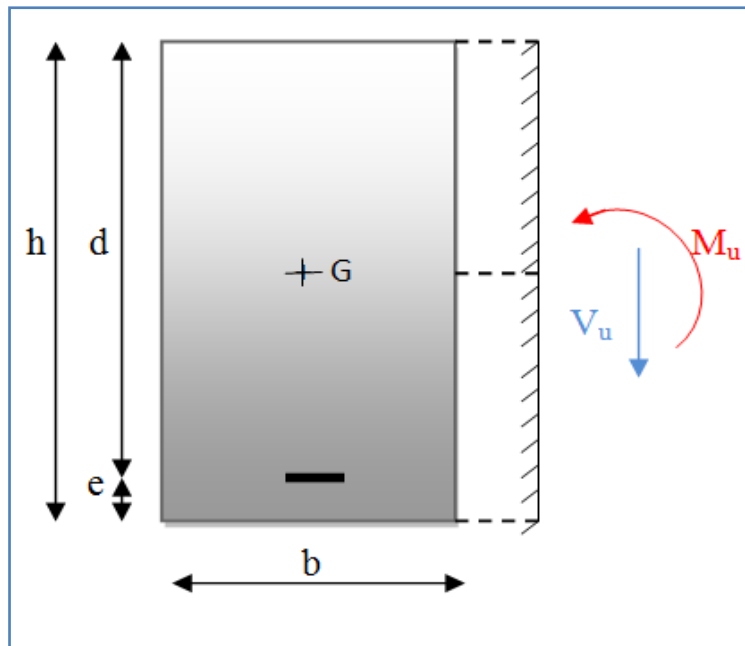


Figure III. 28: section de calcul de poutre palière

Armatures longitudinales :

1. /Ferrailage en travée :

On a: $M_u = 32.51 \text{ KNm/ml} ; M_s = 23.44 \text{ KNm/ml}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32.51}{23.44} = 1.38$$

$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.292$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.0292 < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.037$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en pivot A

$$z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.28(1 - 0.4 \times 0.037) = 0.275m = 27.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{z_d \sigma_s} = \frac{32.51 \times 10^{-3}}{0.275 \times 348} = 3.39 * 10^{-4} m^2 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal :

La condition de non fragilité:

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ A_s^{RPA}; \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$\rightarrow \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 30; \frac{30 \times 30}{1000}; 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$\rightarrow \max \{4.5; 0.9; 1.01\} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max \{A_{s_{min}}; A_s^{ELU}\} = \{4.5; 1.317\} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

Ferraillage sur appuis :

$$\text{On a: } M_u = -19.12 \text{ KNm/ml} ; \quad M_s = -13.69 \text{ KNm/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19.12}{13.69} = 1.39$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.024$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en pivot A

$$z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.28(1 - 0.4 \times 0.024) = 0.277m = 27.7 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{z_d \sigma_s} = \frac{19.12 \times 10^{-3}}{0.277 \times 348} = 1.98 * 10^{-4} m^2 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_{s_{min}}; A_s^{ELU}\} = \{4.5; 2.76\} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant (ELU) :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{v_u}{b * d} = \frac{52.76 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.628 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.628 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il apparait que les contraintes de cisaillement ne dépassent pas les valeurs de contraintes admissibles, mais on doit prévoir des armatures transversales.

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié 99 on a :

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$\begin{cases} K = 1, & \text{pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ & \text{pour les armatures droites} \end{cases}$$

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min(0.9 d \text{ et } 40 \text{ cm}) \\ S_T &\leq \min(0.9 \times 28; 40) = 25.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donc on adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc la section d'armatures transversales sera :

$$A_t \geq \frac{b S_t \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.628 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = 0.0287 \text{ cm}^2$$

Ferrillage sous sollicitations de torsion :**Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée 99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\begin{aligned} \tau_{uT} &= \frac{T_U}{2 \Omega b_0} \\ T_U &= \frac{M^a * l}{2} = 31.71 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Avec : } b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : Le moment de torsion ultime, il est égal à : 23.49 KNm.

a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

Donc :

$$a = b = 0.30 \rightarrow b_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \tau_{uT} = \frac{T_U}{2\Omega b_0} = \frac{31.71 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 5.07 \text{ Mpa}$$

6.7) Vérification de contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 conseille de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{UV}^2} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{UV}^2} = \sqrt{5.07^2 + 0.628^2} = 5.1 \text{ Mpa} > 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc on augmente la section de la poutre palière, on opte **(b*h) = (35*35) cm²** les valeurs obtenir sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Calcul à la flexion simple et torsion

	M ^u (KN.m)	M ^s (KN.m)	γ	A _S ^{ALU} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{ado} (cm ²)
En travée	33.49	24.17	1.38	3.00	4.5	4.5
En appuis	-19.70	-14.21	1.386	1.73	4.5	4.5
Effort tranchant						
τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)		Observation			
0.470	3.33		Vérifiée			
Torsion						
T _U (KN.m)	Ω (m ²)	τ_{uT} (Mpa)	$\sqrt{(\tau_{uT}^2 + \tau_{UV}^2)}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	observation	
28.56	0.0852	2.89	2.92	3.33	Vérifiée	

Détermination des armatures de torsion :

Les armatures longitudinales :

En appliquant la règle des coutures au plan de la section droite de pièce :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_U}{2\Omega}$$

$\sum A_l$: est la section d'acier longitudinales à répartir pour le pourtour de la section pour la torsion, et que l'on note A_S^T

U : Le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.35 - 0.058) + (0.35 - 0.058)] \times 2 = 1.63 \text{ m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_S^T = \frac{\gamma_s U T_U}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 1.63 \times 28.56 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.0852} = 7.85 \times 10^{-4} \text{ m} = 7.85 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

En utilisant la même règle :

$$\frac{A_t^T f_{et}}{S_t \gamma_t} = \frac{T_U}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_U}{2 f_{et} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.1 \times 28.56 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.0852} = 4.81 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.481 \text{ cm}^2$$

Ferraillage totale :

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :

a.1) En travée :

$$A_S^{travée} = A_S^{flexion} + A_S^{torsion} = 4.5 + \frac{7.85}{2} = 8.42 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera 6HA14 = 9.24cm²

a.2) En appuis :

$$A_S^{appui} = A_S^{flexion} + A_S^{torsion} = 4.5 + 7.85/2 = 8.42 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera 6HA14 = 9.24 cm²

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.178 + 0.481 = 0.659 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 barres de 8 avec : $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ c'est-à-dire un cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8$

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante :

Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion) :

En travée :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{9.24 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.058 \times 1} = 6.37 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{9.24 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.058 \times 1} = 6.37 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \\ A_t \geq A_{t_{min}}^{RPA} = 0.003 sb \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} = \frac{1.51 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.058 \times 0.15} = 6.94 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.003 sb = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

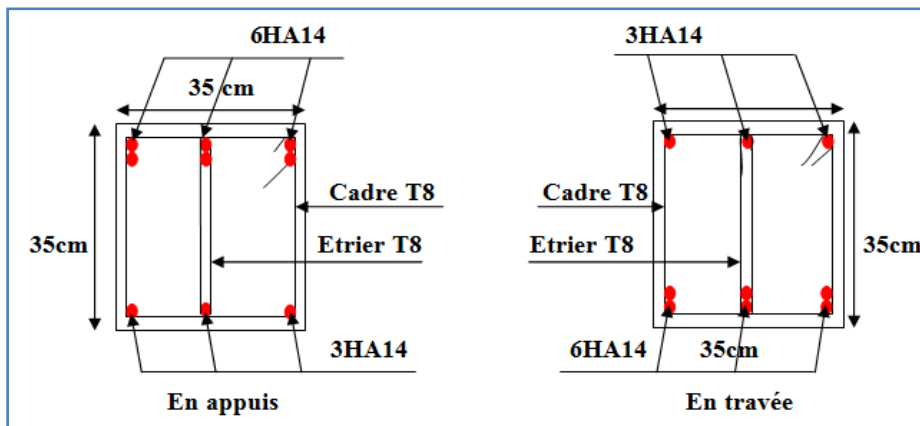


Figure III. 29: schémas de ferrailage de la poutre palière

III.6. L'ascenseur :

III.6.1.Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes : [ANNEXE I]

- $B_s = 1,6 \text{ m}$

- $T_s=2.1\text{m}$
- $H_k=2,20\text{ m}$
- $P_M=1500\text{ daN}$
- $D_M=4300\text{ daN}$
- $F_c=5000\text{ daN}$
- $v = 0,63\text{ m/s}$

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 630 kg

$$: P = D_m + P_m + P_{personnes} = 4300 + 1500 + 630 = 6430\text{daN}.$$

III.6.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

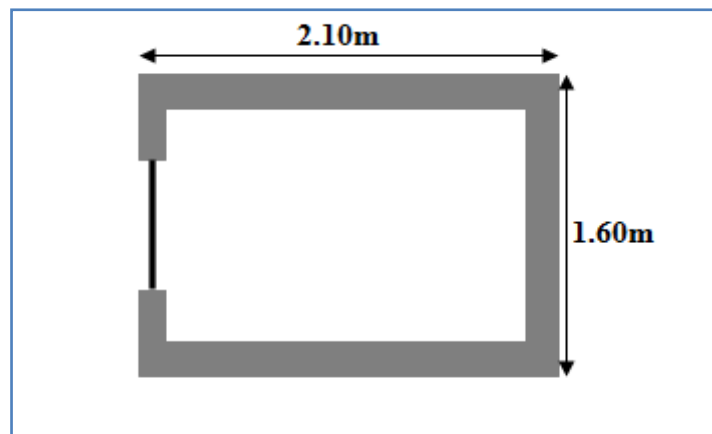


Figure III. 30: cage d'ascenseur

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

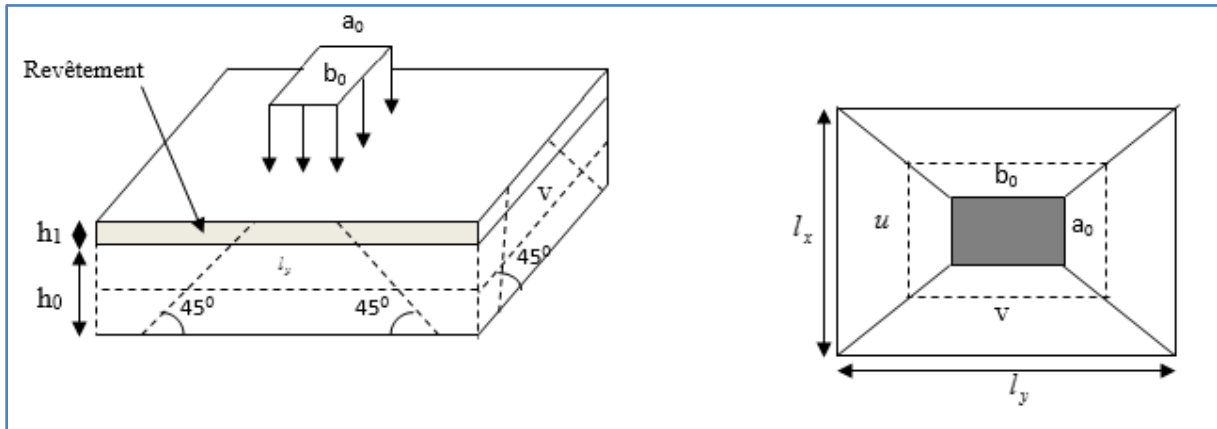


Figure III.31.Schéma représentatif de la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \partial l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \partial l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 105 \text{ cm} \\ V = 105 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 210 \text{ cm} \end{cases}$$

III.6.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

a) M^{x1} et M^{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 \quad \frac{U}{l_x} = 0,65 \quad \frac{V}{l_y} = 0,5$$

D'où : $M^1 = 0,0855$

$$M^2 = 0,065$$

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 86,80 \text{ KN (avec } P = 64,3 \text{ KN)}$$

$$M_{x1} = M_1 \cdot q_u = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 \cdot q_u = 5,64 \text{ KN.m}$$

b) M^{x2} et M^{y2} du système :

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0,76 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

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

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0608 \times 8,25 \times 1,6^2 = 1,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,5274 \times 1,28 = 0,6772 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,42 + 1,28 = 8,7 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,64 + 0,677 = 6,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.2.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 7,39 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 5,36 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = -0,5 \times M^x = -4,35 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = -4,35 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.54.Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A ^t calculée (cm ² /ml)	A ^t adoptée (cm ² /ml)	A ^a calculée (cm ² /ml)	A ^a adoptée (cm ² /ml)
X-X	7.39	4.35	1.67	3T10= 2.36	0.97	3T8=1.51
Y-Y	5.36	4.35	1.20	3T10=2,36	0.97	3T8=1.51

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_s = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rho = 0.76 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c : 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$q_u = 86.80 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 85.05 \leq 0.045 \times 0.2 \times 25 \times 10^3 \times 4.2 / 1.5 = 630 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$T^v = T^u = q_u / (3 * u) = 27.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T^u / (b * d) = 27.55 * 10^{-3} / (1 * 0.13) = 0.21 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 64.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.33 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 5.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0672$$

$$\mu_y = 0.6580$$

$$M^{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.677 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 7.36 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 5.94 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M^x = 6.25 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M^y = 5.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 * M^x = -3.68 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser}}{I} \times y$$

(On prend $M^t = 6.25 \text{ KN.m}$)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 2.76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^2 + 15 A_s (d - y) = 4412 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.82 \text{ MPa}$$

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

• **La flèche :**

D’après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

- 1 $e \geq \max (3/80, M_{lx} / (20 * M_0) l_x) \Leftrightarrow 0.15 > 6.25 * 1.6 / (20 * 7.36) = 0.068$condition vérifiée
- 2 $A_s / (b * d) \leq 2 / f_e \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005$ condition vérifiée

Schéma de ferrailage :

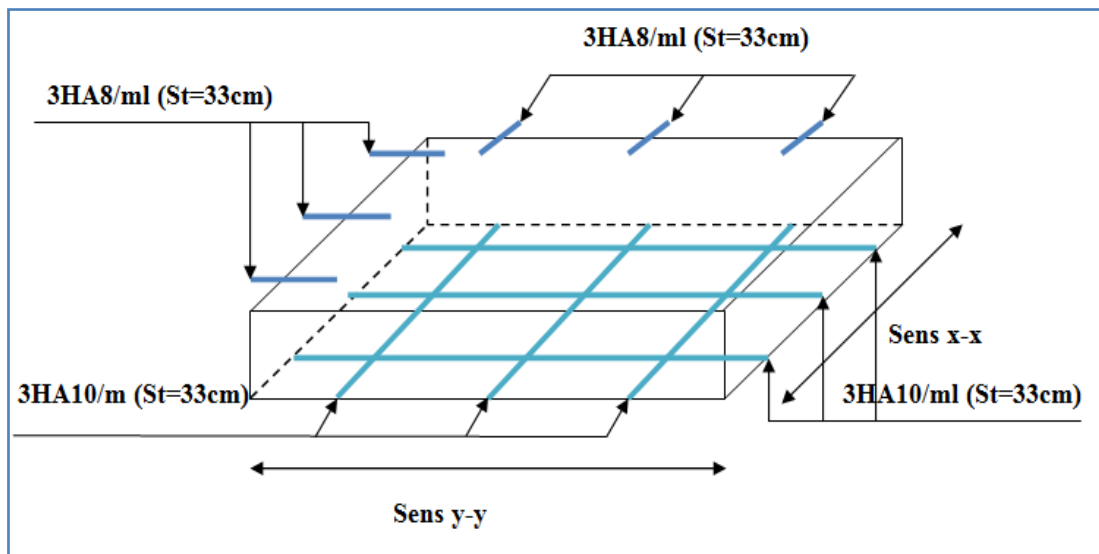


Figure III.32.Schéma de Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

III.7. Etude de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l’infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l’effort (F^p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.7.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l’acrotère sera calculé en flexion composée.

