

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

Étude d'un bâtiment en (R+8+s.sol) à usages multiples contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

M^{elle}. DRIS Aicha

M^{elle}. HAFIR Lynda

Encadré par :

M^{me}. SOUIDI

Membres de jury

M^{me}. MANSOURI

Mr. SERIKMA

Promotion 2015 / 2016



Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Nous remercions, en premier lieu notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force et la patience pour effectuer le présent travail.

A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{me} souidi notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu et qui ont renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance et de tout mon amour que Dieu les protèges.

A mes très chers frères et leurs épouses ;

A mes très chères sœurs et leurs époux ;

A mes tantes et mes oncles ;

A chaque cousins et cousines ;

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

A les petits : Sid-Ali, Massi, Adam, Mazigh, Fouad et Abderrahmane.

DRIS Aicha



Sommaire

Chapitre I : Généralité

I.1. Introduction	1
I.2. présentation de l'ouvrage	1
I.3. Description de l'ouvrage.	1
I.3.1. Description architecturale..	1
I.3.2. Description structurale	1
I.4. caractéristiques du sol	3
I.5. Règlementation et normes utilisés	3
I.6. Méthodes de calcul	3
I.6.1. Etat limite ultime ELU	3
I.6.2. Etat limite de service ELS	4
I.7. Matériaux	4
I.7.1. Le Béton	4
I.7.2. Les aciers	7
I.8. Actions et sollicitations	8
I.8.1. Les actions	8
I.8.2. sollicitations	9
I.8.2.1. Les combinaisons d'action	9
I.8.2.2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003	10
I.9. Conclusion	10

Chapitre II : Pré Dimensionnement des Eléments structuraux

II.1. Introduction.....	12
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	12
II.2.1. Planchers	12
II.2.1.1. Plancher à corps creux	12
II.2.1.2. Plancher dalle pleine	14
II.2.2. Les escaliers	16
II.2.2.1. Escalier type 1	17
II.2.2.2. Escalier type 2	19
II.2.3. Acrotère	19
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	21
II.3.1. Les poutres	21
II.3.2. Les voile	22
II.3.3. Les Poteaux	23
II.4. Evaluation des charges et surcharge	23
II.4.1. Les charges permanentes	23
II.4.2. Les charge d'exploitations	25
II.5. La descente de charges	26
II.5.1. La descente de charge pour le poteau (3–E)	26
II.5.2. La descente de charge pour le poteau (2–C)	29
II.6. Vérifications	31
II.6.1. Vérification à la compression simple	31
II.6.2. Vérification au flambement	32

II.7.Conclusion.....	33
----------------------	----

Chapitre III : Etude des Éléments non structuraux

III. 1 Introduction	35
III. 2 Etude des planchers	35
III.2.1. Etude des plancher à corps creux	35
III.2.1.1. Les poutrelles	35
III. 2.1.2. Calcul des sollicitations	36
III. 2.1.3. Ferrailage des poutrelles	47
III. 2.1.4. Schémas de Ferrailage des poutrelles	60
III. 2.1.5. Ferrailage de la dalle de compression	60
III. 2.1.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	61
III.2. 2. Etude des dalles pleines	61
III.2.2.1. Dalles pleines sur quatre appuis	61
III.2.2.2. Dalles pleines sur trois appuis(D3)	65
III.2.2.3. Dalles pleines sur trois appuis (D4)	68
III.2.2.4. Dalles pleines sur trois appuis (D5)	71
III.2.2.5. Dalles pleines sur un seul appui	73
III.3. Etude des escaliers.....	75
III.3.1. Etude de l'escalier type « 1 »	75
III.3.1.1. Calcul des sollicitations a l'ELU	75
III.3.1.2. Calcul de ferrailage	76
III.3.1.3.Calcul a L'ELS	76
III.3.1.4. Schéma de ferrailage	78
III.3.2.Etude de l'escalier type « 2 »	78
III.3.2.1. Calcul des sollicitations a l'ELU	78
III.3.2.2. Calcul de ferrailage.	79
III.3.2.3. Calcul a L'ELS	79
III.3.2.4. Schéma de ferrailage	80
III.3.3. Etude de l'escalier « 3 »	80
III.3.3.1. Etude de la volée DE	81
III.3.3.2. Etude de la volée GH	82
III.4.Etude de la poutre palière	84
III.4.1. La poutre palière de l'escalier type1	84
III.4.1.1. Pré dimensionnement	84
III.4.1.2 Calcul des sollicitations a l'ELU	85
III.4.1.3. Calcul de ferrailage.	86
III.4.1.4. Redimensionnement de la poutre palière	86
III.4.1.5. Calcul a L'ELS	88
III.4.1.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière	88
III.4.2. La poutre palière de l'escalier type 2	89
III.4.2.1. Pré dimensionnement	89
III.4.2.2 Calcul des sollicitations a l'ELU	89
III.4.2.3. Calcul de ferrailage	89
III.4.2.4. Calcul a L'ELS	90
III.4.2.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière	91

III.5. Etude de la poutre brisée.....	91
III.5.1. Pré dimensionnement	91
III.5.2. Calcul des sollicitations a l'ELU	91
III.5.3. Calcul de ferrailage.	92
III.5.4. Redimensionnement de la poutre brisée	93
III.5. 5. Vérification a l'ELS	94
III.5.6. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	94
III.6. Etude des poutres de chaînages	95
III.6.1. Dimensionnement de la poutre de chaînage	95
III.6.2. Calcul des sollicitations a l'ELU	95
III.6.3. Vérification a l'ELS	96
III.6.4. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	97
III.7. Etude de l'acrotère	97
III.7.1. Calcul des sollicitations à l'ELU	97
III.7.2. Calcul de Ferrailage	99
III.7.3. Vérification à l'ELS	101
III.7.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère	102
III.8. Etude de l'ascenseur	102
III.8.1. Evaluation des charge et sur charge	102
III.8.2. Calcul d'une charge répartie	103
III.8.1.1 Calcul à l'ELU	103
III.8.1.2 Vérification a l'ELS	104
III.8.3.1. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	105
III.8.3. Cas d'une charge concentrée	105
III.8.3.2. Calcul des sollicitations à l'ELU	106
III.8.3.3. Calcul de ferrailage	107
III.8.3.4. Calcul a l'ELS	108
III.8.3.5. Schéma de ferrailage de la dalle du local machine	109
III.9. Conclusion	110

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	112
IV.2. Méthodes de calcul	112
IV.2.1. Méthode statique équivalente	112
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	115
IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	116
IV.2.3.1. disposition des voiles de contreventement	116
IV.2.3.2. Modes de vibrations et taux de participation des masses	117
IV.3. Vérifications	119
IV.3.1. Vérifications de la résultante des forces sismiques	119
IV.3.2. Vérifications de l'effort normal réduit (v)	120
IV.3.3. Vérifications de l'interaction voiles – portiques	121
IV.3.4. Calcul des déplacements	122
IV.3.5. Vérification de l'effet P_{Δ}	123
IV.4. Conclusion	124