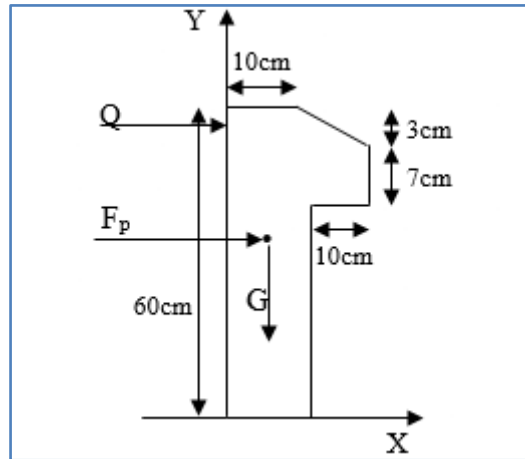


Figure III.33.Schéma de l'acrotère

III.7.2 Evaluation des charges et surcharges :

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

$$S_{acr} = 0,069 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.7.2.1. Charge verticale :

Tableau III.55.Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.4	2.125	1.00

III.7.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.125 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.125 \Rightarrow F_p = 1.02 \text{ KN}$$

III.7.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5.86 \text{ cm} \\ Y_G = 32.77 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } X_G = \frac{60 \cdot 10 \cdot 5 + 7 \cdot 10 \cdot 15 + 10 \cdot 3/2 \cdot (10 + 10/3)}{690} = 5.86 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{60 \cdot 10 \cdot 30 + 7 \cdot 10 \cdot 53.5 + 3 + 10/2 \cdot 58}{690} = 32.77 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.125 \text{ KN} \\ M_Q = Q \cdot h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \cdot Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.02 \cdot 0.3277 \Rightarrow M_{F_p} = 0.334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.56. Combinaisons d'action de l'acrotère

	ELU accidentelle	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.125	2.86	2.125
M (KN.m)	0.9334	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.9334}{2.125} = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m .}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \cdot e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle « e » par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max(2\text{cm}, 60/250) = 2\text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot 0.6 = 1.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.01\text{m}$$

D'où : $e = 0.44 + 0.02 + 0.01 = 0.47\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 2.86\text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 2.86 \times 0.47 = 1.34\text{ KN.m}$

III.7.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

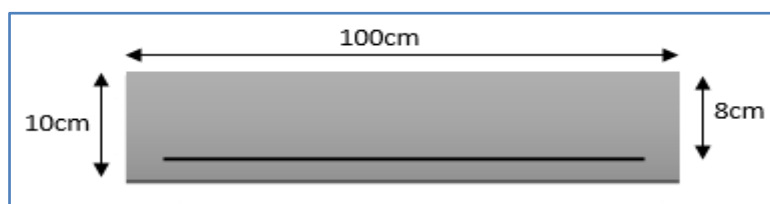


Figure III.34.Schéma de la section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u * (d - \frac{h}{2}) = 1.34 + 2.86 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.42$$

$$\Rightarrow M_u = 1.34 + 2.86 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0188$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0793 \text{ m}$$

$$A_{Ls} = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{0.0793 * 348} = 0.514 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.514 * 10^{-4} - \frac{2.86 * 10^{-3}}{348} = 0.431 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b * d) = 2.02 * 10^{-3} / (1 * 0.08) = 0.0252 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0252 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1, 3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21)

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$d = 0.08$ m ; $N_{ser} = 2.125$ KN ; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6$ KN.m; $\eta = 1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_A$$

e_A : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.125) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.312 \text{ m}$$

$e_A > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.312 \Rightarrow c = -0.232$ m.

$$c = -0.232 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \cdot c^3 + 90 \cdot A \cdot \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \cdot c^2 + 90 \cdot A \cdot (d - c) / b$$

$$P = -3 \cdot 0.232^2 + (0.08 - 0.232) \cdot \frac{90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4}}{1} = -0.164 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \cdot (-0.232)^3 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(0.08 + 0.232)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0267 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.26 \Rightarrow y_{ser} = 0.028$ m.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.000235 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.125 \times 10^{-3}}{0.000235} \times 0.028 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.253 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y) = 7.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

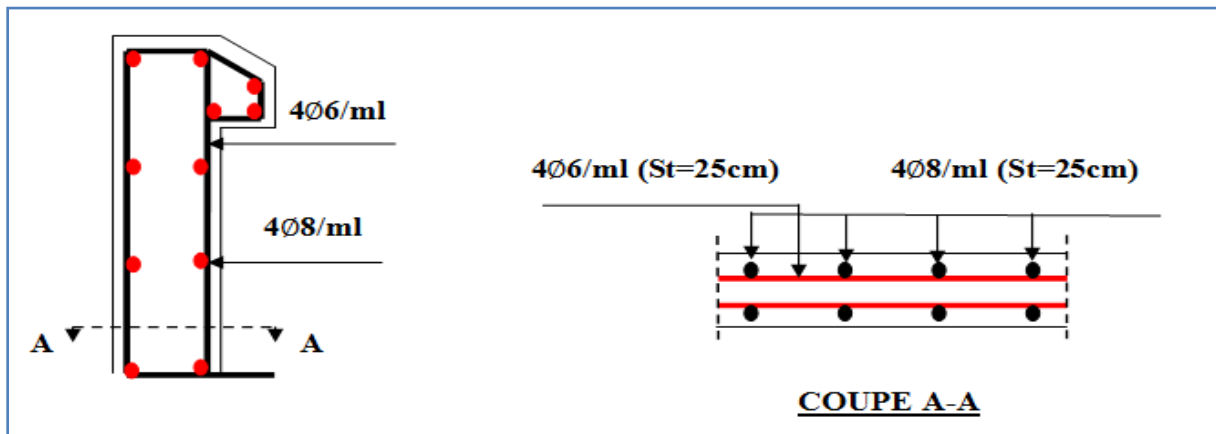


Figure III.35. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.8. Conclusion :

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple. La méthode de Caquot minorée s'est trouvée bien adaptée à notre cas. Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure.

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm a été ferrillée avec un quadrillage d'armatures (treilles soudé)

Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée. Le ferrillage ainsi déterminé représenté sur la figure (III.35).

Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrillage de ces derniers a été fait à la flexion simple.

Enfin on a étudié et donc calculé le ferrillage d'assesseur. Qui se fait à la flexion simple.



Chapitre 04 :
Étude séismique

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **SAP2000 version 14.2.2**

IV.2. Présentation du logiciel de calcul (SAP2000v14.2.2):

SAP est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, Châteaux d'eau....) et travaux publics (ponts, tunnels....). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

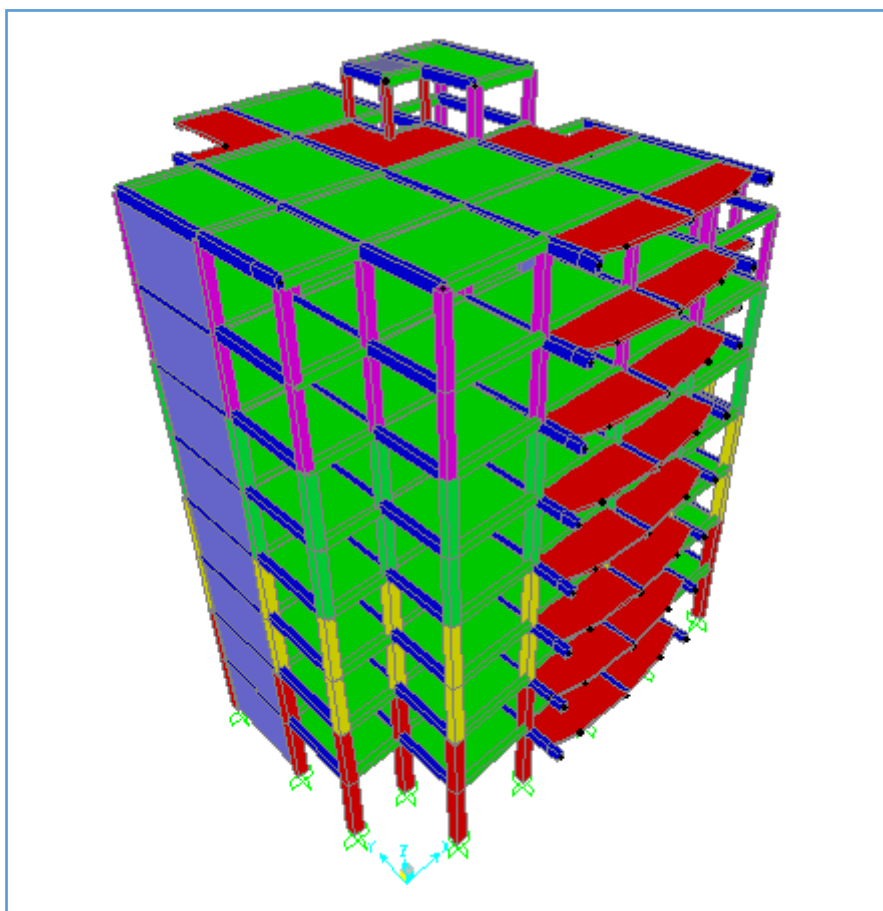


Figure IV.1.Modélisation 3D de la structure

IV.3. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire.
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent. Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée.

IV.4. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

RPA99 (Article

4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
4.1)

RPA99 (Tableau

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A=0.15$
- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$

- Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_d liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau de la page suivante :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

Critère q	Observé	P_q /xx	Observé	P_q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	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 qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc $Q_x = Q_y = 1.2$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2. Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30
3	Entrepôts, hangars, ...	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	0.50
5	Autres locaux non visés ci-dessus	1.00
		0.60

Concernant notre projet on prend $\beta = 0.20$.

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99**(Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99**(Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_4 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.70 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau IV.3. Les valeurs de $\zeta(\%)$

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 29.74m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.4. Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (29.74)^{3/4} = 0.64 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$$\text{Donc : } T_{exp} = 1.3 \times T \leftrightarrow T_{exp} = 0.83 \text{ seconds}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

4-7)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25.55m, \quad L_y = 18.50m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.53s \\ T_y = 0.63s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T_2) = 0.53s < T_2 = 0.70s$$

$$T_y = \min (T_y; T_2) = 0.63s < T_2 = 0.70s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 = 2.04 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 = 2.04 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sxx} = 1.3 \times 0.53 = 0.69 \text{ s} \\ T_{syy} = 1.3 \times 0.63 = 0.82 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.20}{5} \times 29821.369 = 2191.41 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.20}{5} \times 29821.369 = 2191.41 \text{ KN}$$

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-}$$

13)

Pour notre étude le spectre de repense étant intégrée dans le logiciel robot structural analysis avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- ✓ La zone **IIa**
- ✓ Groupe d'usage **2**
- ✓ Facteur de qualité ($Q_x=Q_y=1.20$)
- ✓ Coefficient de comportement global de la structure **R=5**
- ✓ Site très meuble **S4**
- ✓ Le pourcentage d'amortissement critique $\zeta = 8.5$

Comme le montre la figure suivante :

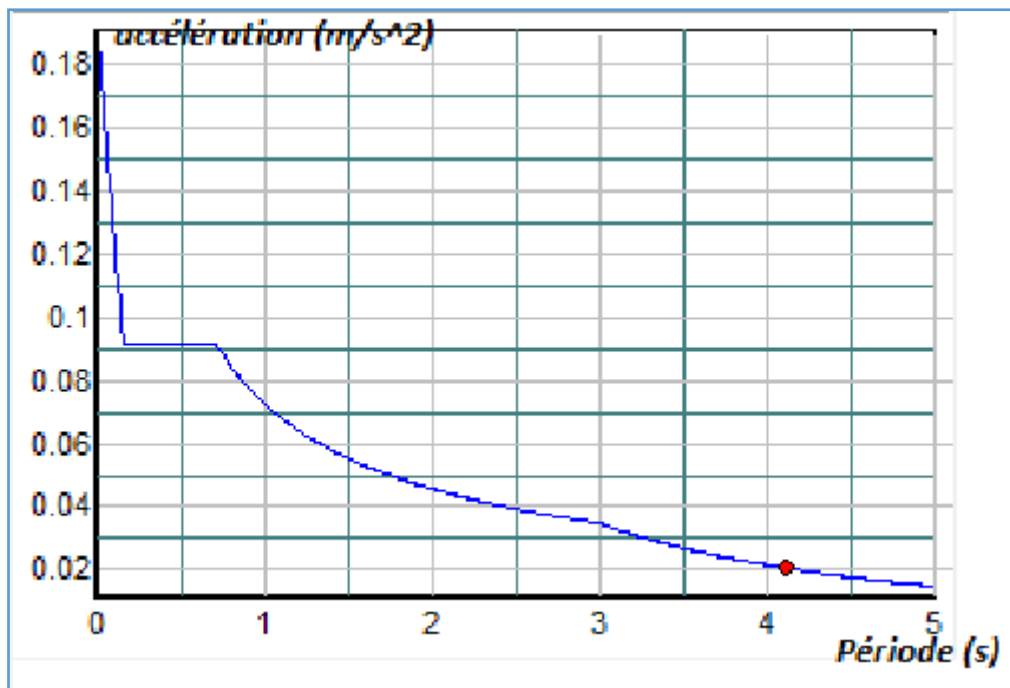


Figure IV.2. Le spectre de réponse

IV.4.3.Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.5.Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**.

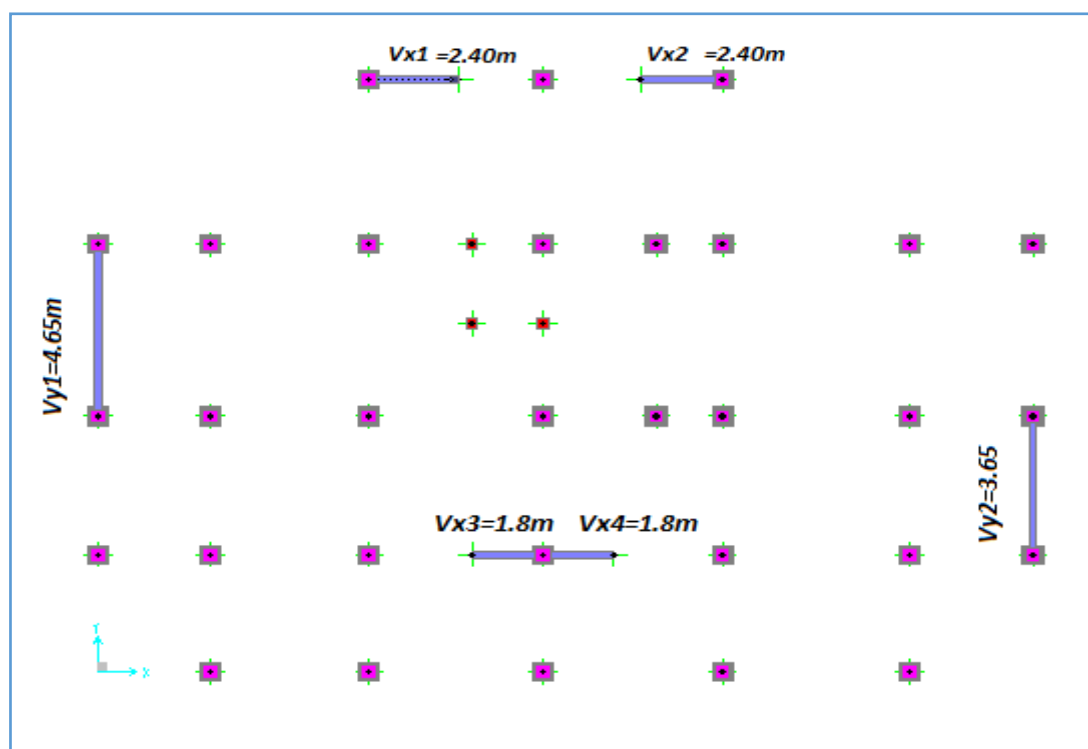


Figure IV.3.Disposition des voiles.

IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA/2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st}

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	Observation
Sens x-x	1920.61	1753.128	Vérifiée
Sens y-y	1956.86	1753.128	Vérifiée

Remarque : dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, tous les paramètres de la réponse vont être majorés par le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$

IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Résultantes obtenues :

Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.6. Modes et période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Fréquence [Hz]	Période (sec)	Masse cumulée (%)			Masse modale (%)		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.30	0.76	71.7	0.01	0	71.7	0.01	0
2	1.67	0.59	71.71	68.18	0	0.01	68.17	0
3	2.34	0.42	72.14	68.31	0	0.4	0.1	0
4	4.24	0.23	86.39	68.32	0	14.25	0	0
5	5.09	0.19	86.40	78.49	0.01	0.01	10.17	0
6	8.06	0.12	86.62	87.64	0.01	0.2	9.15	0
7	8.52	0.11	92.42	88.47	0.01	5.8	0.8	0
8	9.77	0.10	92.58	91.31	0.02	0.15	2.83	0.07
9	11.24	0.08	92.58	91.33	0.02	0	0.02	7.28
10	11.86	0.08	92.66	91.33	25.19	0.08	0	22.01
11	12	0.08	92.67	92.34	36.81	0	0.01	0
12	12.88	0.07	92.96	92.65	40.17	0.2	0.3	2.98

La masse modale est atteinte au 7^{ème} mode selon x-x et au 8^{ème} mode selon y-y, cela veut dire que les 8 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui est proche du comportement réel de cette dernière.

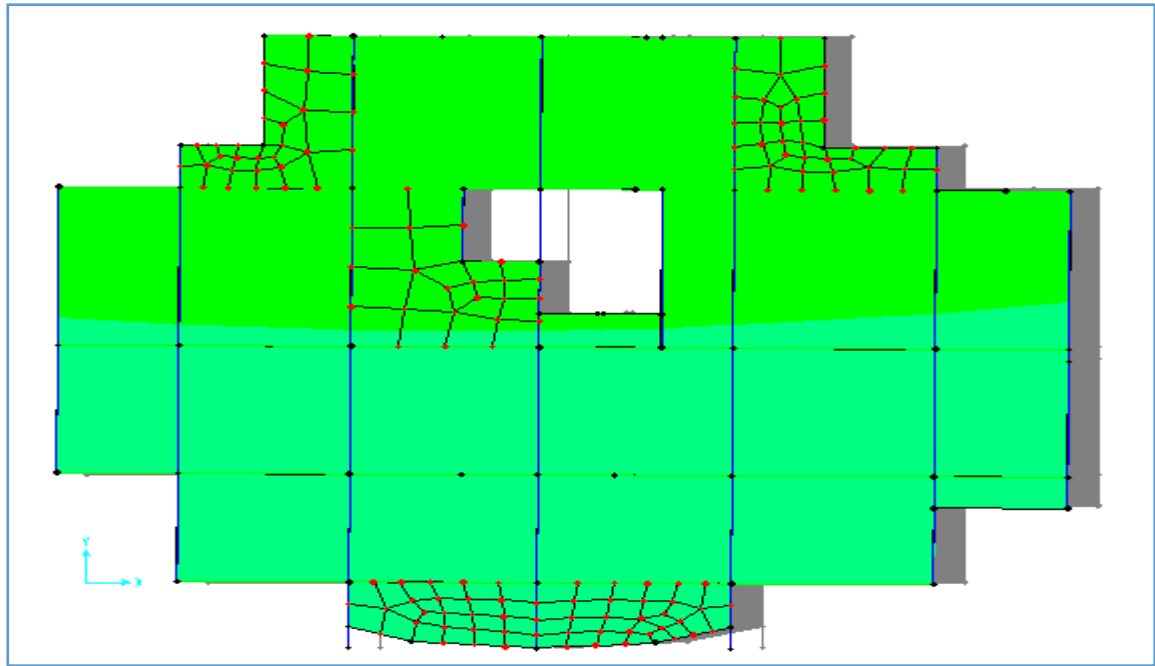


Figure IV.4.1^{er} mode translation selon x avec $T=0.76s$.

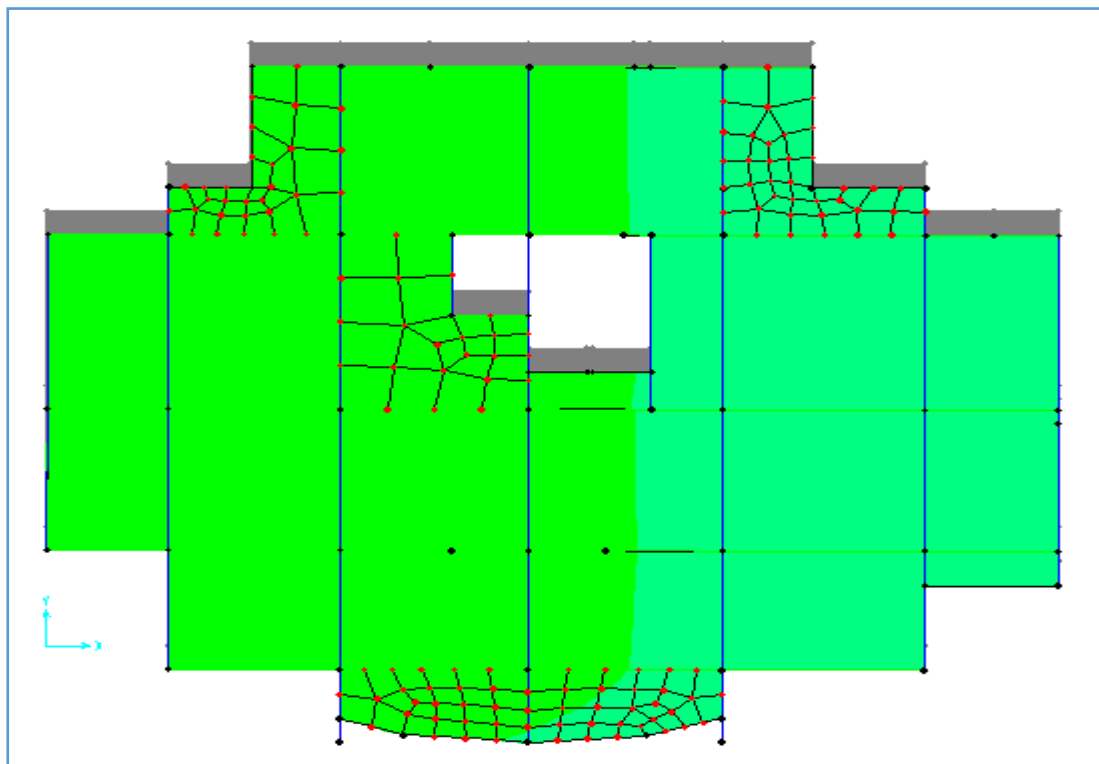


Figure IV.5.2^{eme} mode translation selon y avec $T=0.59s$.

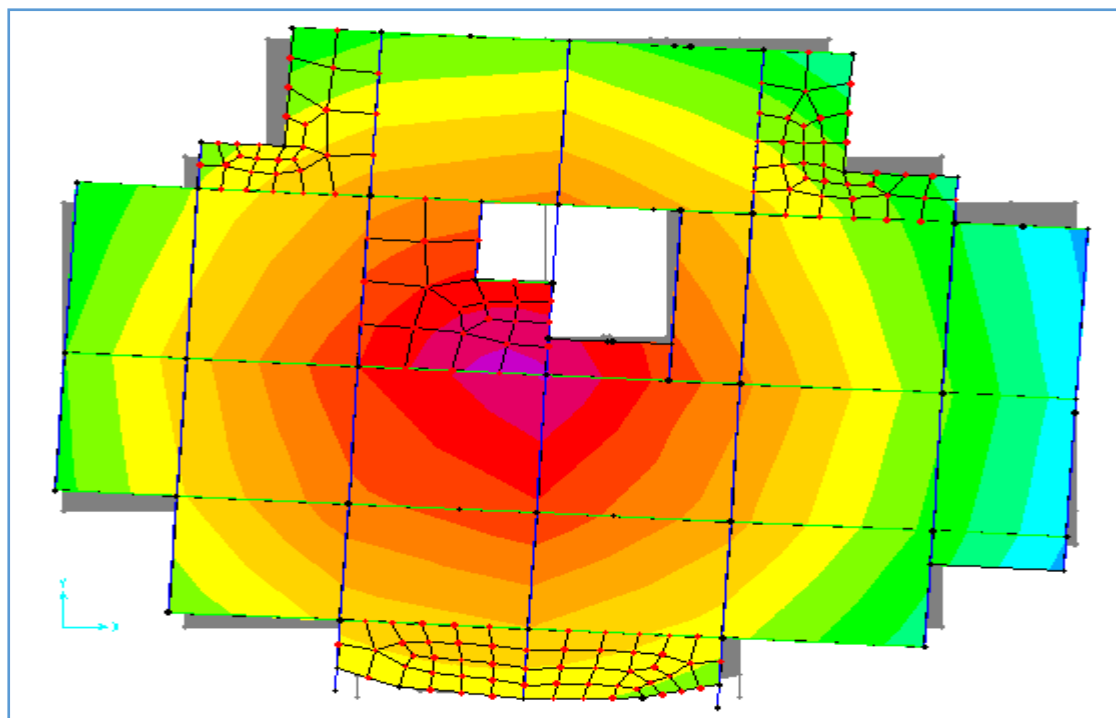


Figure IV.6.3^{ème} mode rotation autour z avec T=0.50s

Justification de l'interaction voiles-portique :

Les tableaux IV.7 ; IV.8, illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

L'interaction sous charges verticales :

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Tableau IV.7. Vérification sous charges verticales.

Etage	Charge totale (KN)	Charge sur portique (KN)	Charge sur voile (KN)	Pourcentage repris (%)	
				Portique	voile
RDC	33327.977	29723.502	3604.475	89.18	10.82
1	28558.975	23780.821	4778.154	83.27	16.73
2	23897.349	19567.884	4329.465	81.88	18.12
3	19372.086	15756.217	3615.869	81.33	18.67
4	14638.746	11708.78	2929.966	80	20
5	10449.956	8336.45	2113.506	80.01	19.98
6	5516.994	4310.314	1206.68	78.13	21.87
7	2858.157	2238.615	619.542	78.32	21.68

L'interaction sous charges verticales est vérifiée presque dans tous les niveaux sauf dans les deux derniers étages on peut les justifier à cause d'irrégularité en élévation (contrainte d'architecte).

• **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

Tableau IV.8. Vérification sous charge horizontales.

/ étage	Selon x-x				
	Charge totale (KN)	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1862.075	867.439	994.636	46.58	53.41
1	1861.825	963.865	897.96	51.76	48.23
2	1738.301	936.407	801.84	53.86	46.23
3	1562.241	1017.771	544.47	65.14	34.85
4	1319.872	797.786	522.086	60.44	39.55
5	1038.894	787.089	251.805	75.11	24.89
6	638.857	478.437	160.42	74.88	25.11
7	500.868	386.443	114.425	77.15	22.84
/ étage	Selon y-y				
	Charge totale (KN)	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1927.017	673.828	1253.189	34.96	65.03
1	1865.016	467.725	1397.291	25.07	74.92
2	1739.469	516.995	1222.474	29.72	70.27
3	1565.26	609.667	955.609	38.94	61.05
4	1332.717	519.185	813.532	38.95	61.04
5	1055.633	556.85	498.783	52.75	47.24
6	629.2	414.459	214.741	65.87	34.12
7	422.706	348.141	74.565	82.36	17.64

L'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :
7.1.3.3)

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

RPA 99.V2003 (Article

Nd : Effort normal de calcul retiré
 par logiciel **SAP2000v14.2.2.**

à partir des résultats donnés

Bc : L'aire brute du poteau.

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Poteau	b (cm)	h(cm)	aire (cm ²)	N _d (KN)	ν	observation
Poteau 01	55	55	3025	1983.09	0.26	vérifiée
Poteau02	50	50	2500	1456.066	0.23	vérifiée
Poteau 03	45	45	2025	952.767	0.18	vérifiée
Poteau 04	40	40	1600	466.085	0.11	vérifiée

Justification vis-à-vis des déformations :

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

RPA99.V2003 (Article 4.4.3)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA.V2003(Formule 4 - 19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k \dots \dots \dots \text{RPA99.V2003 (Art.5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage

Tableau IV.10. Vérification du déplacement.

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k / h_k (%)	observation
RDC	0.14	0.7	0	0.70	374	0.187	vérifiée
1	0.37	1.85	0.7	1.15	340	0.338	vérifiée
2	0.66	3.3	1.85	1.45	340	0.42	vérifiée
3	0.97	4.85	3.3	1.55	340	.456	vérifiée
4	1.28	6.4	4.85	1.55	340	0.456	vérifiée
5	1.55	7.75	6.4	1.35	340	0.397	vérifiée
6	1.80	9	7.75	1.25	340	0.368	vérifiée
7	2.03	10.15	9	1.15	340	0.338	vérifiée
Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k / h_k (%)	observation

RDC	0.073	0.365	0	0.37	374	0.098	vérifiée
1	0.196	0.980	0.365	0.62	340	0.181	vérifiée
2	0.35	1.75	0.980	0.77	340	0.226	vérifiée
3	0.54	2.70	1.75	0.95	340	0.279	vérifiée
4	0.73	3.65	2.7	0.95	340	0.279	vérifiée
5	0.93	4.65	3.65	1.00	340	0.294	vérifiée
6	1.13	5.65	4.65	1.00	340	0.294	vérifiée
7	1.29	6.45	5.65	0.80	340	0.235	vérifiée

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1%, et ce pour x-x et y-y.

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA 5.9]

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99.V2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ **RPA99.V2003(Article 5.9)**

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 ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification de l'effet $P-\Delta$

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x				Sens y-y			
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	obs	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	obs
RDC	374	29724.74	0.70	1862.07	0.03	vérifiée	0.37	1927.017	0.015	vérifiée
1	340	25472.89	1.15	1861.82	0.046	vérifiée	0.62	1865.016	0.025	vérifiée
2	340	21327.96	1.45	1738.301	0.052	vérifiée	0.77	1739.469	0.028	vérifiée
3	340	17319.31	1.55	1562.24	0.051	vérifiée	0.95	1565.276	0.031	vérifiée
4	340	13125.97	1.55	1319.87	0.045	vérifiée	0.95	1332.717	0.028	vérifiée
5	340	9430.451	1.35	1038.89	0.036	vérifiée	1.00	1055.633	0.026	vérifiée
6	340	5045.711	1.25	638.857	0.029	vérifiée	1.00	629.2	0.024	vérifiée
7	340	2659.63	1.15	500.868	0.018	vérifiée	0.80	422.706	0.015	vérifiée

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets $P-\Delta$ peuvent être négligés.

IV.8. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les vérifications de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, sont satisfaites.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



Chapitre 05 :
Etude
des éléments structuraux

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux poutre et les voiles)

Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Etude des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

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 **BAEL91/99**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000v14.2.2** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.2.2. Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

V.2.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

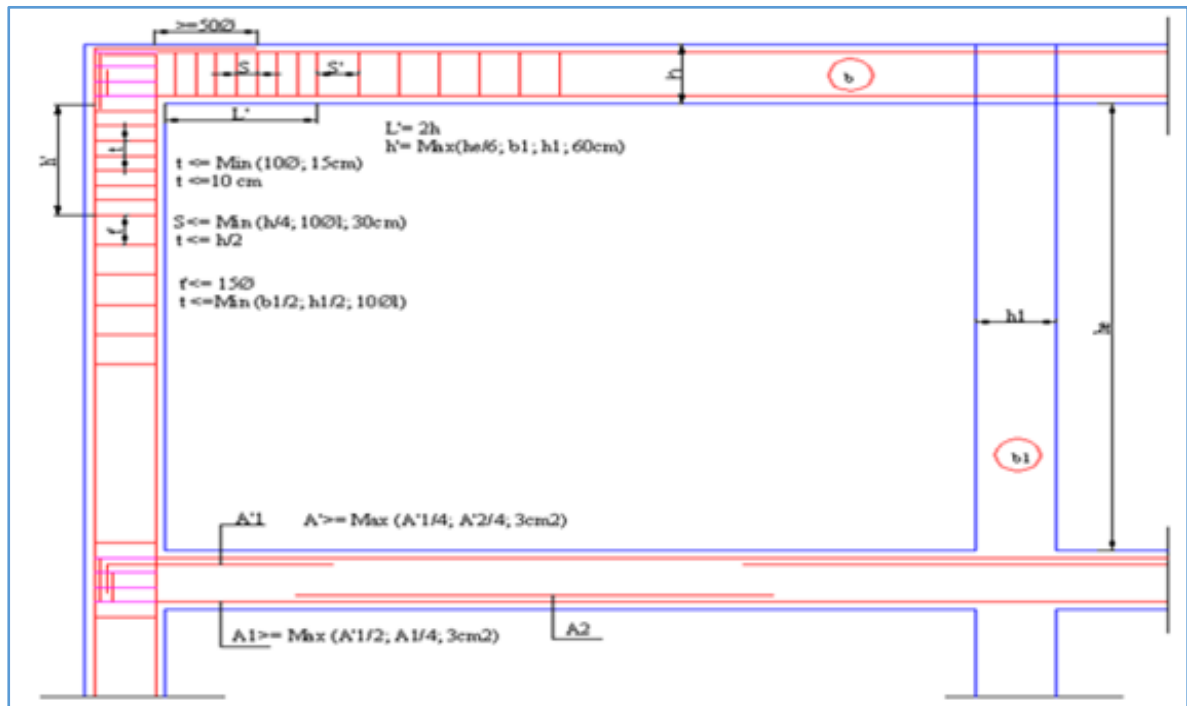


Figure V.1. Disposition constructives des portiques

V.2.4.Recommandation de BAEL91/99 :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91/99 (Art F.IV.2)}$$

V. 2.5. Calcul du ferrailage :

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel **SAP 2000V14.2.2**

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 44.05 \text{KN.m} \dots (G+Q+Ex) \\ M_a = 73.65 \text{KN.m} \dots (G+Q+Ex) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 44.05 \times 10^{-3} / (0.3 \times 0.42^2 \times 18.48) = 0.045 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.045}) = 0.057$$

$$Z = 0.42 * (1 - 0.4 * 0.057) = 0.41 \text{m}$$

$$A_{st} = 44.05 \times 10^{-3} / (0.41 * 348) = 3.08 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = 73.65 \times 10^{-3} / (0.3 \times 0.42^2 \times 18.48) = 0.075 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.075}) = 0.097$$

$$Z = 0.42 * (1 - 0.4 * 0.097) = 0.40 \text{m}$$

$$A_{st} = 73.65 \times 10^{-3} / (0.4 * 348) = 5.29 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires

<i>Niveau</i>	<i>Type de poutre</i>	<i>section</i>	<i>Localisation</i>	<i>M (KN.m)</i>	<i>V (KN)</i>	<i>A calcul (cm²)</i>	<i>A_{min} (cm²)</i>	<i>A_{adopté} (cm²)</i>	<i>N^{bre} de barres</i>
RDC	<i>p.s</i>	30×40	<i>Appuis</i>	73.65	96.75	5.29	6.75	5.75	3T14+1T12
			<i>Travée</i>	44.05		3.08		3.39	3T12
	<i>p.p</i>	30×45	<i>Appuis</i>	80.02	77.29	6.56	6	8.01	3T14+3T12
			<i>Travée</i>	71.70		5.88		6.16	4T14
Etage d'habitation	<i>p.s</i>	30×40	<i>Appuis</i>	95.36	86.25	6.85	6.75	8.01	3T14+3T12
			<i>Travée</i>	59.30		4.26		4.93	3T12+1T14
	<i>p.p</i>	30×45	<i>Appuis</i>	126.65	111.20	10.83	6	11.12	4T16+2H14
			<i>Travée</i>	109.78		9.53		10.65	3T16+3T14
Terrasse	<i>p.s</i>	30×40	<i>Appuis</i>	78.45	66.05	5.63	6.75	6.16	4T14
			<i>Travée</i>	42.50		2.97		3.39	3T12
	<i>p.p</i>	30×45	<i>Appuis</i>	83.89	84.87	6.88	6	8.01	3T14+3T12
			<i>Travée</i>	51.35		4.09		4.93	3T12+1T14

V.2.6. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54\text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81\text{cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.2.7. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t =$ un cadre $\emptyset 8$ + un étrier $\emptyset 8 = 2.01\text{cm}^2$

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1) S_{t1} = \min(0.9 * d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$$

$$2) S_{t2} \leq A_t \times \frac{f_e}{0.4 \times b} = 67\text{cm}$$

$$3) S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 42\text{cm}$$

2. Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$.