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	126
V.2. Etude des poutres.....	126
V.2.1. Recommandation du RPA 99.....	126
V.2.1.1. Combinaison de charge	126
V.2.1.2. Les armatures longitudinales	126
V.2.1.3. Les armatures transversales	127
V.2.2. Ferrailages des poutres	127
V.2.2.1. Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003	128
V.2.3. Les armatures transversales	128
V.2.4. Vérification à l'ELU	129
V.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant	130
V.2.4.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	130
V.2.5. Vérification à l'ELS	130
V.2.5.1. Etat limite de compression du béton	130
V.2.5.2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)	131
V.2.6. Schémas de ferrailage des poutres	132
V.3. Étude des poteaux	133
V.3.1. Les armatures longitudinales RPA (art 7.4.2.1)	133
V.3.2. Les armatures transversales : RPA99 (Article 7.4.2.2)	134
V.3.3. Les sollicitations de calcul	135
V.3.4. Calcul de ferrailage	135
V.3.5. Vérification à l'E.L.U	136
V.3.6. Vérification à l'ELS	137
V.3.6.1. Vérification au flambement	137
V.3.6.2. Vérification des contraintes	138
V.3.7. Schéma de ferrailage des poteaux	140
V.3.8. Vérification des zones nodale	141
V.3.8.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux.....	141
V.3.8.2. Détermination des moments résistants dans les poutres	142
V.4. Etude des voiles	142
V.4.1. Recommandations du RPA	142
V.4.1.1. Les armatures verticales	142
V.4.1.2. Les armatures horizontales	143
V.4.1.3. Les armatures transversales	143
V.4.1.4. Les armatures de coutures	143
V.4.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)	143
V.4.2. Sollicitations de calcul	144
V.4.3. Calcul de ferrailage	146
V.4.4. Schéma de ferrailage de voile RDC(V_{x1})	153
V.5. Conclusion	153

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction	155
V.2. Choix du type de fondation	155
V.3. Les vérifications	155

VI.3.1. Vérifications pour une semelle isolé.....	155
VI.3.2. Vérifications pour une semelle filante.....	156
VI.3. 3. Vérifications pour un radier général	157
VI.4. Etude de radier	157
V.4.1. Pré dimensionnement	157
VI. 4.1.1. Condition de coffrage	157
VI. 4.1.2. Condition de rigidité	157
V.4.2. Les vérifications nécessaires	158
VI. 4.2.1. Vérification au poinçonnement	159
VI. 4.2.2. Vérification au cisaillement	159
VI. 4.2.3. Vérifications de contrainte de sol	159
VI.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement	160
VI. 4.2.5. Vérification de la poussé hydrostatique	161
VI.4.3. Etude de la dalle de radier	161
VI. 4.3.1 Calcule des sollicitations à l'ELU	161
VI. 4.3.2. Calcul de ferrailage	161
VI. 4.3.3. Vérification à l'ELS	162
VI. 4.3.4. Schéma de ferrailage du radier	164
VI. 4.4. Etude des nervures	164
VI.4.4.1. Calcul des sollicitations	165
VI.4.4.2. Calculs de ferrailage des nervures	167
VI.4.4.3. Les vérifications à l'ELS	168
VI.4.4.4. Schémas de ferrailage des nervures	169
V.5. Etude du mur adossé	170
V.5.1. Evaluation des charges et surcharges	170
V.5.2. Ferrailage du mur adossé	171
V.5.3. Calcul a l'ELS	173
V.5.4. Schéma de ferrailage du mur adossé	173
V.6. Conclusion	174

Conclusion général

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	5
Figure I.2 Diagramme des contraintes-déformations du béton a l'ELU.....	6
Figure I.3 Diagramme des contraintes-déformations du béton a l'ELS	7
Figure I.4 Diagramme des contraintes-déformations du l'acier a l'ELU.....	8
Figure II.1 Plancher à corps creux.....	12
Figure II.2 Schémas de la disposition des poutrelles.....	13
Figure II.3 Identification de la dalle au niveau de l'ascenseur et au niveau de panneau entourant la cage d'ascenseur	15
Figure II.4 dalles pleines sur trois appuis	15
Figure II.5 Dalles pleines sur un seul appui	16
Figure II.6 Composantes d'un escalier	16
Figure II.7 Vue en plan de l'escalier type 1	17
Figure II.8 Vue en plan de l'escalier 2	18
Figure II.9 Vue en plan de l'escalier type 2.....	19
Figure II.10 Schéma de l'acrotère entourant la périphérie de la structure.....	20
Figure II.11 Schéma de l'acrotère entourant la cabine machine.....	20
Figure II.12 La surface afférente pour l'étage courant (Pot 3-E)	27
Figure II.13 La surface afférente pour la couverture de la cage d'ascenseur (pot 3-E)	27
Figure II.14 Surface afferente d'étage courant (Pot 2-C)	29
Figure II.15 Surface afferente d'étage 1.2 et RDC (Pot 2-C)	29
Figure 111.1 Dimensions de la poutrelle	35
Figure 111.2 schémas d'une poutre continue.....	37
Figure 111.3 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	38
Figure III.4 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	38
Figure 111.5 Schémas de la poutrelle de type 3	39
Figure 111.6 Diagramme des moments fléchissant	41
Figure III.7 Diagramme de l'effort tranchant	42
Figure III.8 Section de la poutrelle a ferrailé	47
Figure 111.9 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	61
Figure 111.10 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.....	65
Figure 111.11 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis(D3).....	68
Figure 111.12 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis(D4).....	70
Figure 111.13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis(D5).....	73
Figure 111.14 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur un seul appuis	74
Figure 111.15 coupe d'escalier type 1.....	75
Figure 111.16 Schéma statique de l'escalier type 1	75
Figure 111.17 Schéma de ferrailage l'escalier type 1	78
Figure 111.18 coupe de l'escalier type 2.....	78
Figure 111.19 Schéma statique de l'escalier type 2.....	78
Figure 111.20 Schéma de ferrailage l'escalier type 2.....	80
Figure 111.21 Schéma statique de l'escalier type 3	80
Figure 111.22 Vue en plan de la volée DE.....	81
Figure 111.23 Schéma de ferrailage de la volée DE.....	82
Figure 111.24 Schéma statique de la volée GH.....	82



Figure 111.25 Schéma de ferrailage de la volée GH	84
Figure 111.26 Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type 1	84
Figure 111.27 Schéma de ferrailage en appuis de poutre palière	88
Figure 111.28 Schéma de ferrailage en travée de poutre palière	88
Figure 111.29 Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type 2	89
Figure 111.30 Schéma de ferrailage en appuis de poutre palière	91
Figure 111.31 Schéma de ferrailage en travée de poutre palière	91
Figure 111.32 Schéma statique de la poutre brisé de l'escalier type 3	91
Figure 111.33 Schéma de ferrailage en travée de poutre brisé	94
Figure 111.34 Schémas statique de la poutre de chaînage.....	95
Figure 111.35 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	97
Figure 111.37 Section de l'acrotère a ferrailé.....	99
Figure 111.38 Schéma de ferrailage de l'acrotère	102
Figure 111.39 Schéma de la cage de l'ascenseur	102
Figure 111.40 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	105
Figure 111.41 Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	105
Figure 111.42 Schéma représentant la surface d'impact.....	105
Figure 111.43 Schéma de périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	105
Figure 111.44 Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.....	109
Figure 111.45 Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle du local machine.....	109
Figure IV.1 Spectre obtenue	116
Figure IV.2 Disposition des voiles de contreventement	116
Figure IV.3 Mode 1.....	118
Figure IV.4 Mode 2.....	118
Figure 1V.5 Mode 3	119
Figure V.1 Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire	114
Figure V.2 Schéma de ferrailage d'une poutre principale	114
Figure V.3 La zone nodale	133
Figure V.4 Section d'un poteau	138
Figure V.5 Schéma de ferrailage des poteaux.....	140
Figure V.6 Schéma de la disposition constructive des poteaux	140
Figure V.7 Dimensionnement des nouds poteaux-poutres	141
Figure V.2 Schéma de ferrailage de voile de RDC (V_{x3})	153
Figure VI.1 Schéma d'une semelle isolé	155
Figure VI.2 Schéma d'une semelle filante	156
Figure VI.3 Présentation de zone d'impact de la zone compactée	158
Figure VI.4 Schéma de ferrailage du radier.....	164
Figure VI.5 Chargement de la nervure dans le sens X-X	165
Figure VI.6 Schéma statique équivalent de la nervure dans le sens X-X.....	166
Figure VI.7 Chargement de la nervure dans le sens Y-Y	166
Figure VI.8 Schéma statique équivalent de la nervure dans le sens Y-Y	166
Figure VI.9 Section de la nervure a ferrailé.....	167
Figure VI.10 Schéma de ferrailage des nervure sens X-X	169
Figure VI.11 Schéma de ferrailage des nervure sens Y-Y.....	169
Figure VI.12 Répartitions des contraintes sur le mur	171