Soit $S_t = 15\text{cm}$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025\text{cm}^2$$

$A_l = 3.14 > A_{min} = 2.02cm^2$ Condition vérifiée

V.2.8. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité :

BAEL91/99 (Art F.IV.2)

$A_{min}0.23*b*d*f_{t28}/f_e=1.52cm^2$ condition vérifiée

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 5MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	95.36	0.75	5	Vérifiée
secondaires	126.65	1.14	5	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1). **BAEL91/99 (Art H.IV.2)**

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (2) $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l(cm^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	96.75	95.36	2.78	-4.47<0	Vérifiée
Secondaires	11.12	111.20	126.65	3.19	-7.73<0	Vérifiée

V.2.9. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91/99 (Art$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	54.46	73946	11.35	8.365	15	Vérifiée
	Travées	32.12	62025	10.35	5.36	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	38.96	51549	10.10	7.64	15	Vérifiée
	Travées	22.49	47023	9.63	4.60	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91/99** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \quad \text{BAEL91/99}$$

(Art B.6.5)

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres (L ≤ 8m)

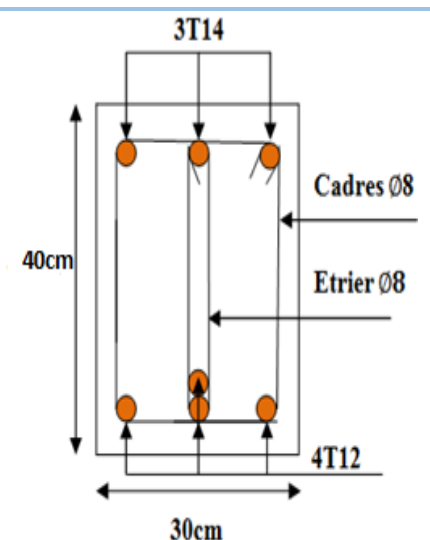
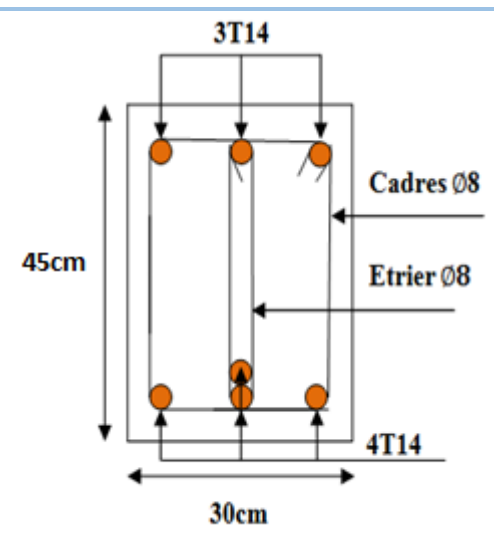
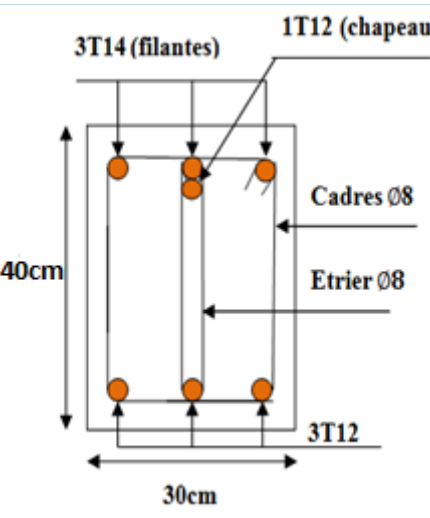
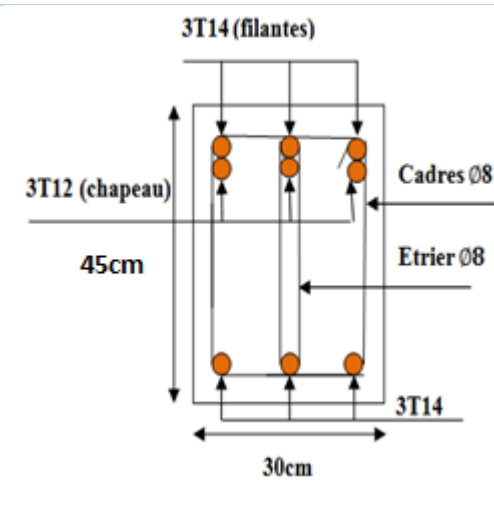
	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
P P	45	30	5.25	4.93	0.085	0.039	0.0063	0.01	Vérifié	Vérifiée	Vérifiée
P S	40	30	5	10.65	0.08	0.077	0.0082	0.01	Vérifié	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

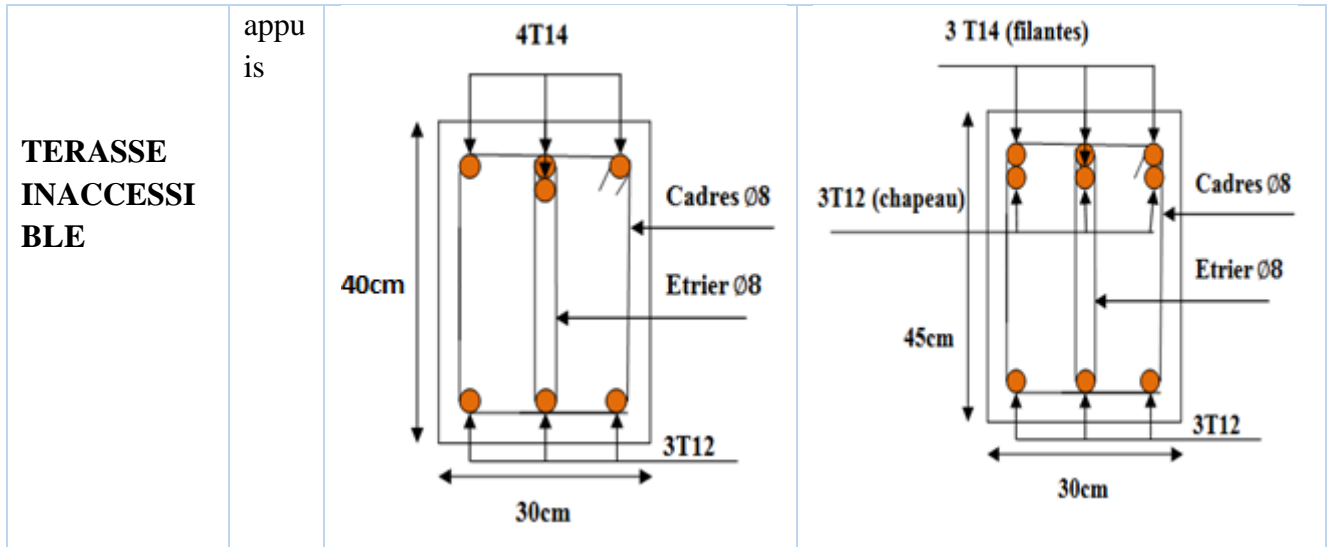
V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Tableau V.6.Tableau de ferrailage des Poutres

		Poutre secondaire	Poutre principale
RDC	travées		
	appuis		

HABITATION	través		
	appuis		
	través		



V.3. Etude des poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du

SAP2000 v14.2.2 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

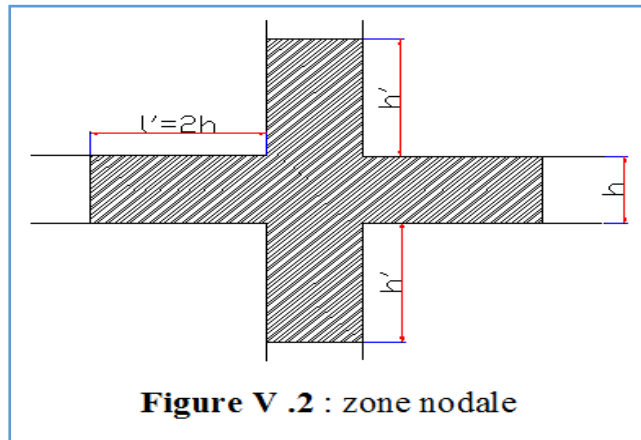
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).

- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .



$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Figure V .2 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC et 1 ^{er}	55*55	24.2	121	181.5
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	50*50	20	100	150
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	45*45	16.2	81	121.5
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	40*40	12.8	64	96

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul dans le poteau.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f : longueur de flambement du poteau.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\%(b_1*t) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\%(b_1*t) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **sap2000v14.2.2**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.8.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	2451.56	73.61	103.18	684.82	43.77	-46.504
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1456.066	12.92	-112.29	293.53	9.93	-26.07
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	952.767	13.93	86.72	443.28	1.25	-22.93
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	466.085	13.36	77.24	132.18	2.65	-45.36

V .3.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2451.56KN \rightarrow M_{cor} = 73.61KN.m(ELU)$
- $M_{max} = 103.18KN.m \rightarrow N_{cor} = 684.82KN (G+Q+E)$
- $N_{min} = 43.77KN \rightarrow M_{cor} = 46.50KN.m (0.8G-E_y)$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 52m; d' = 0.03m.$

$N = 2451.56 KN$ (de compression)(ELU)

$M = 73.61KN.m \rightarrow eG = M/N = 0.03m$

$eG < h/2 = 0.55/2 = 0.275 m \rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b).....(I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 73.61 + 2451.56 \times (0.52 - 0.55/2) = 674.24 KN.m.$

$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 = 0.69 > (2451.56 \times (0.52 - 0.03) - 674.2) \times 10^{-3} = 0.52 MN.m$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = 674.24 \times 10^{-3} / (0.55 \times 0.52^2 \times 14.2) = 0.32 > 0.186 \Rightarrow$ pivot B

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

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.32}) = 0.498$

$Z = 0.52 \times (1 - 0.4 \times 0.498) = 0.416 m$

$A_l = 674.24 \times 10^{-3} / (0.416 \times 348) = 46.57 cm^2$

$As = A_l \times N_u / f_{st} = -23.87 cm^2$

$\Rightarrow As = 0$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 52 \times 2.1 / 400 = 3.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On ferraille avec A_{\min}

B). Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 103.18 \text{ KN.m}, N = 684.82 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.150 \text{ m} < (h/2) = 0.275 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 270.96 \text{ KN.m}.$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 18.48 = 0.90 > (684.82 \times (0.52 - 0.03) - 270.96) \times 10^{-3} = 0.064$$

\Rightarrow (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 270.96 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.09 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.130 \rightarrow z = 0.493 \rightarrow A_l = 13.74 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -3.42 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 52 \times 2.1 / 400 = 3.45 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min}

C). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 43.77 \text{ KN} \rightarrow M = 46.5 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 1.06 \text{ m} > (h/2) = 0.275 \text{ m}.$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = 57.22 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.021 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.026 \rightarrow z = 0.514 \rightarrow A_l = 1.06 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 1.69 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 52 \times 2.1 / 400 = 3.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9.Ferraillage des poteaux

Niveau	sections	A (cm ²)	A _{RP} A (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
s.sol et RDC et 1 ^{er} étage	55*55	3.45	24.2	26.51	12HA14+4HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50*50	2.83	20	21.36	8HA14+8HA12
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45*45	3.75	16.2	18.47	12HA14
6 ^{ème} et 7 ^{em} étage	40*40	3.43	12.8	13.57	12HA12

V.3.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10.Calcul des armatures transversales

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courant e	At (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
55x55	1.4	95.75	64	10	15	1.63	1.65	3.02	6HA8
50x50	1.2	73.23	56	10	15	1.37	1.5	3.02	6HA8
45x45	1.2	62.90	56	10	15	1.31	1.35	3.02	4HA8
40x40	1.2	57.93	48	10	15	1.36	1.2	3.02	4HA8

V.3.6 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL91/99 (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.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$

- α :est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\left[\begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

L_f : longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2451.56 \text{ KN}$

$l_f = 261.8 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 16.47 < 50 \rightarrow \alpha = 0.813$

$Br = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.2809 \text{ m}^2$.

$N_d = 2.45156 \text{ MN} < 5.02344 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC 1 ^{er} étage	55×55	329	230.3	14.50	0.82	22.47	0.2809	4.28	2.451	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50×50	295	206.5	14.30	0.82	18.43	0.2304	3.51	1.456	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	45×45	295	206.5	15.89	0.81	14.80	0.1849	2.80	0.952	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×40	295	206.5	17.88	0.80	11.55	0.1444	2.16	0.466	Vérifiée

b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section pour une **SEC**. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

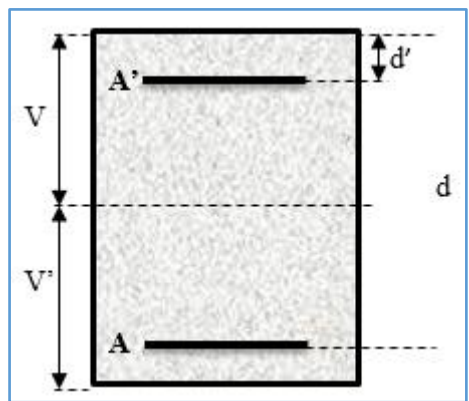


Figure V.3. Section d'un poteau.

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Sachant que $A' = 0$

Pour une section entièrement tendue (**SET**) on doit vérifier que :

La vérification des contraintes se comme suit : avec N_{ser} est pris avec son signe.

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} + \frac{M_{ser}}{A_1 (V + V')} < 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} + \frac{M_{ser}}{A_2 (V + V')} < 0$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	S.sol, RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	52	47	42	37
A (cm ²)	26.51	21.36	18.47	13.57
V (cm)	34.33	31.02	28.24	24.70
V'(cm)	20.66	18.97	16.75	15.29
Iyy ' (m ⁴)	0.0090	0.00611	0.00408	0.00248
N ^{ser} (MN)	1.4414	1.0584	0.693	0.3396
M ^{ser} (MN.m)	0.03166	0.03465	0.03697	0.04313
M _G ^{ser} (MN.m)	0.13000	0.098369	0.076746	0.059094
σ _{bc1} (MPa)	10.72	9.228	8.734	8.008
σ _{bc2} (MPa)	1.780	1.179	0.271	-1.52
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
s.sol, RDC, 1 ^{er} étage	55×55	238	4.76	0.04	52	95.75	0.352	1	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50×50	238	4.76	0.04	47	73.23	0.352	1	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	45×45	238	5.29	0.075	42	62.90	0.345	1.875	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	40×40	238	5.95	0.075	37	57.93	0.402	1.875	vérifiée

d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

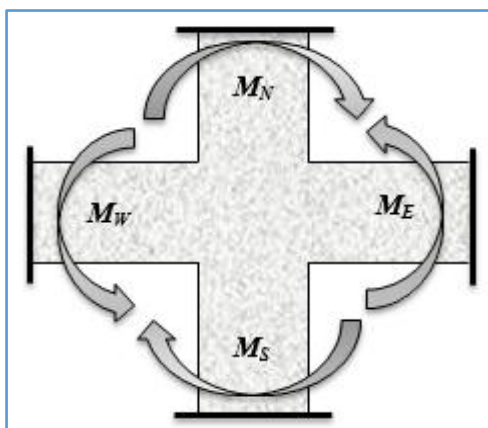


Figure V.4. Répartition des moments dans les zones nodales.

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
S.sol, RDC ,1 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	465.66
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50×50	45	21.31	334.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.47	260.32
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×40	36	13.57	170

d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

Tableau V.15. Les moments résistant dans les poutres

Niveau	Type de Poutre	La section		Z (cm)	As (cm ²)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)
		b(cm)	h(cm)				
RDC et Habitation	Principale	30	45	40.5	8.01	112.89	112.89
	Secondaire	30	40	36	11.12	139.31	139.31
Terrasse inaccessible	Principale	30	45	40.5	6.16	86.82	86.82
	Secondaire	30	40	36	8.01	100.35	100.35

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	sens	M _N	M _S	M _N +M _S	M _w	M _E	1.25 (M _w +M _E)	Obs
RDC	x-x	465.66	465.66	931.32	139.31	139.31	348.27	c.v
	y-y				112.89	112.89	282.22	c.v
Etage1	x-x	465.66	465.66	931.32	139.31	139.31	348.27	c.v
	y-y				112.89	112.89	282.22	c.v
Etage2	x-x	465.66	334.5	800.16	139.31	139.31	348.27	c.v
	y-y				112.89	112.89	282.22	c.v
Etage3	x-x	334.5	334.5	669	139.31	139.31	348.27	c.v
	y-y				112.89	112.89	282.22	c.v
Etage4	x-x	334.5	260.32	594.82	139.31	139.31	348.27	c.v
	y-y				112.89	112.89	282.22	c.v
Etage5	x-x	260.32	260.32	520.64	139.31	139.31	348.27	c.v
	y-y				112.89	112.89	282.22	c.v
Etage6	x-x	260.32	170	430.32	139.31	139.31	348.27	c.v
	y-y				112.89	112.89	282.22	c.v
Etage7	x-x	170	170	340	100.35	100.35	258.87	c.v
	y-y				86.82	86.82	217.05	c.v

NB : Le sens x-x pour les poutres secondaires et le sens y-y pour les poutres principales.

Conclusion :

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux est supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

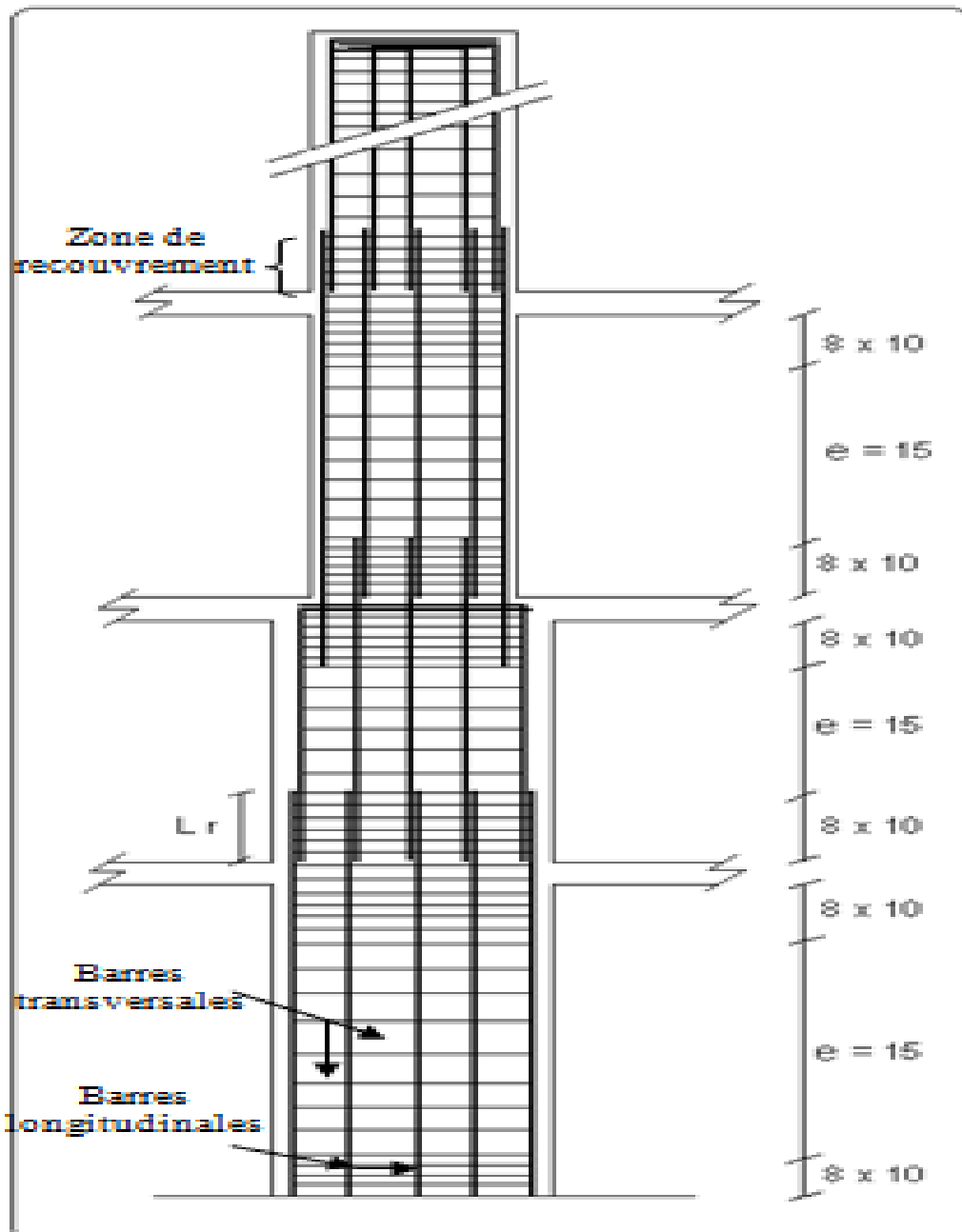
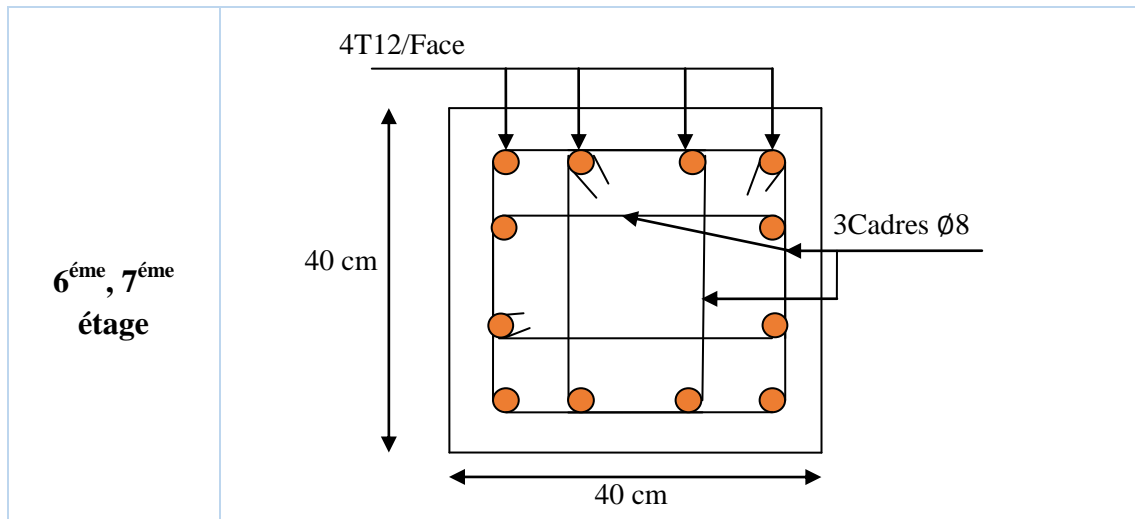


Figure V.5. Réduction des sections de poteaux

Tableau V.17. Tableau de ferrailage des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
<p>S. Sol, RDC, 1^{er} étage</p>	<p>4T14/Face</p> <p>1T16/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>4Cadres Ø8</p>
<p>2^{ème}, 3^{ème} étages</p>	<p>3T14/Face</p> <p>2T12/Face</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>4Cadres Ø8</p>
<p>4^{ème}, 5^{ème} étage</p>	<p>4T14/Face</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>3Cadres Ø8</p>



V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandations du RPA99/2003 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

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 $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

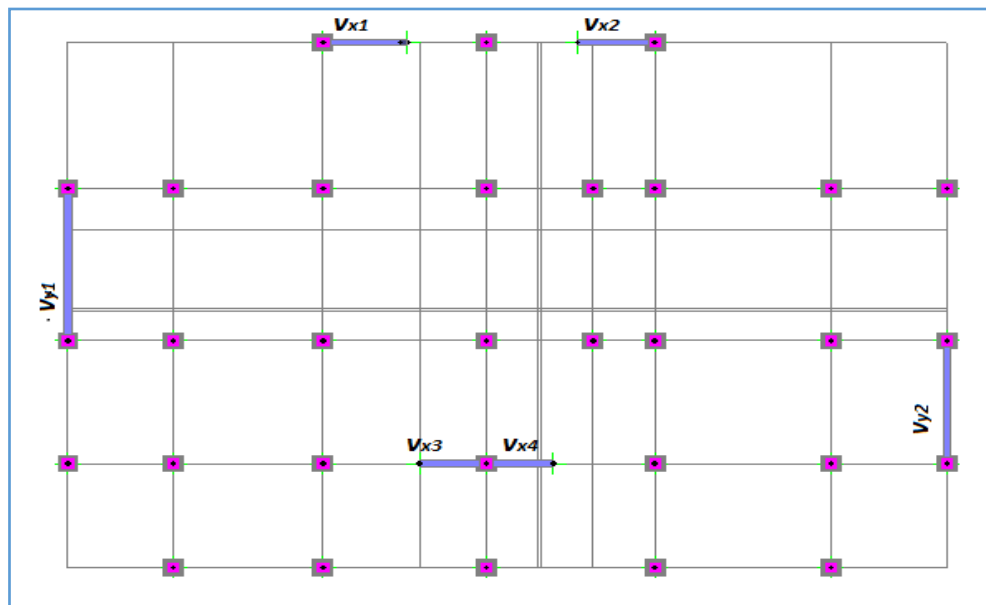


Figure V.6. Disposition des voiles

V.4.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **SAP2000v14.2.2**, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.18.Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // x-x

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDCet Etage 1	1084.69	53.77	1243.65	1044.63	320.59	-1168.73	259.55
Etage2 et 3	847.01	12.47	495.60	582.68	308.55	-472.47	-143.418
Etage4 et 5	600.76	156.34	158.19	487.36	103.04	-121.53	-62.413
Etage6 et 7	285.59	46.147	-316.72	139.174	45.17	-179.46	-89.482

Tableau V.19.Sollicitations max de calcul dans le voile Vx2 // x-x

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et Etage 1	852.91	919.867	-930.167	188.76	188.76	-930.167	-197.933
Etage 2 et 3	679.151	17.82	389.087	535.241	194.43	-372.618	113.169
Etage 4 et 5	337.721	221.358	221.358	337.721	2.693	-173.454	68.341

Tableau V.20.Sollicitations max de calcul dans le voile Vx3 // x-x

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V_d(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et Etage 1	1800.724	-40.349	-3588.72	1307.174	921.153	-86.006	-417.175
Etage 2 et 3	1738.626	-15.406	-1255.84	1267.341	888.13	-52.624	-296.602
Etage 4 et 5	1167.617	-53.101	-585.788	847.483	597.215	-573.794	-176.106
Etage 6 et 7	473.274	42.630	-651.314	342.320	244.721	-647.898	-85.835

Tableau V.21.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // y-y

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V_d(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC Etage 1	1645.075	205.88	5096.95	1079.679	612.158	920.061	-796.693
Etage 2 et 3	1338.531	198.995	2976.411	868.791	513.459	485.637	-562.483
Etage 4 et 5	897.819	149.68	1293.628	581.968	373.962	205.116	-327.553
Etage 6 et 7	392.362	163.308	394.513	255.649	186.851	134.534	84.127

Tableau V.22.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2 // y-y

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V_d(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 étage	1190.377	-60.315	-3383.38	929.354	431.381	733.215	617.701
Etage 2 et 3	850.106	-24.30	-1752.37	671.936	314.20	322.418	405.192
Etage 4 et 5	419.305	43.951	-621.624	278.619	170.006	117.95	215.322

V.4.3.Ferraillage des voiles :

Tableau V.23. Tableaux de ferraillage de voile Vx1

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	Etage 2 et 3	Etage 4et5	Etage 6et7
Section (m ²)	2.40*0.20	2.40*0.20	2.20*0.20	2.20*0.20
M (KN.m)	53.77	12.47	156.34	46.147
N (KN)	1084.69	847.01	600.76	285.59
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	259.55	-143.418	-62.413	-89.482
τ (MPa)	0.841	0.465	0.221	0.316
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.55	12.40	11.701	5.01
A_v^{min} (cm ²)	7.2	7.20	6.6	6.6
A_v^{adop} (cm ²)	16.84	13.57	12.20	5.42
$N^{bre}/face$	8T14+4T12	12T12	8T12+4T10	6T10+6T8
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.05	0.58	0.28	0.40
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.24. Tableaux de ferraillage de voile Vx2

Niveau	RDC, 1étage	Etage 2et3	Etage 4et5
Section (m ²)	2.4*0.2	2.4*0.2	2.4*0.2
M (KN.m)	919.867	17.82	221.358
N (KN)	852.91	679.151	337.721
Section	SPC	SEC	SPC
V (KN)	-197.933	113.169	68.341
τ (MPa)	0.641	0.367	0.221
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	1.316	10.08	5.72
A_v^{min} (cm ²)	7.2	7.2	7.2
A_v^{adop} (cm ²)	9.93	11.31	7.85
$N^{bre}/face$	6T12+4T10	10T12	10T10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.80	0.46	0.28
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA10	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V. 25.Tableaux de ferrailage de voile Vx3,Vx4

Niveau	RDC, 1 étage	Etage 2 et 3	Etage 4et5	Etage 6et7
Section (m ²)	1.8*0.2	1.8*0.2	1.8*0.2	1.8*0.2
M (KN.m)	-40.349	-15.406	-53.101	42.630
N (KN)	1800.724	1738.626	1167.617	473.274
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	-417.175	-296.602	-176.106	-85.835
τ (MPa)	1.28	0.282	0.761	0.371
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	26.85	25.362	18.057	7.825
A_v^{min} (cm ²)	5.4	5.4	5.4	5.4
A_v^{adop} (cm ²)	26.89	26.89	18.22	9.93
$N^{bre}/face$	6T20+4T16	6T20+4T16	6T16+4T14	6T12+4T10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.25	1.60	0,95	0.46
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.57	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V. 26. Tableaux de ferrailage de voile Vy1

Niveau	RDC ,1 étage	Etage 2et 3	Etage 4et5	Etage 6et7
Section (m ²)	4.65*0.2	4.65*0.2	4.65*0.2	4.65*0.2
M (KN.m)	205.88	198.995	149.68	257.649
N (KN)	1645.075	1338.531	897.819	394.513
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	-796.693	-562.483	-327.553	84.127
τ (MPa)	1.33	0.941	0.548	0.141
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	25.55	21.08	14.29	6.99
A_v^{min} (cm ²)	13.95	13.95	13.95	13.95
A_v^{adop} (cm ²)	28.40	21.36	16.02	16.02
$N^{bre}/face$	8T16+8T14	8T14+8T12	10T12+6T10	10T12+6T10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.67	1.18	0.68	0.18
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2,26	1.57	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.27.Tableaux de ferrailage de voile Vy2

Niveau	RDC, 1étage	Etage 2et3	Etage 4et5
Section (m ²)	3.65*0.2	3.65*0.2	3.65*0.2
M (KN.m)	-60.315	-24.30	43.951
N (KN)	1190.377	850.106	419.305
Section	SEC	SEC	SEC
V (KN)	617.701	405.192	215.322
τ (MPa)	1.316	0.863	0.459
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	17.82	12.50	6.547
A_v^{min} (cm ²)	10.95	10.95	10.95
A_v^{adop} (cm ²)	18.28	13.76	11.00
$N^{bre}/face$	6T14+8T12	8T12+6T10	14T10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.65	1.08	0.57
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

V.4.4. Exemple de ferrailage des voiles :

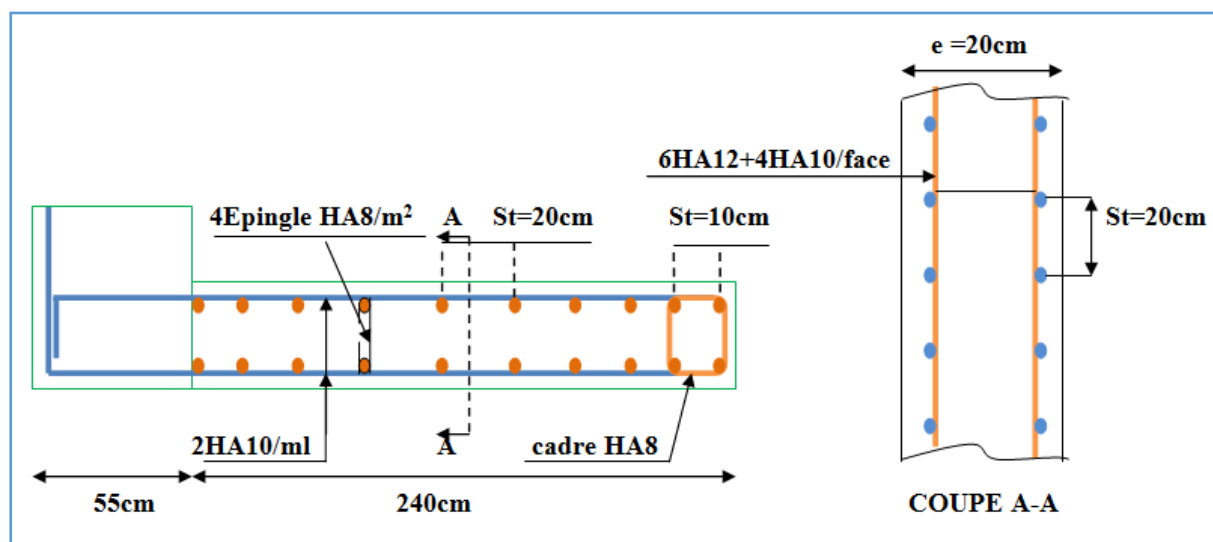


Figure V.7.Exemple de ferrailage de voile RDC et étage 1 (Vx2)

V.6. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par les logiciels de calcul ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003 sont souvent importantes par rapport à celle données par les logiciels utilisés. Les règles RPA99/2003 favorisent la sécurité avant l'économie.



Chapitre 06 :
Etude
De l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- économie (ferraillage).

Etude du laboratoire de sol :

- Le terrain est plat
- La contrainte admissible recommandée est de : 0.9 bars
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 4 m de profondeur.

Combinaison d'actions à considérer sont :

D'après **RPA99/2003**, (art.10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1- $G + Q \pm E$
- 2- $0.8 * G \pm E$

Selon les combinaisons citées par le **BAEL91/99** :

- 1- $1.35G+1.5Q$
- 2- $G+Q$

VI.2. Choix et type de fondations :

VI.2.1.Vérification de la semelle isolée :

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

La surface de semelle se calculera comme suit :

semelle isolée sous poteau $(A \times B) \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

A, L et B sont les dimensions des semelles, voir figures ci-après :

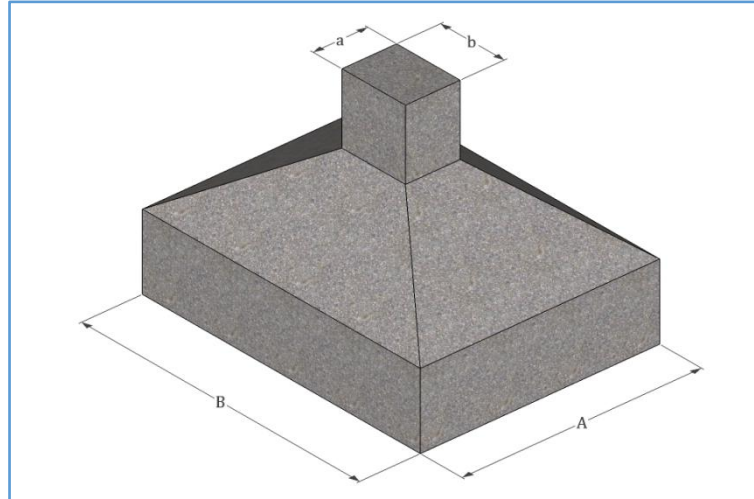


Figure VI. 1. Présentation des semelles isolées

. Calcul de la surface des semelles isolées sous poteaux :

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base du poteau le plus sollicité :

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison la plus défavorable ; obtenu par le logiciel **SAP2000V14.2.2**.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 1585.83 + 25.31 = 1611.14 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \text{ dans notre cas } K = \frac{55}{55} = 1 \rightarrow A = 1 B$$

Les semelles seront carrées, donc la dimension de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1611.14}{1 * 90}} = 4.23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 1 * B = 4.23 \text{ m}$$

On remarque le chevauchement entre les semelles isolées dans les deux sens, dont le sens (x-x) la distance entre elle est de 1.77 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y) avec une distance de 3.55m. donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification de la semelle filante :

On Choisit Une Semelle Filante, De Largeur B Et De Longueur L situé Sous Un Portique Forme De 8 Poteaux :

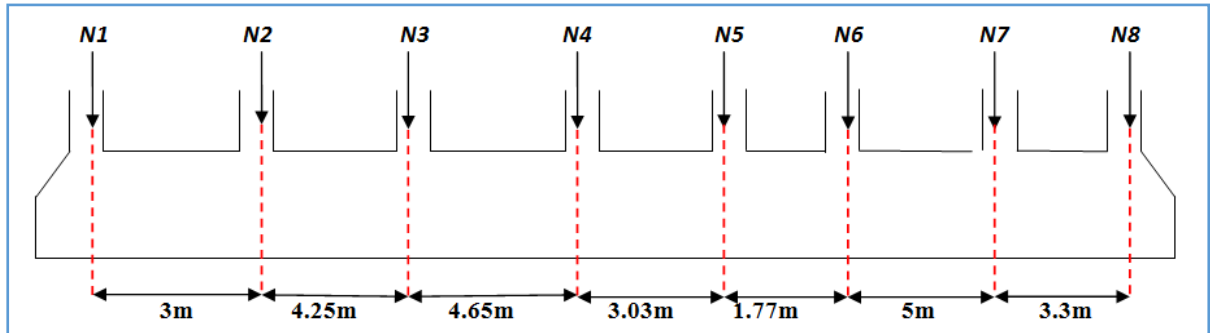


Figure VI. 2. Présentation d'une semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau i .

$$N_1 = 1198.2KN ; N_2 = 1290.05KN ; N_3 = 1585.83KN ; N_4 = 1471.34 KN ;$$

$$N_5 = 1138.29 KN ; N_6 = 1244.54KN ; N_7 = 1218.55 KN ; N_8 = 970.59 KN$$

$$N_{sf} = 421.87 \text{ KN (poids de la semelle filante)}$$

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 10117.39 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N = 10539.26 \text{ KN}$$

$$(B \times L) \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{10539.26}{90 * 25.55} = 4.58 \text{ m}$$

Soit B= 4.60 m

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer au radier général.