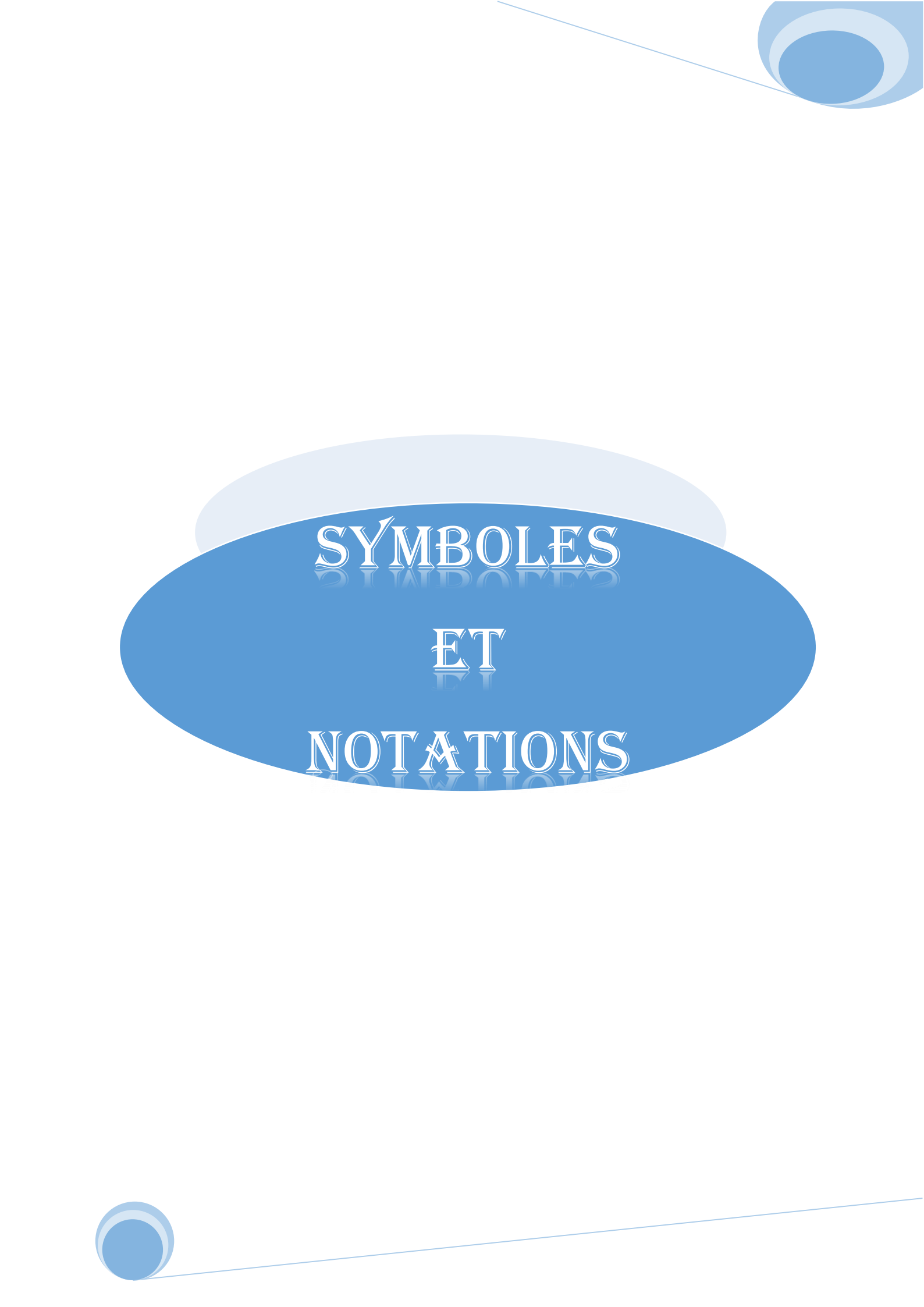
Figure VI.13 Schémas de ferrailage du mur adossé	173
Figure VI.14 Coupe A-A' de schémas de ferrailage du mur adossé	174



Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	10
Tableau II.1 Les dimensions des dalles sur quatre appuis.	15
Tableau II.2 Les dimensions des dalles sur trois appuis.	16
Tableau II.3 Dimensions de la dalle sur un seul appui.....	16
Tableau II.4 Les dimensions d'escalier RDC.....	18
Tableau II.5 Volée AB	19
Tableau II.6 Volée DE.....	19
Tableau II.7 Volée GH	19
Tableau II.8 Les dimensions des voiles.....	22
Tableau II.9 Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible.....	23
Tableau II.10 Evaluation des charges pour les plancher courant.....	23
Tableau II.11 Evaluation de la charge de la dalle pleine.....	24
Tableau II.12 Evaluation des charges des murs	24
Tableau II.13 Evaluation des Charges des volées	24
Tableau II.14 Evaluation des Charge des paliers	25
Tableau II.15 Evaluation des charges d'exploitation	25
Tableau II.16 Descente de charge de poteau (3-E).....	28
Tableau II.17 Descente de charge de poteau (2-C)	29
Tableau III.1 Les différentes charges reprises par les poutrelles	36
Tableau III.2 Les différents types de poutrelles.....	38
Tableau III.3 Les sollicitations des poutrelles de la terrasse inaccessible	42
Tableau III.4 Les sollicitations des poutrelles de plancher étage courant.....	43
Tableau III.5 Les sollicitations des poutrelles de plancher étage service 02	44
Tableau III.6 Les sollicitations des poutrelles de plancher étage service 01	45
Tableau III.7 Les sollicitations des poutrelles de plancher étage RDC	46
Tableau III.8 Calcul des armatures de la terrasse inaccessible	51
Tableau III.9 Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).....	51
Tableau III.10 Calcul des armatures de l'étage courant.....	51
Tableau III.11 Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).....	51
Tableau III.12 Calcul des armatures de l'étage service 2	51
Tableau III.13 Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée	51
Tableau III.14 Calcul des armatures de l'étage service 1	52
Tableau III.15 Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).....	52
Tableau III.16 Calcul des armatures de RDC	52
Tableau III.17 Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).....	52
Tableau III.18 Vérification des contraintes de la poutrelle type 3.....	53
Tableau III.19 Vérification de l'effort tranchant a la travée	56
Tableau III.20 Vérification de l'effort tranchant pour l'appui intermédiaire.....	57
Tableau III.21 Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive.....	57
Tableau III.22 Vérification de l'état limite de compression de béton.....	58
Tableau III.23 Vérification de l'état limite de déformation.....	58
Tableau III.24 Schémas de Ferrailage des poutrelles	60
Tableau III.25 Vérification des contraintes	64
Tableau III.26 Calcul des armatures	66
Tableau III.27 Vérification des contraintes.....	67
Tableau III.28 Calcul des armatures.	68
Tableau III.29 Vérification des contraintes.....	69
Tableau III.30 Revérification des contraintes dans le sens x-x.....	70
Tableau III.31 Calcul des armatures	71

Tableau III.32 Vérification des contraintes	72
Tableau III.33 Calcul des armatures	73
Tableau III.34 Vérification des contraintes	74
Tableau III.35 Calcul des armatures principales de l'escalier type 1.....	76
Tableau III.36 Calcul des sollicitations l'escalier type 2	78
Tableau III.37 Calcul des armatures de l'escalier type 2	79
Tableau III.38 Calcul des sollicitations a l'ELS de l'escalier type 2	80
Tableau III.39 Vérification a l'état de compression de béton de l'escalier type 2.....	79
Tableau III.40 Vérification de la flèche de l'escalier type 2.....	80
Tableau III.41 Ferrailage de la volée DE.....	81
Tableau III.42 Vérification a l'état de compression du béton de la volée DE	82
Tableau III.43 Calcul des armatures de la volée GH	83
Tableau III.44 Vérification a l'état de compression du béton de la volée GH.....	83
Tableau III.45 Vérification de la flèche de la volée GH	84
Tableau III.46. Calcul de ferrailage de la poutre palière l'escalier type 1	85
Tableau III.47. Calcul des sollicitations de la poutre palière de l'escalier type1	86
Tableau III.48. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple de l'escalier type 1	87
Tableau III.49. Ferrailage de la poutre palière a la torsion de l'escalier type 1	87
Tableau III.50. Vérification a l'état de compression dans la poutre palière de l'escalier type 1	88
Tableau III.51. Calcul des sollicitations dans la poutre palière de l'escalier type 2	89
Tableau III.52. Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple de l'escalier type 2.....	89
Tableau III.53. Ferrailage de la poutre palière a la torsion de l'escalier type 2.....	89
Tableau III.54. Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier type 2	90
Tableau III.55. Calcul des armatures transversales de l'escalier type 2	90
Tableau III.56. Vérification a l'état de compression de la poutre palière de l'escalier type 2.	90
Tableau III.57. Les sollicitations sur la poutre brisé	91
Tableau III.58. Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple	92
Tableau III.59. Ferrailage de la poutre brisé a la torsion	92
Tableau III.60. Les sollicitations sur la poutre brisé	93
Tableau III.61. Calcul des armatures de la poutre brisé à la flexion simple	93
Tableau III.62. Ferrailage de la poutre brisé a la torsion	93
Tableau III.63. Vérification à l'état de compression de la poutre brisé	94
Tableau III.64. Calcul des armatures principales de la poutre de chaînage	95
Tableau III.65. Combinaisons d'action.....	98
Tableau III.66. Ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	103
Tableau III.67. Ferrailage de la dalle du local machine.....	107
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	113
Tableau IV.2 Sections des poteaux et poutres	117
Tableau IV.3 Modes et périodes de vibrations et Taux de participation massique	117
Tableau IV.4 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	119
Tableau IV.4 Revérification de la résultante des forces sismiques.	120
Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal réduit.	120
Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	121
Tableau IV.7 Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens X-X)	122
Tableau IV.8 Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens Y-Y)	122
Tableau IV.9 Vérification des déplacements selon XX.....	123
Tableau IV.10 Vérification des déplacements selon YY.....	123
Tableau IV.11 Vérification à L'effet $P-\square$	124

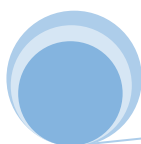
Tableau V.1. Tableau récapitulatif des poutres	127
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles	130
Tableau V.3. Vérification au cisaillement	130
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton	130
Tableau V.5 Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	134
Tableau V.6 Sollicitation dans les poteaux	135
Tableau V.7 Le ferrailage des poteaux	136
Tableau V.8. Calcul du ferrailage longitudinal dans poteaux.....	136
Tableau V.9 Vérification aux cisaillements tangents dans les poteaux	137
Tableau V.10. Justification de l'effort normale ultime	138
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton	139
Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux	141
Tableau V.13 Vérification des zones nodales	142
Tableau V.14 Sollicitation maximale dans le voile V_{x1}	144
Tableau V.15 Sollicitation maximale dans le voile V_{x2}	144
Tableau V.16. Sollicitation maximale dans le voile V_{x3}	144
Tableau V.17. Sollicitation maximale dans le voile V_{x4}	144
Tableau V.18. Sollicitation maximale dans le voile V_{y1}	145
Tableau V.19. Sollicitation maximale dans le voile V_{y2}	145
Tableau V.20. Sollicitation maximale dans le voile V_{y3}	145
Tableau V.21. Sollicitation maximale dans le voile V_{y4}	145
Tableau V.22. Sollicitation maximale dans le voile V_{y5}	145
Tableau V.23. Sollicitation maximale dans le voile V_{y6}	146
Tableau V.24. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{x1}) dans tous les niveaux	147
Tableau V.25. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{x2}) dans tous les niveaux	148
Tableau V.26. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{x3}) dans tous les niveaux	149
Tableau V.27. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{x4}) dans tous les niveaux	149
Tableau V.28. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y1}) dans tous les niveaux	150
Tableau V.29. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y2}) dans tous les niveaux	150
Tableau V.30 Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y3}) dans tous les niveaux	151
Tableau V.31. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y4}) dans tous les niveaux	151
Tableau V.32. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y5}) dans tous les niveaux	152
Tableau V.33. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y6}) dans tous les niveaux	152
Tableau VI.1. Ferrailage du radier.....	161
Tableau VI.2. Vérification des contraintes	163
Tableau VI.3. Revérification des contraintes	163
Tableau VI.4. Répartition des charges selon les lignes de rupture	165
Tableau VI.5. Sollicitation sur la nervure dans le sens X-X	166
Tableau VI.6. Sollicitation sur la nervure dans le sens longitudinal	166
Tableau VI.7. Ferrailage longitudinal des nervures	167
Tableau VI.8. Ferrailage transversales des nervures	167
Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant	167
Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	168
Tableau VI.11. Résumé des résultats (Vérification des contraintes)	168
Tableau VI.12. Les sections d'armatures pour le mur adossé	172
Tableau VI.13. Vérification des contraintes pour le mur adossé.....	173

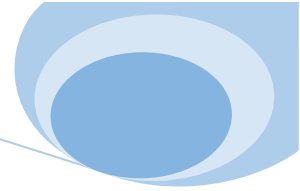


SYMBOLES
ET
NOTATIONS

Symboles et Notations

- A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- At** : Section d'un cours d'armature transversal.
- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- a** : Epaisseur.
- α** : Coefficient de la fibre neutre
- B** : Aire d'une section de béton.
- Br** : Section réduite.
- B, b** : la largeur (m).
- C_T** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- C_u** : La cohésion du sol (KN/m²).
- D** : Diamètre, dalle
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS** : Etat limite de service.
- ELU**: Etat limite ultime.
- E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.
- E_i** : Module d'élasticité instantanée.
- E_s** : Module d'élasticité de l'acier.
- E_a, E_c** : Sont les modules de déformation.
- e_v** : épaisseur du voile.
- F** : Force ou action générale.
- f_{c28}** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- f_{t28}** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- f_{ji}** : la flèche correspondant à j.
- f_{gi}** : la flèche correspondant à g.
- f_{qi}** : la flèche correspondant à q.
- f_{gv}** : la flèche correspondant à v.
- Δf_t** : la flèche totale.
- Δf_{adm}** : la flèche admissible.
- F** : Coefficient de sécurité = 1.5
- G** : Action permanente.
- H** : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).





h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).