Définition :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature

VI.3. Pré-dimensionnement du radier :

VI.3.1. Condition de coffrage :

Nervure : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$, Soit $h_n = 55 \text{ cm}$

dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$, Soit $h_r = 30 \text{ cm}$

VI.3.2. Condition de rigidité :

La dalle :

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{max}$$

L_e : la longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 * 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section de radier .

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 * 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : largeur de la semelle.

on a $I = \frac{b * h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$

$L_{max} = 5.2 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 76.57 \text{ cm}$ on prend $h_t = 80 \text{ cm}$.

A partir des deux conditions **a** et **b** on prend : **$h_t = 80 \text{ cm}$** .

VI.3.3. Détermination de la surface minimale du radier :

Nous avons :

A L'ELS :

$N_{ser} = 38406.349 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 90 \text{ KN/m}^2$

$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{38406.349}{90} \Rightarrow S_{rad} \geq 426.74 \text{ m}^2$

Donc la surface de radier est égale : $\max (S_{bat}, S_{ELS})$ telque $S_{bat} = 381.35 \text{ m}^2$

On a $S_{rad} > S_{bat} \rightarrow$ on opte pour un radier avec débord.

$D \geq \max (h/2 ; 30 \text{ cm})$

On prend $D = 1.60m \Rightarrow S_{radier} = S_{batiment} + D \times P$

P : Périmètre du bâtiment entouré par le débord.

On remarque que $S > S_{bat} \Rightarrow$ Une surface d'une telle importance impose l'utilisation d'un radier nervuré avec un débord de :

$$S_{radier} = 381.53 + 1.6 \times 50.35 = 461.91m^2$$

VI.3.4. Vérification du radier :

a-Vérification de contrainte de cisaillement :

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} \quad \text{et } d = 0.9 \times h$$

$$\tau_u = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S_{rad} \times b \times d} = \frac{38406.349 \times 5.20 \times 10^{-3}}{2 \times 461.91 \times 1 \times 0.9 \times 0.8} = 0.30MPa$$

$$\tau_u = 0.30MPa \leq 2.5MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

b-Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{BAEL91/99 (Art A.5.2.4.2)}$$

u_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

hn : est la hauteur total de radier

Pour le poteau le plus sollicité : $u_c = 2 \times (a + b + 2h)$

$$N_u = 1585.83 \text{ KN} \quad \text{et } u_c = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.8) = 5.4m$$

$$N_u = 1585.83 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.4 \times 0.80 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5} = 3240 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

c-Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement) :

Nous doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_{eau} \times z$$

P : c'est le poids total

$$P = G_{batiment} + G_{radier}$$

$$P = 38406.349 + 25 \times 461.91 \times 0.80 = 47644.55 \text{ KN} \quad \text{Et } \alpha = 1.15$$

(coefficient de sécurité)

$$P = 47644.55 \geq 1.15 \times 461.91 \times 10 \times 3.06 = 16254.61 \text{ KN} \quad \dots \text{c'est vérifiée}$$

d-Vérification de la stabilité du radier :

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Efforts de renversement dû aux séismes

D'où $M = M_0 + T_0 \times h$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(22.45 * 4) * 12.52 + (13.15 * 29.3) * 14.65 + (13.2 * 5.55) * 14.4}{(22.45 * 4) + (13.15 * 29.3) + (13.2 * 5.55)} = 14.27 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(22.45 * 4) * 2.05 + (13.15 * 29.3) * 10.67 + (13.2 * 5.55) * 18.92}{(22.45 * 4) + (13.15 * 29.3) + (13.2 * 5.55)} = 10.36 \text{ m}$$

- **Calcul des moments d'inerties du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = I_{xx1} + I_{xx2} + I_{xx3} = 7079.258 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = I_{yy1} + I_{yy2} + I_{yy3} = 42190.96 \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \bar{\sigma}_{sol}$$

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{xx} = 48950.168 + 1040.889 \times 3.06 = 52135.288 \text{ KNm} \\ M_{yy} = 40277.1432 + 1392.909 \times 3.06 = 44539.44 \text{ KNm} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren} \times V}{I} = \sigma_{max} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{ren} \times V}{I} = \sigma_{min} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul

Tableau VI. 1. Vérification des contraintes dans le radier.

Cas	Contrainte en[Mpa]			Contrainte en[Mpa]		
ELU	Sens x-x	σ_1	0.090	Sens y-y	σ_1	0.084
		σ_2	0.075		σ_2	0.082
		σ_m	0.086		σ_m	0.083
		Vérification	C.V		Vérification	C.V
ELS	Sens x-x	σ_1	0.090	Sens y-y	σ_1	0.084
		σ_2	0.075		σ_2	0.082
		σ_m	0.086		σ_m	0.083
		Vérification	C.V		Vérification	C.V

Le renversement est vérifié selon les deux sens.

e-Vérification de renversement du radier:

D'après le *RPA 99/2003 (Art 10.1.5)* le radier reste stable si :

$$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$$

e :L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M :Moment dû au séisme à la base.

N :Charge verticale permanente.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI. 2. Vérification au renversement de radier.

Sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M_{renv}}{N}$	$\frac{l}{4}$	$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$
x-x	52135.288	38406.34	1.28	6.38	condition vérifiée
y-y	44539.44	38406.34	1.16	4.60	condition vérifiée

VI.4. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

VI.4. 1. Ferrailage de la dalle de radier :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

VI.4. 2. Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.45 \text{ m} \text{ et } L_y = 4.56 \text{ m}$$

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m) :

$$S_{rad} = 461.91 \text{ m}^2$$

$$N_{ult} = 52608.8 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 38406.34 \text{ KN}$$

$$q_{ult} = \frac{N_{ult}}{S_{rad}} \times b = \frac{52608.8}{461.91} \times 1 = 113.89 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \times b = \frac{38406.34}{461.91} \times 1 = 83.15 \text{ KN/ml}$$

Nous le prend comme un exemple de calcul :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{4.65} = 0.96 > 0.4 \text{ donc le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x$$

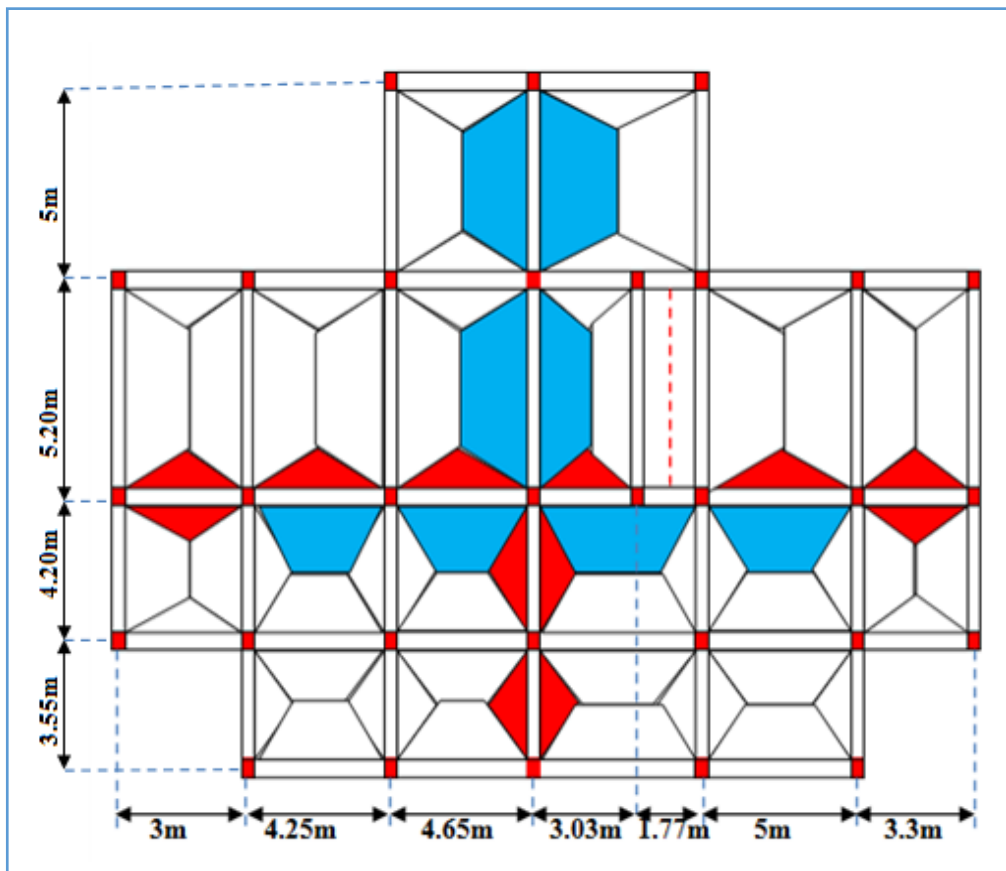


Figure VI. 3. Schéma de rupture de radier.

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par un tableau suivant (Annexe E.3 du **BAEL91/99**)

$$A'_{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,9092 \end{cases} ; A'_{ELS}(\nu = 0.2) \begin{cases} \mu_x = 0,0474 \\ \mu_y = 0,9385 \end{cases}$$

$$A'_{ELU} : \begin{cases} M_{0x} = 0,0401 \times 4.45^2 \times 113.89 = \mathbf{90.43 \text{ KNm}} \\ M_{0y} = 0,9092 \times \mathbf{90.43} = \mathbf{82.22 \text{ KNm}} \end{cases}$$

$$A'_{ELS} : \begin{cases} M_{0x} = 0,0474 \times 4.45^2 \times 83.15 = \mathbf{78.05 \text{ KNm}} \\ M_{0y} = 0,9358 \times \mathbf{78.05} = \mathbf{73.04 \text{ KNm}} \end{cases}$$

Remarque :

En tenant en compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de réduction aux appuis ainsi, le moment en travée doit être vérifié par la condition suivante

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau VI. 3. Calcul des moment dans le radier a l'ELU.

Sens x-x	Sens y-y
$M_t = 0.75 M_{0x} = 67.82 KNm$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0x}$ $= -45.21 KNm$	$M_t = 0.75 \times M_{0y} = 61.66 KNm$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0y}$ $= -41.11 KNm$

Tableau VI. 4. Calcul des moment dans le radier a l'ELS

Sens x-x	Sens y-y
$M_t = 0.75 M_{0x} = 58.54 KNm$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0x}$ $= -39.02 KNm$	$M_t = 0.75 \times M_{0y} = 54.78 KNm$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0y}$ $= -36.52 KNm$

VI.4. 3. Calcul de ferrailage à l'ELU :

En utilisant le diagramme de la flexion simple pour le calcul de ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de caractéristique suivante :

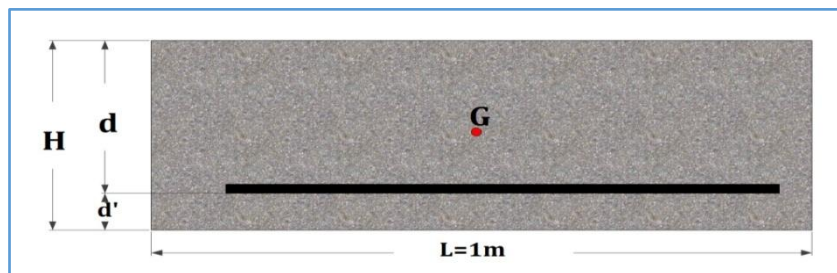


Figure VI. 4: section de calcul de la dalle de radier

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad d' = 3 \text{ cm}.$$

$$M_u = 67.82 KNm \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

$$M_{ser} = 58.54 KNm \rightarrow G + Q$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{67.82}{58.54} \Rightarrow \gamma = 1.158$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{67.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.065$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.158 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.217$$

$$\mu_{bu} = 0.065 \leq \mu_{lu} = 0.217$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065})$$

$$\alpha = 0,084 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.27(1 - 0.4 \times 0,084)$$

$$Z_b = 0.261$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{67.82 \times 10^{-3}}{0.261 \times 348} \Rightarrow A_s = 7.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons le ferrailage suivant : **5HA14** avec : $A_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,96)}{2} * 100 * 30 = 2.45 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 30 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage :

Tableau VI. 5. Résultats de ferrailage de la dalle de radier.

Sens		M(KNm)	A _s calculé [cm ²]/ml	A _s min [cm ²]/ml	A _s adoptée [cm ²]/ml	Description des barres	S _x cm
x - x	travée	67.82	6.307	2.45	7.70	5HA14	20
y - y		61.66	6.78	2.45	7.70	5HA14	20
Appui							
x-x et y-y		45.21	4.92	2.45	5.65	5HA12	20

VI.4. 4. Vérification au cisaillement :

Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{90.43 \times 4.45}{2} \times \frac{4.65^4}{4.45^4 + 4.65^4} = 109.43 \text{ KN} \\ V_y = \frac{90.43 \times 4.65}{2} \times \frac{4.45^4}{4.45^4 + 4.65^4} = 95.90 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \left(\frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$\tau_u = \frac{109.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.405 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.4. 5. Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left(\frac{b}{2} \times y^2 \right) + (15 \times A_s) \times (y - d) = 0 \Leftrightarrow (50y^2) + (15 \times 7.70) \times (y - 27) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 115.5y - 3118.5 = 0 \Rightarrow y = 6.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 57609 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.93 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI. 6. Vérification des contraintes dans la dalle de radier.

Sens	x-x				y-y			
	Travée		appui		travée		Appui	
M_{ser} [KNm]	58.54		39.02		54.78		39.02	
A_s [cm ²] /ml	7.70		5.65		7.70		5.65	
Y [cm]	6.82		5.97		6.82		5.97	
I (cm ⁴)	57609		44574		57609		44574	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	6.93	307.49	5.22	276.13	6.49	287.74	5.22	276.13
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	201.63	15	201.63	15	201.63	15	201.63
	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7. Revérification des contraintes dans la dalle de radier.

Sens	x-x		y-y	
	travée	Appui	travée	Appui
$A_s [cm^2]$	6HA16=12.06	6HA14=9.24	6HA16=12.06	6HA14=9.24
S_t	16	16	16	16
Y[cm]	8.23	7.37	8.23	7.37
I (cm ⁴)	82315	66752	82315	66752
Contrainte [MPa]	σ_s	σ_s	σ_s	σ_s
	200.13	172.07	187.28	172.07
	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$
	201.63	201.63	201.63	201.63
	<i>conditions vérifiées</i>		<i>conditions vérifiées</i>	

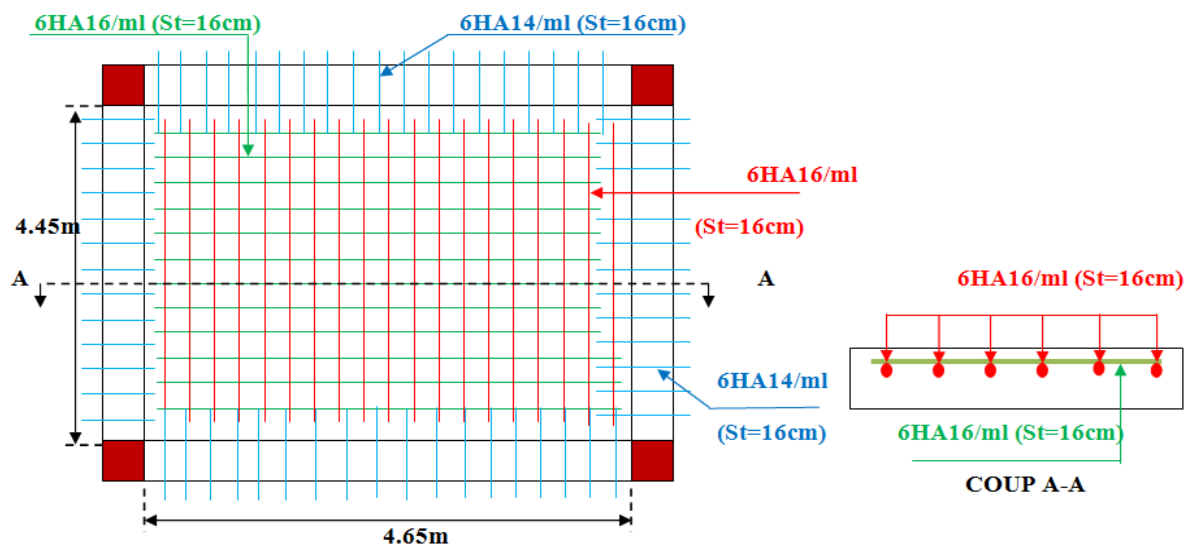


Figure VI. 5: schéma de ferrailage de la dalle de radier

VI.5. Ferrailage du débord

VI.5. 1. Calcul du sollicitant :

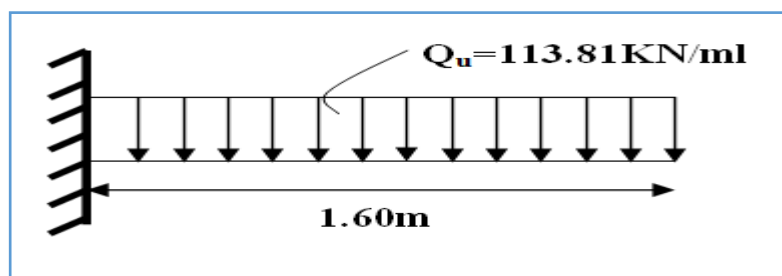


Figure VI. 6. Schéma statique du débord du radie

$$M_u = -Q_u * \frac{l^2}{2} = -145.67 \text{ KN.m} ;$$

$$M_s = -Q_s * \frac{l^2}{2} = -106.43 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8. Ferrailage du débord

Travée (st=)						$A_{r\text{répartition}}$	
μ_{bu}	α	Z_b (m)	A_s (cm^2) /ml	$A_s^{adopté}$ (cm^2)/ml	A_{min} (cm^2) /ml	$A_r^{adopté}$ (cm^2) /ml	$A_r^{adopté}$ (cm^2)/ml
0.140	0.189	0.249	16.74	6HA20=18.85	3.26	$\frac{A_{choisit}}{4}$ = 4.71	5HA12=5.65

VI.5. 2.Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 9. Ferrailage du débord

M_t^s ($KN.m$)	Y (cm)	I(m) (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
106.43	9.84	115019	9.11	15	Condition vérifiée	238.06	201.63	Condition Non vérifiée

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, on augmente alors la section

d'armatures et on choisit : $A = 8HA20 = 25.13cm^2/ml$ (st=12cm),

$A_r = A/4 = 6.28cm^2/ml$, soit $5HA14 = 7.70cm^2/ml$, (St=20cm).

$$\sigma_s = 181.47MPa < \bar{\sigma}_s$$

VI.5. 3 Schéma de ferrailage :

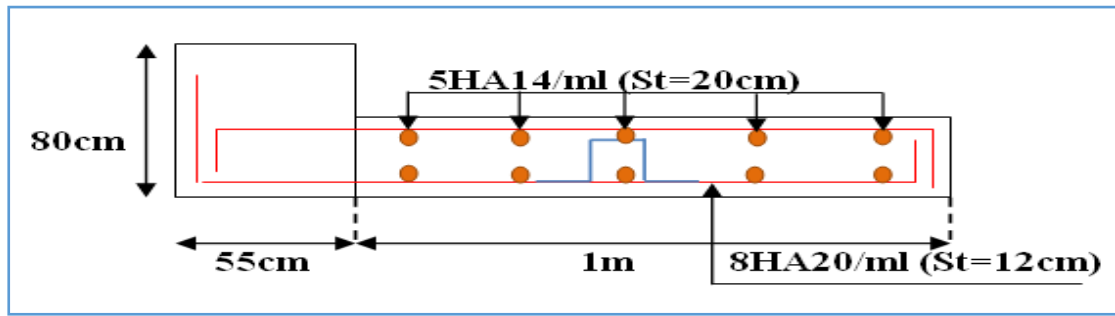


Figure VI. 7. Schéma de ferrailage du débord

VI.6. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Figure 8), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle
- P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

a) Charge trapézoïdale :

$$P_M = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_V = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$$

b) Charge triangulaire :

$$P_M = \frac{2}{3} \times Q_u \times L_x$$

$$P_v = \frac{1}{2} \times Q_u \times L_x$$

VI.6.1. Les charges revenant aux nervures :/

$$q_{ult} = 113.81 \text{ KN/ml} . q_{ser} = 83.15 \text{ KN/ml} .$$

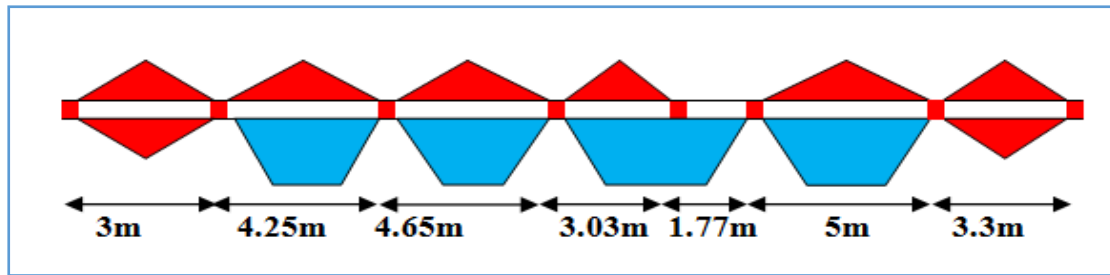


Figure VI. 8: schéma statique de nervure selon x – x

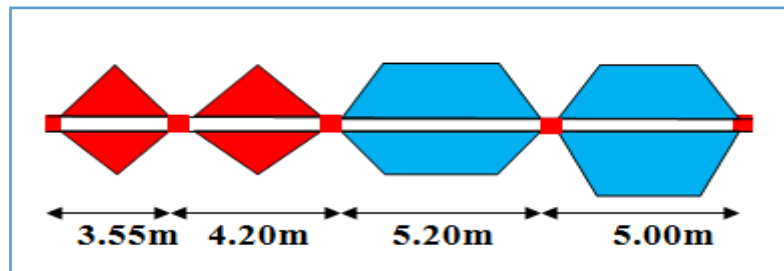


Figure VI. 9 : schéma statique de nervure selon y – y

Tableau VI. 10. Les charges équivalentes dans les neirrvures .

Travée	Charge : Sens x-x		
	P_m^u (KN/ml)	P_v (KN/ml)	P_m^s (KN/ml)
A-B	227.62	170.71	83.15
B-C	322.43	362.74	236.98
C-D	350.40	295.81	259.09
D-E	257.45	282.65	190.36
E-F	35.5	66.58	26.25
F-G	372.47	423.145	275.40
G-H	250.38	187.78	185.13
Charge : Sens y-y			
Travée	P_m^u (KN/ml)	P_v (KN/ml)	P_m^s (KN/ml)
A-B	377.55	283.60	279.16
B-C	390.82	294.35	285.53
C-D	316.82	237.61	232.82
D-E	267.78	190.63	187.93

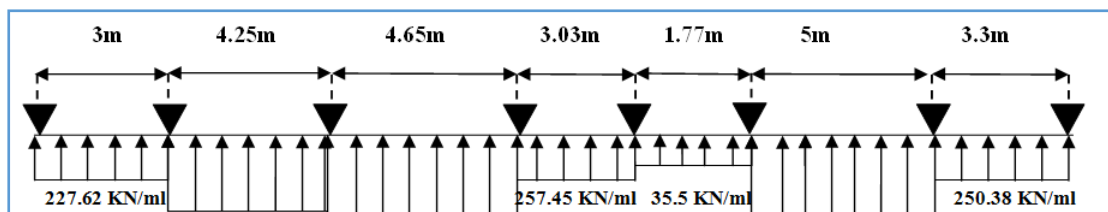


Figure VI. 10 : Schéma statique équivalente selon $x - x$

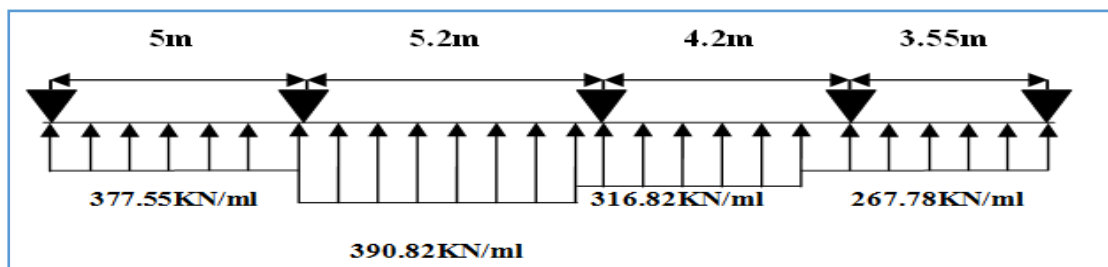


Figure VI. 11 : Schéma statique équivalente selon $y - y$

VI.6. 2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul de la sollicitation on utilise la méthode de Caquot :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11. sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens longitudinale.

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$x(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
A-B	3	3	0.99	0	-345.929	112.35	226.12	-647.158
B-C	4.25	3.4	2.007	-345.929	-507.452	303.536	647.158	-834.43
C-D	4.65	3.72	2.381	-507.452	-415.614	486.089	834.43	-794.93
D-E	3.03	2.42	1.9	-415.614	-115.43	48.99	794.93	-290.966
E-F	1.77	1.42	-5.55	-115.43	-520	432.035	290.96	-930.461
F-G	5	4	2.49	-520	-523.571	642.18	930.461	-931.89
G-H	3.2	3.2	2.25	-523.571	0	112.16	931.89	-236.99

Tableau VI. 12. sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens transversale.

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$x(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
A-B	5	5	1.987	0	-967.498	745.68	750	-1137.37
B-C	5.2	4.16	2.767	-967.49	-628.185	528.577	1137.37	-950.88
C-D	4.2	3.36	2.265	-628.18	-408.583	184.519	950.88	-613.036
D-E	3.5	3.55	2.205	-408.58	0	242.28	613.036	-360.216

Tableau VI. 13. sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens longitudinale.

Travée	L(m)	L'(m)	x(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3	3	0.648	0	-212.487	17.467
B-C	4.25	3.4	1.965	-212.487	-374.288	244.727
C-D	4.65	3.72	2.381	-374.288	-307.309	359.874
D-E	3.03	2.42	1.9	-307.309	-85.349	35.225
E-F	1.77	1.42	-5.553	-85.349	-384.484	319.401
F-G	5	4	2.495	-384.484	-391.275	472.749
G-H	3.2	3.2	2.29	-391.275	0	94.34

Tableau VI. 14. sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens transversale.

Travée	L(m)	L'(m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	5	5	1.987	0	-713.109	552.252
B-C	5.2	4.16	2.769	-713.109	-460.877	385.583
C-D	4.20	3.36	2.271	-460.877	-293.427	139.625
D-E	3.55	3.55	2.215	-293.427	0	167.34

Pour le ferrailage on prend le moment max sur appuis et en travées pour les deux sens.

Tableau VI. 15. Moments max pour ferrailage

	Sens	Moment en travée [KNm]	Moment sur appuis [KNm]
A l'ELU	x-x	642.18	523.571
	y-y	745.68	967.498
A l'ELS	x-x	472.749	391.275
	y-y	552.252	713.109

VI.6.3. Ferrailage :

Sens X-X :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.80 \text{ m}$$

$$h_0=0.30\text{m}$$

$$b_0=0.55\text{m}$$

$$d=0.75\text{m}$$

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

On prend : $b_1=25\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=2\times 25+55=105\text{cm}$

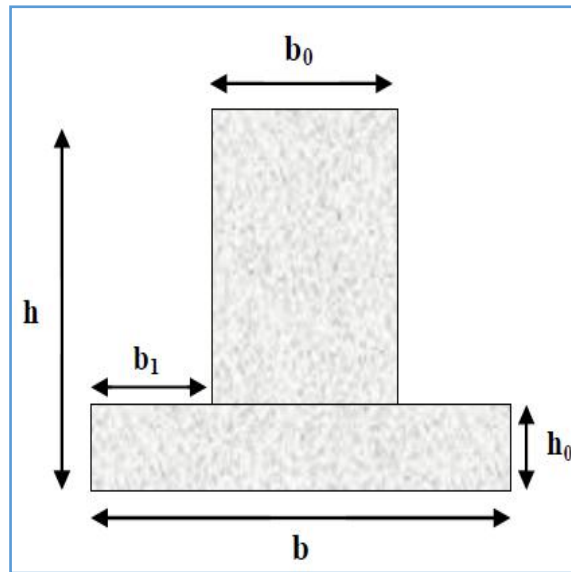


Figure VI. 12 . Section de calcul de nervure.

$$M_{tu}=b\times h_0\times f_{bu}\times (d-h_0/2)=1.05\times 0,30\times 14.2\times (0,75-0,30/2)$$

$$M_{tu}=2.68\text{MN.M}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b\times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{0.64218}{1.05 \times 0.75^2 \times 14.2} = 0.076 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.10$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.75(1 - 0.4 \times 0.10) = 0.72\text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{0.64218}{0.72 \times 348} = 25.63\text{ cm}^2.$$

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times 1.05 \times 0.75 \times 2.1 / 400 = 9.50\text{cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

Tableau VI. 16. résultats de ferrailage des nervures.

	sens	$M_u(KNm)$	μ_{bu}	α	Z_b (m)	A_s (cm^2)	$A_s^{adopté}$ (cm^2)
travée	x-x	642.18	0.076	0.10	0.720	25.63	6HA20+4HA16=26.89
	y-y	745.68	0.088	0.116	0.715	29.97	4HA20+6HA14=21.80
appui	x-x	523.571	0.062	0.081	0.725	20.75	4HA20+6HA14=21.80
	y-y	967.498	0.11	0.146	0.705	39.43	5HA25+5HA20=40.25

- Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.17. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	931.89	1.24	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1137.37	1.52	2.5	Vérifiée

VI.6.4. Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 MPa \end{array} \right.$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI. 18. Vérification des contraintes à L'ELS

Sens	x-x				y-y			
M_{ser} [KNm]	Travée		appui		Travée		appui	
	472.749		391.275		552.252		713.109	
A_s [cm ²]	26.89		21.80		21.80		40.25	
Y[cm]	20.46		18.72		18.72		24.65	
I (cm ⁴)	1499577		1265360				2130860	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	6.45	257.8	5.78	261.0	8.17	368.4	8.25	252.73
		7		3		2		
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	201.6	15	201.6	15	201.6	15	201.63
	3		3		3			
<i>conditions non vérifiées</i>					<i>conditions non vérifiées</i>			

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 19. Revérification des contraintes à L'ELS

Sens	x-x		y-y	
A_s [cm ²]	Travée		appui	
	5HA32+5HA25= 64.76		5HA25+5HA20=40. 25	
S_t	10		10	
Y[cm]	29.09		24.17	
I (cm ⁴)	2909027		2054097	
Contrainte [MPa]	σ_s	σ_s	σ_s	σ_s
	168.658	145.219	130.614	168.655
	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$
	201.63	201.63	201.63	201.63
	<i>conditions vérifiées</i>			<i>conditions vérifiées</i>

- Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) \Leftrightarrow \min(22.85; 55; 25) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$.

• **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

1) $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.675; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.55} = 71\text{cm}$

3) $\frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.55[1.52 - 0.3 \times 2.1]} = 25.69\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

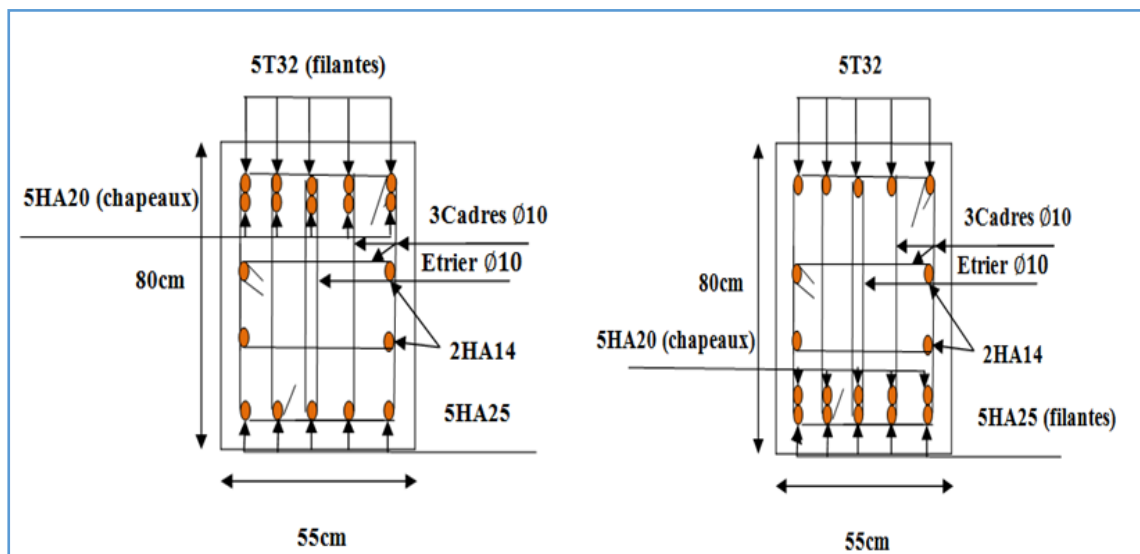
Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc $A_p = 3 \times 0,8 = 2,40 \text{ cm}^2$,

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.



Travée

Appui

Figure VI. 13. Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x – x .