P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation.

W_{ci} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

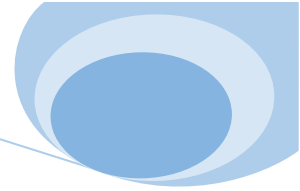
v : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.





σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.





INTRODUCTION



INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

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

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


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

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts : de sécurité (le plus important) pour assurer la stabilité de l'ouvrage ; de l'économie qui sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ; de confort et enfin l'esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples la souplesse d'utilisation ; la durabilité (duré de vie) et la résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 8 étages réalisé à Bejaïa.

Ce mémoire est constitué de six chapitres ; le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser et le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles). Ensuite le 3ème présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers). Le 4ème portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000. Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5ème chapitre. En fin pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.





CHAPITRE 01



GÉNÉRALITÉS

I.1. Introduction

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

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

I.2. description de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment R+8+sous-sol.

- Les étages 8, 7, 6, 5, 4,3 sont à usage d'habitation.
- Les étages 1,2 à usage de services.
- le RDC est composée des locaux.
- le sous-sol sert de dépôt.

Cet ouvrage classé dans le groupe d'usage 2, selon le **RPA 99(Article 3.2)**

Le projet entre dans le cadre de la construction des 45 logements promotionnels a Tala Ourienne lieu-dit «IGHIL –EL BORDJ» dans la wilaya de Bejaia.

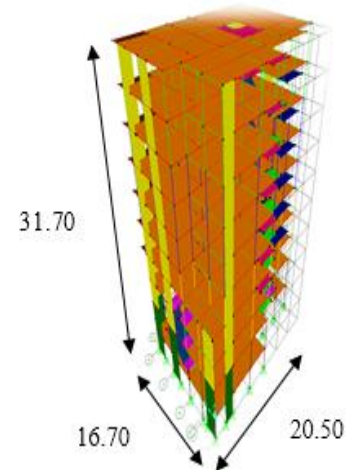
Le site est classé comme une zone de moyenne sismicité, zone II (**RPA99 version 2003**).

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1. Description architecturale :

Les dimensions du notre bâtiment sont :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' $L_x=20.50$ m
- Dimension projetée selon l'axe y-y' $L_y=16..70$ m
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère ...31.70 m
- Hauteur du R.D.C.....4.08 m
- Hauteur d'étage courant3.06 m
- Hauteur du sous-sol3.14 m



I.3.2. Description structurale

1. Contreventement

Selon le **RPA99/V2003 (article 3.4.A.1.a)**, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) avec justification d'interaction voiles –portiques, ou avec voiles porteurs (entièrement contreventé par voiles).

2. Les planchers

Ce sont des aires généralement planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles).

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi-préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons, la dalle de la cage de l'ascenseur et les paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines. Les dalles pleines ce sont (des éléments porteurs), constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

3. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires (non structuraux), permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre projet on a des escaliers droites et des escaliers balancés.

4. L'ascenseur

C'est un élément mécanique. Il sert à faire monter et descendre des personnes et des chargements à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

Il est constitué d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

5. La terrasse

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

6. L'acrotère

C'est un élément en béton armé ; entourant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse. Sa hauteur varie entre 60cm et 100 cm. Son épaisseur est de 10cm.

7. La maçonnerie

Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles parois de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm.

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur ; leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

8. Les voiles

Elément de contreventement vertical mince et continu généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

9. Les fondations

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier. On choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

I.4. caractéristiques du sol

D'après l'analyse des pénétrogrammes des dix essais réalisés, nous suggérons :

- La contrainte admissible du sol 2 Bar
- Le poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$
- La cohésion $c = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2$

I.5. Règlementation et normes utilisés

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

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

I.6. Méthodes de calcul

I.6.1. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

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

I.6.2. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

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

I.7. Matériaux

I.7.1. Le Béton

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

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

Le béton présente les avantages suivants :

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

➤ Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4.76 + 0.83j)] f_{c28}$$

$$f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1.4 + 0.95j)] f_{c28}$$

(CBA Art: A.2.1.1.1)

- Pour $28 < j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

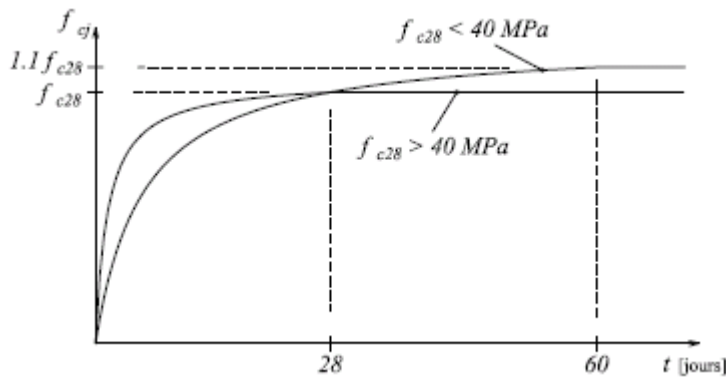


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge de béton

➤ Résistance à la traction

La résistance à la traction est définie selon le (BAEL91 article A .2.3.3.1 et le C.B.A93 A.2.1.1.2.) par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

f_{t28} = résistance caractéristique de béton à la traction.

Donc : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

✓ Module de déformation longitudinale

Sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 heures, on admet à défaut de mesure qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation instantané du béton $E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{c_j}}$.

$$E_{i28} = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \Rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

On admet que sous contraintes normales d'une longue durée, le module de déformation différé est donné par : $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}}$.

$$E_v = \frac{E_{i28}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \Rightarrow \quad E_v = 10721.398 \text{ MPa}$$

✓ Coefficient de poisson

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

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformations à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

✓ Le module de déformation transversale du béton G

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

✓ Diagramme contrainte déformation

▪ Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} [MPa] \quad \text{Avec :}$$

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

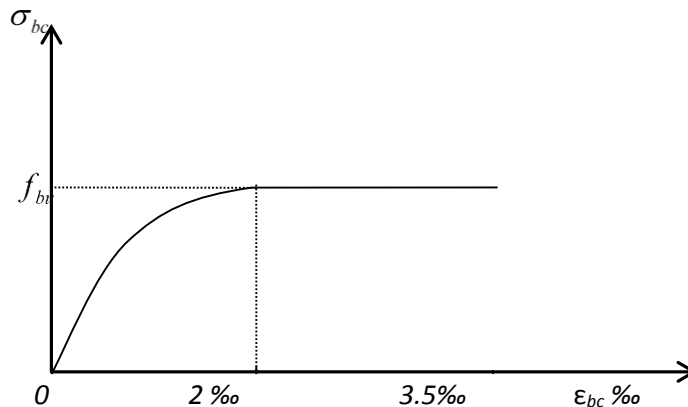


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU

θ : Coefficient d'application. $\theta = 1$: Lorsque $T > 24h$.

$\theta = 0.9$: Lorsque $1h \leq T \leq 24h$.

$\theta = 0.8$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1h$.

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2 MPa$ situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48 MPa$ situation accidentelle.

▪ Contrainte de compression à l'Etat Limite service

Dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

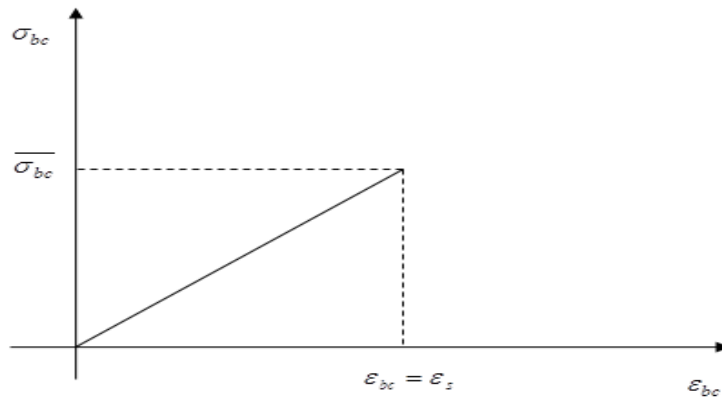


Figure I.3 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS

▪ Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

- cas d'une fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.13 \times f_{c28}; 5MPa)$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau} = 3.25MPa$$

- cas d'une fissuration nuisible ou très nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 4MPa)$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau} = 2.5MPa$$

I.6.2. Les aciers

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendus, nous utilisons :

1. Caractéristiques mécaniques des aciers

➤ À E.L.U

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

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

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}; \gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour le cas courant} \\ 1 & \text{Pour le cas accidentel} \end{cases} \quad \varepsilon_s : \text{allongement relatif}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{Pour le cas courant} \\ 400 & \text{Pour le cas accidentel} \end{cases}$$

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

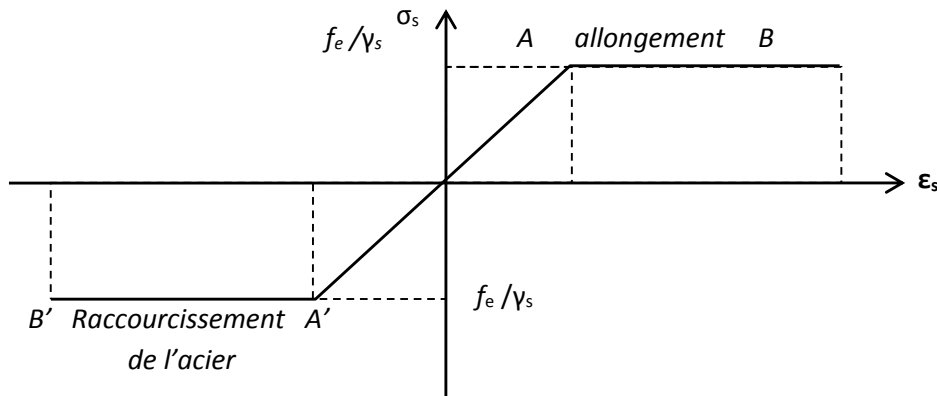


Figure I.4 : Diagramme des contraintes-déformations du l'acier à l'ELU.

➤ **À ELS :**

- **Cas de fissuration peu nuisible**

Pas de vérification à faire

- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; \max(240\text{MPa}; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

$$\eta : \text{coefficient } t \text{ de fissuration} \quad \begin{cases} = 1 & \text{Pour l'acier RL} \\ = 1.6 & \text{Pour l'acier HA} \end{cases}$$

- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e; \max(200\text{MPa}; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

✓ **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h - d$ avec $d = 0.9 \times h$

I.8. Actions et sollicitations

I.8.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de température, tassement d'appuis...) qui entraînent des déformations de la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

1. Actions permanentes (G)

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.

- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.

On note :

G_{\max} : actions permanentes défavorables.

G_{\min} : actions permanentes favorables.

2. Actions variables (Q_i)

Ce sont les actions dont l'intensité est plus au moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

On note :

Q : action variable de base.

3. Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

I.8.2. Les sollicitations

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

1. Les combinaisons d'action

a. Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art.A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi$$

Q_1 Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_1, ψ_2, ψ_3 :: Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**

$\gamma_{Q1} = 1.5$ Dans le cas général

= 1.35 dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).



CHAPITRE 02



PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement consiste à estimer les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude de projet, en respectant les règlements utilisés. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Planchers

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est composé de corps creux et de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place et d'une dalle de compression en béton armé.

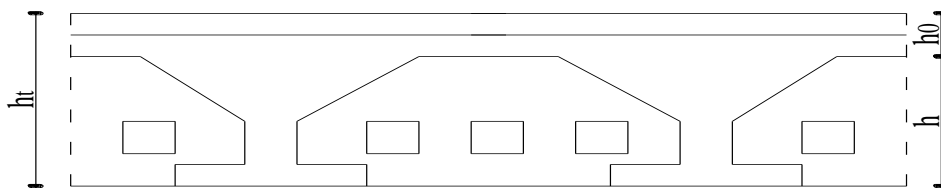


Figure II.1 : Plancher à corps creux

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'ourdis.

$h_t = h_0 + h$: hauteur totale du plancher (dalle de compression + entrevous)

➤ **Disposition des poutrelles :**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition