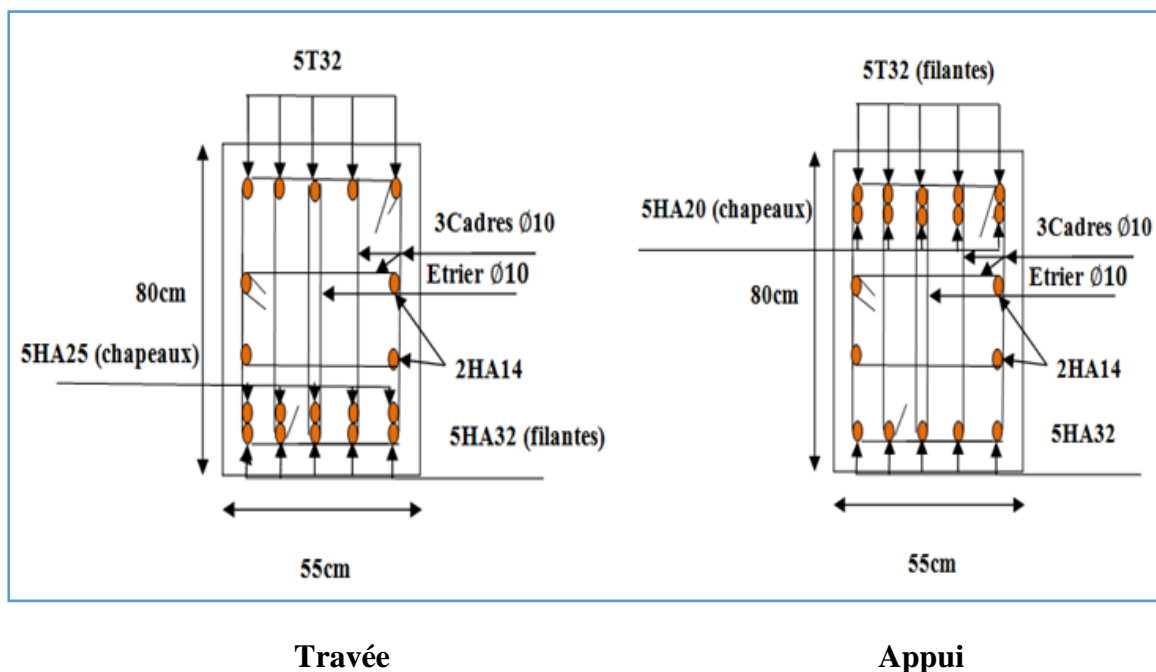


Figure VI. 14 . Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y – y .

VI.7. Voile périphérique :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous Dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.7. 1.Etude du voile périphérique:

a-Pré dimensionnement:

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les

Caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique c'est la hauteur de sous-sol = 3,06 m.

La longueur $L = 4.65$ m.

b-Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$.
- L'angle de frottement $\varphi = 14^\circ$
- La cohésion $C_u = 0.46 \text{ KN/m}^2$.

c-Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma_h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C_u \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right))$$

$$G = 3,06 \times \left(19 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2}\right) - 2 \times 0.46 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2}\right)\right) = 34.77 \text{ KN/ml}$$

Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}. \quad Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2}\right) = 6,10 \text{ KN/ml}.$$

d-Ferraillage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

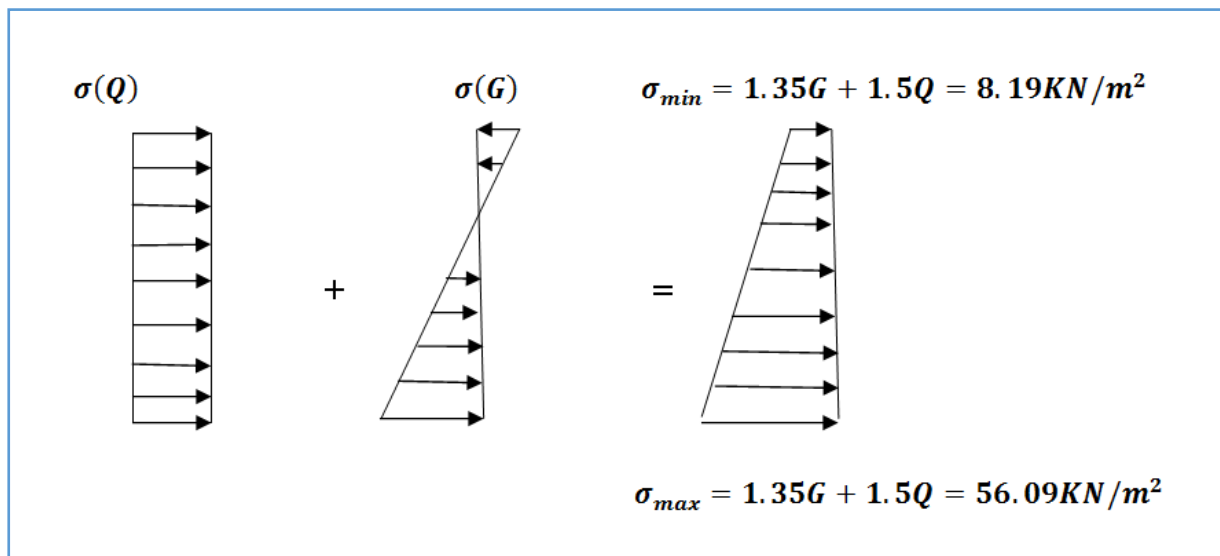


Figure. VI. 15 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 44.115 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 44.115 \text{ KN/ml}.$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06 \text{ m} . b = 100 \text{ cm}.$$

$$L_y = 4.65 \text{ m} . e = 20\text{cm}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4.65} = 0.65 > 0.4 \text{ donc le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \eta_x \times l_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \eta_y \times M_{0x}$$

$$\alpha = 0.65 \Rightarrow A' \text{ ELU} \begin{cases} \eta_x = 0,0751 \\ \eta_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0751 \times 3,06^2 \times 44.355 = \mathbf{31,02 \text{ KN.m}} \\ M_{0y} = 0.3613 \times 31.02 = \mathbf{11,20 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85 * M_{0x} = 26.36\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 9.52\text{KN.m}$$

$$M_a = -0,5 * M_{0x} = -15.51\text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% b * h$ condition exigée par le RPA99/2003.

Tableau VI. 20. résultats de ferrailages du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	26.36	0.064	0.083	0.164	4.61	2	5HA12 = 5.65
	y-y	9.52	0.023	0.029	0.167	1.63	2	4HA8 = 2.01
Appui		15.51	0.037	0.048	0.166	2.67	2	4HA10 = 3.14

Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens } xx : S_t \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}. \\ \text{sens } yy : S_t \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e-Vérifications :

A L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé :

$$\rho_0 \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500 \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E400 \\ 0,0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E215 \text{ et } f_e E235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,44)}{2} * 100 * 20 = 2,048 \text{ cm}^2/m \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 20 = 1,6 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0,07 * f_{c28} ; 4MPa)$, fissuration nuisible.

$$\text{On a : } V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{44.355 * 3,06}{2} \times \frac{4.65^4}{3,06^4 + 4.65^4} = 57.146KN.$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{44.355 * 4.65}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 + 4.65^4} = 16.28KN.$$

$$\tau_{ux} = \frac{57.146 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{16.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,095 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS:

$$\begin{cases} \eta_x = 0,0805 \\ \eta_y = 0,5235 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 34.77 + 1 \times 6,10 = 40.87 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 6,1 = 5.39 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 32 \text{ KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0805 \times 3,06^2 \times 32 = 24,12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,5235 \times 24.12 = 12.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85 * M_{0x} = 20.50KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 10.73KN.m$$

$$M_a = 0,5 * M_{0x} = 12.06KN.m$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 MPa \end{array} \right.$$

$$\left(\frac{b}{2} \times y^2 \right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0$$

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

Tableau VI. 21. : Vérification des contraintes à L'ELS

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	20.61	5.65	0.046	1.62*10 ⁻⁴	5.80	235.78	Non Vérifiée
	En appuis	10.30	3.14	0.035	1*10 ⁻⁴	3.66	207.42	Non Vérifiée
Sens y-y	En travée	10.78	2.01	0.029	0.68*10 ⁻⁴	4.61	334.60	Non Vérifiée

Commentaire :

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 22. revérification des contraintes à L'ELS

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	6HA14	9.24	5.61	2.38*10 ⁻⁴	4.85	147.44	16

	yy	5HA10	3.93	3.92	$1.2 \cdot 10^{-4}$	3.5	174.81	20
Appui		5HA10	3.93	1.2	$1.2 \cdot 10^{-4}$	3.344	167.03	20

VI.7. 2. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

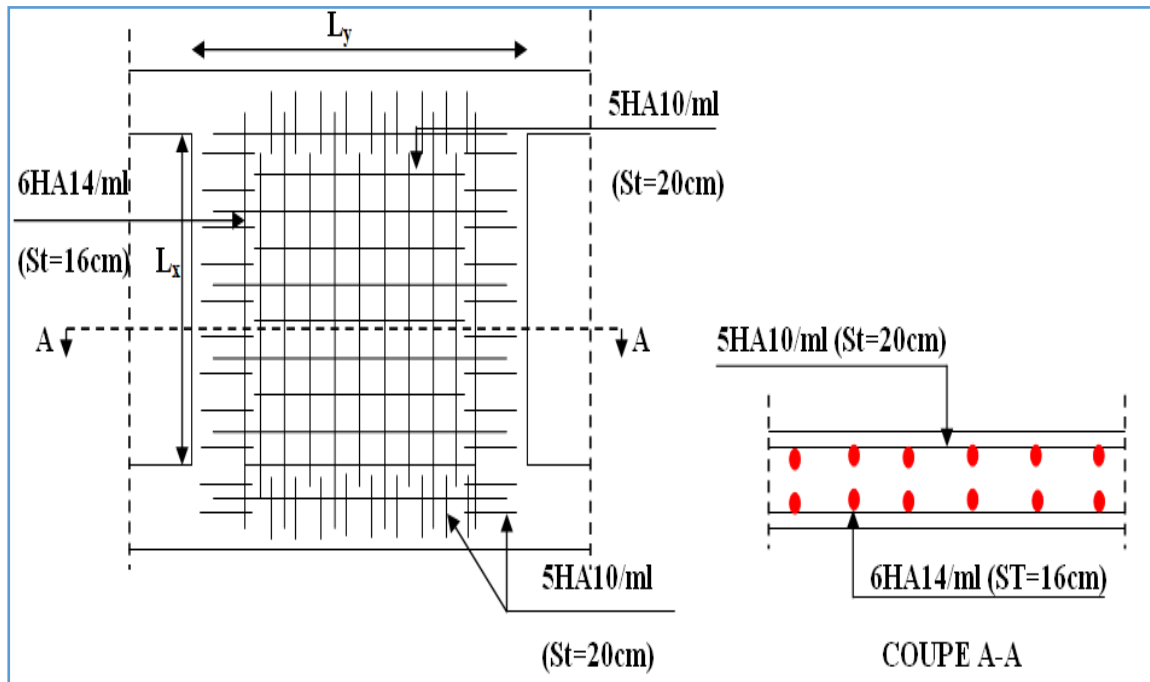


Figure VI. 16 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit être proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- il faut choisir une bonne disposition des voiles afin d'avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventement de la structure (Interaction) et limiter les effets de la torsion.
- Dans le but de vérifier l'effort normal réduit ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, car le sol d'assise est faible portance.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de diminuer le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

REGLEMENT :

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

Cours :

- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXE I

Caractéristiques générales

Installation	en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31	Alimentation	collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic) à ouverture manuelle
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture manuelle
Distance mini entre niveaux	255 cm		à ouverture manuelle

Hauteur sous dalle (Z) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (P) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	□	□	52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	□	□	52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	165	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	16500	7000


 Symbole utilisé par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (association amical n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et...

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises, voir le cahier d'un document général...

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220	
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
1250 16 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
			Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
1600 21 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
			Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30-300. ACVF = ascenseur sans vis de fréquence, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les puissances sont calculées suivant le norme CEN 111-1 et CEN 111-2. Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les puissances sont calculées suivant le norme CEN 111-1 et CEN 111-2.

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{b}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{b}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

Table de FIGEAUD

M_1 et M_2 pour une charge concentrique $P = 1$ l'écrasant sur une surface réduite $\alpha \times \alpha$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0,8$$

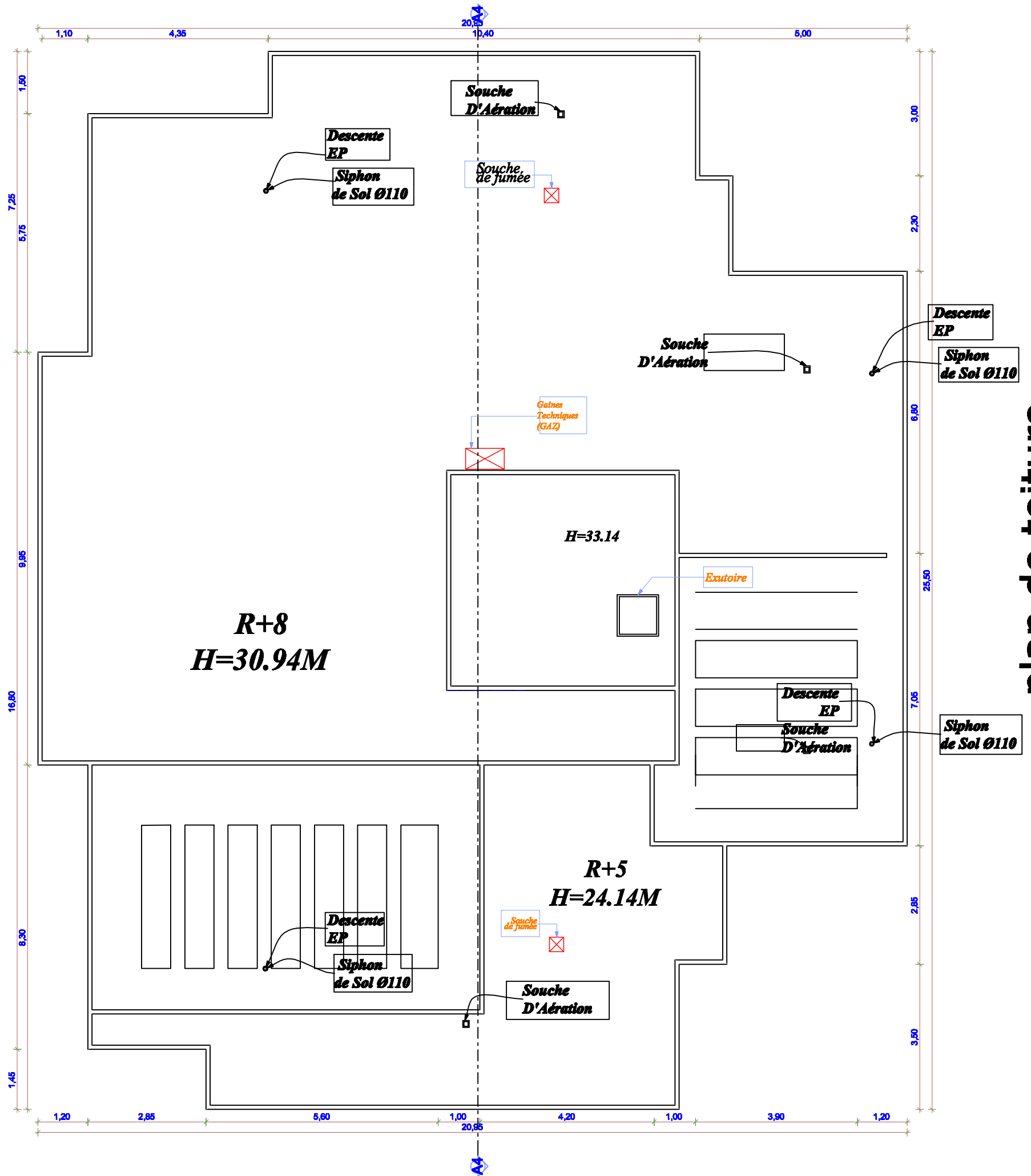
		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M_2	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

ANNEXEIV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

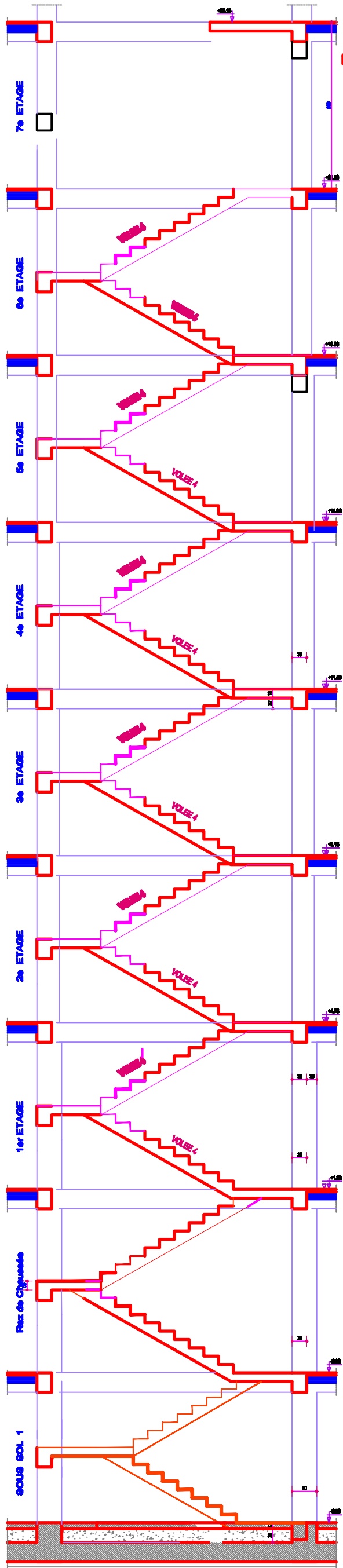
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



plan de toiture



coupe -AA-



coupe A-A d'escalier