- Le critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

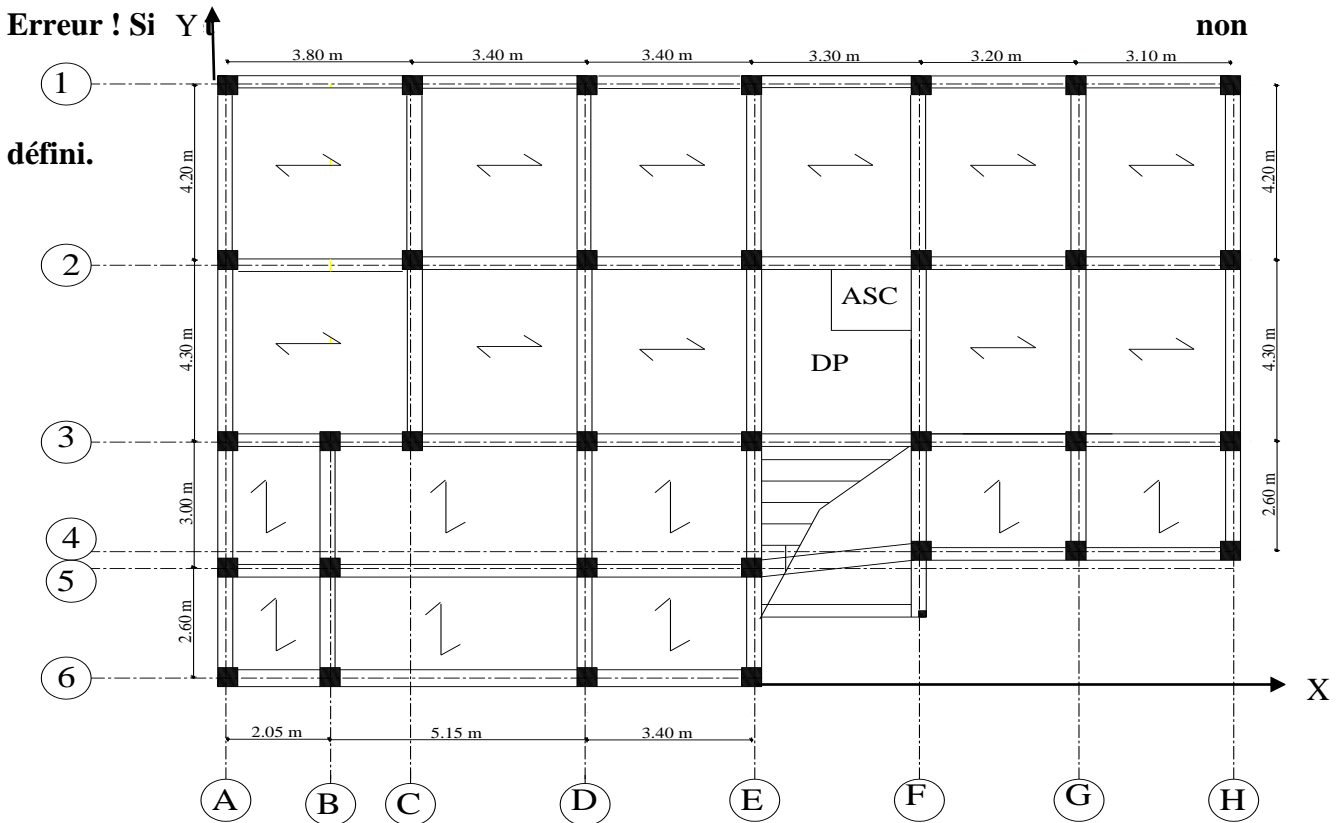


Figure II.2 : Schémas de la disposition des poutrelles.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t , par satisfaction de la condition de la flèche, la hauteur doit vérifier la relation suivante :

Selon le BAEL :
$$h_t = \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : La distance max (entre nus d'appuis) dans le sens de la disposition des poutrelles

➤ Pour les Poutrelles // à L_x

On a : $L_{\max} = 380 - 30 = 350$ cm ce qui donne $h_t \geq 15.55$ cm

➤ Pour les poutrelles // à L_y

On a : $L_{\max} = 300 - 30 = 270$ cm ce qui donne $h_t \geq 12$ cm

Donc on opte : $h_t = 16 + 4 = 20$ cm où 16 cm est la hauteur de corps creux et 4 cm la hauteur de la dalle de compression.

II.2.1.2. Plancher dalle pleine

Ce type de plancher est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'épaisseur est relativement faible par-apport aux autres directions (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Il peut être encastré sur deux ou plusieurs appuis comme il peut être assimilé à une console. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

1. critère de résistance :

- $e \geq Lx/20$ pour une dalle sur un seul appui ou deux appui parallèles.
- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ pour une dalle sur quatre appuis et $\rho \leq 0,4$
- $Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis et $\rho > 0,4$

2. coupe-feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14$ cm trois heures de coupe-feu.

3. Isolation phonique :

Selon les règles techniques <CBA93> en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre projet les différentes dalle pleine qu'on a :

- dalle pleine sur quatre appuis
- dalle pleine sur trois appuis
- dalle pleine sur un seul appui

✓ dalle pleine sur quatre appuis

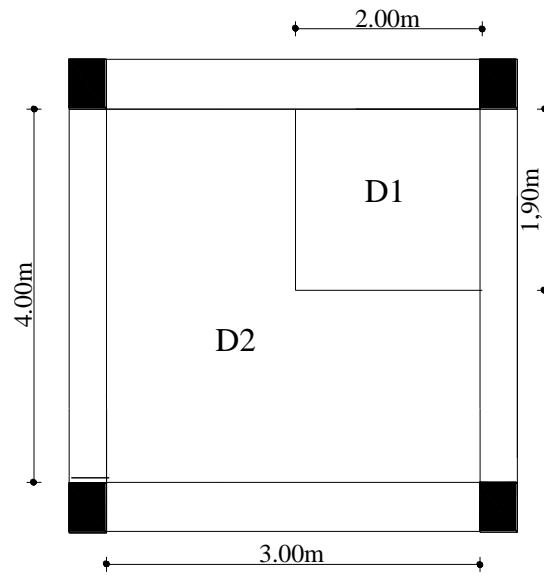


Figure II.3 : Identification de la dalle au niveau de l'ascenseur et au niveau de panneau entourant la cage d'ascenseur

Tableau II.1. Les dimensions des dalles sur quatre appuis.

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	$e (cm)$
D1	1.90	2.00	0.95	$4.22 \leq e \leq 4.75$
D2	3.00	4.00	0.75	$6.66 \leq e \leq 7.5$

✓ dalle pleine sur trois appuis

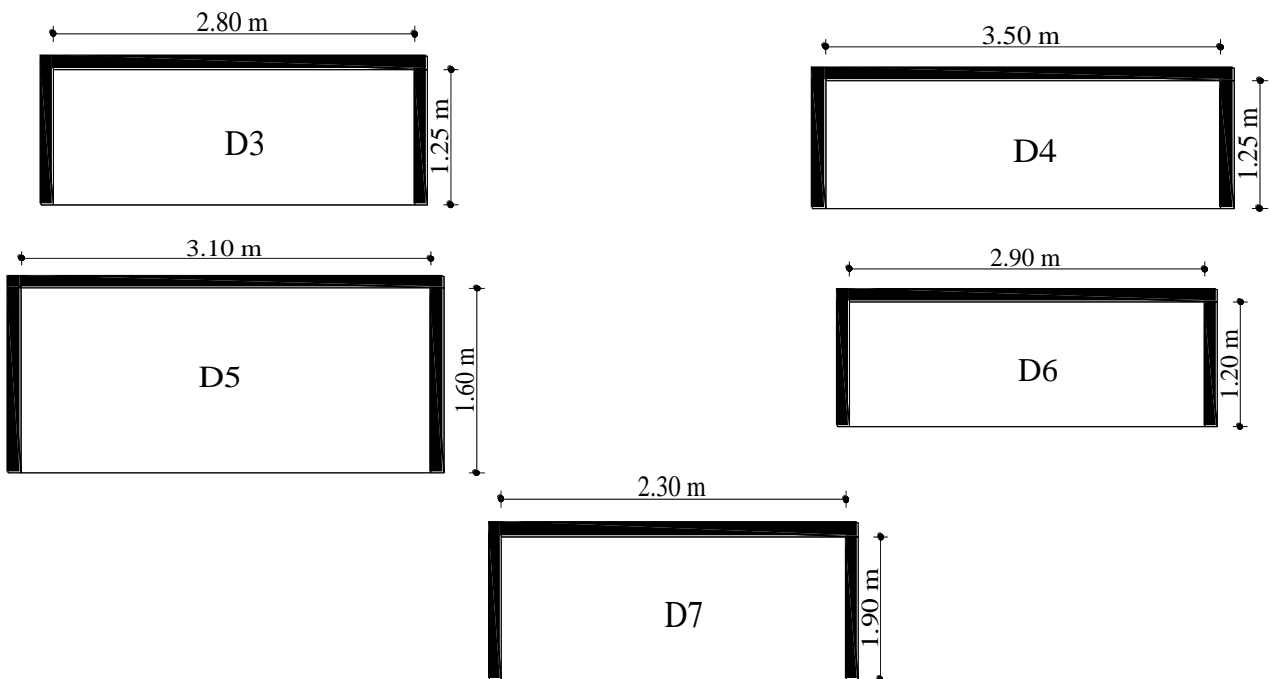


Figure II.4 : dalles pleines sur trois appuis

Tableau II.2. Les dimensions des dalles sur trois appuis.

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	e (cm)
D3	1.25	2.80	0.45	$2.77 \leq e \leq 3.12$
D4	1.25	3.50	0.36	$e \geq 6.25$
D5	1.60	3.10	0.52	$3.55 \leq e \leq 4.00$
D6	1.20	2.90	0.41	$2.66 \leq e \leq 3.00$
D7	1.90	2.30	0.83	$4.22 \leq e \leq 4.75$

✓ **Dalle pleine sur un seul appui**

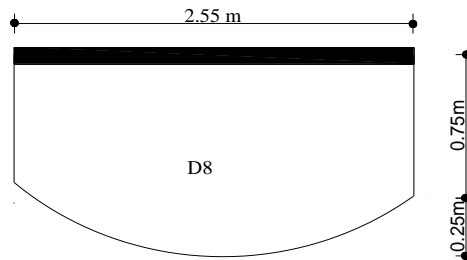


Figure II.5 : Dalles pleines sur un seul appui

Tableau II.3. Dimensions de la dalle sur un seul appui

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	e (cm)
D8	1.00	2.30	/	≥ 5.00

On voit bien que les épaisseurs des dalle pleines donnée par le critre de resistance sont petites des, par apport a celles estimées par le critère de coupe feu ($e \geq 14$ cm). l'épaisseur optée pour l'ensomble des dalle pleines est **$e = 15$ cm.**

II.2.2. Les escaliers

Les escaliers c'est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Elles seront réalisées en béton armé coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

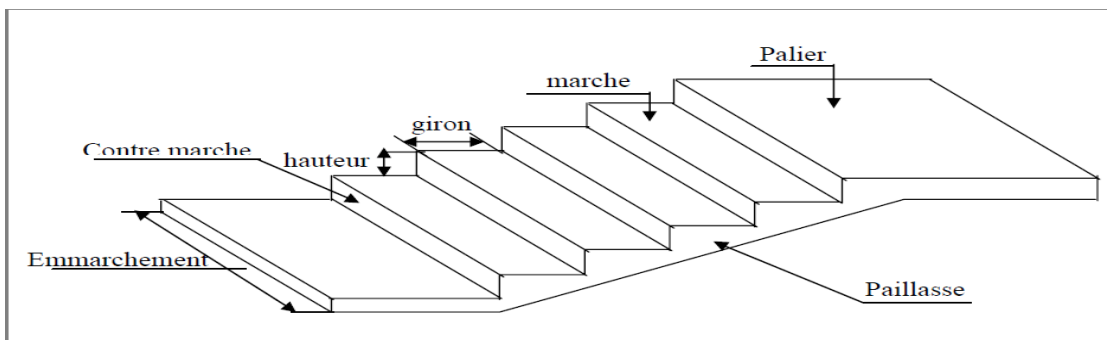


Figure II.6 : Composantes d'un escalier

II.2.2.1. Escalier type 1

a. Escalier 1

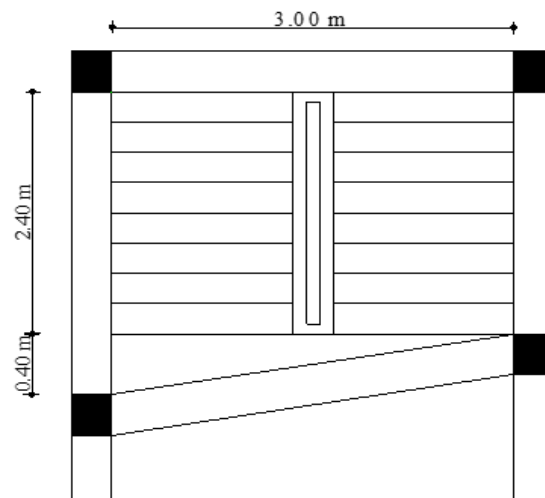


Figure II.7 : Vue en plan de l'escalier type 1

➤ Hauteur et largeur des marches

- Volée 1 et 2 (sont identiques)

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$L = 2.40 \text{ m}$$

Pour le confort des usagers nous avons choisi de prendre $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = 9$$

n : le nombre de contre marche

Pour dimensionner le giron on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \Rightarrow 25 \leq g \leq 30 \text{ on prend } g = 30 \text{ cm}$$

➤ Dimensionnement de la paillasse

- La longueur de la paillasse est : $l = \frac{H}{\sin \alpha}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ \Rightarrow l = 2.85 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la condition : $\frac{L_0}{30} < e < \frac{L_0}{20}$

L_0 : longueur total entre nus d'appuis (longueur réel de la paillasse)

$$L_0 = 2.85 + 0.40 = 3.25 \text{ m}$$

$$10.83 \text{ cm} < e < 16.25 \text{ cm}$$

On prend comme épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

L'escalier menant du RDC au 1^{ère} niveau est un escalier droit composé de 3 volées. Les deux premières volées sont identiques à celle du type1 précédemment calculé. Donc ce qui suit on s'intéresse au calcul de la 3^{ème} volée.

▪ **Volée 3 :**

$$H = 1.02 \text{ m}$$

$$L = 1.50 \text{ m}$$

Pour le confort des usagers nous avons choisi de prendre $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = 6$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

➤ **Dimensionnement de la paillasse**

- La longueur de la paillasse est : $l = \frac{H}{\sin \alpha}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ \Rightarrow l = 1.80 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la condition : $\frac{L_0}{30} < e < \frac{L_0}{20}$

$$L_0 = 1.80 + 1.3 = 3.1 \text{ m}$$

$$10.33 \text{ cm} < e < 15.5 \text{ cm}$$

On prend comme épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

b. Escalier 2

Dans ce niveau on a deux escaliers de dimensions différentes

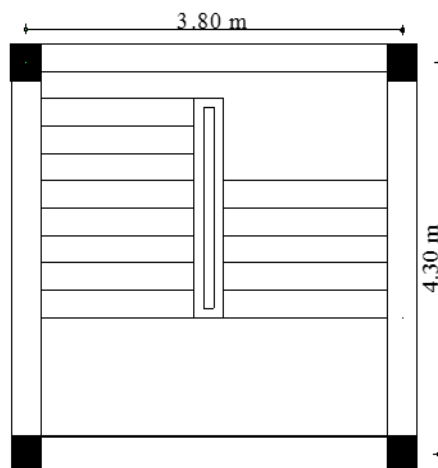


Figure II.8 : Vue en plan de l'escalier 2

Les résultats obtenus sont résumés dans tableau suivant :

Tableau II.4 : Les dimensions d'escalier RDC

H(m)	L(m)	h(cm)	n	g(m)	$\alpha(^{\circ})$	l(m)	L ₀ (m)	e (cm)
1.02	1.50	17	6	30	32.52	1.63	4.23	14.1 ≤ e ≤ 21.15
1.53	2.40	17	9	30	32.52	2.85	4.55	15.17 ≤ e ≤ 22.75
1.53	2.40	17	9	30	32.52	2.85	4.55	15.17 ≤ e ≤ 22.75

On prendre comme épaisseur : e = 16 cm

II.2.2.2. Escalier type 2

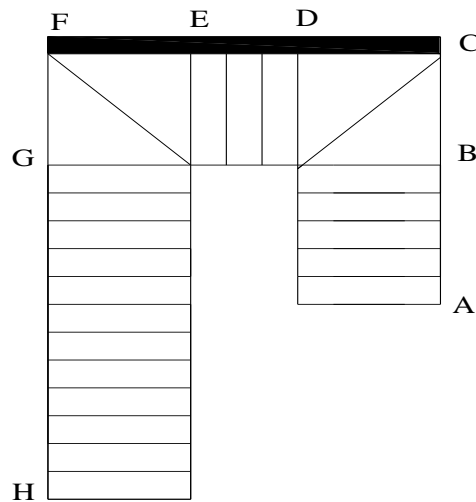


Figure II.9 : Vue en plan de l'escalier type 2

Tableau II.5 : Volée AB

L ₀ (m)	L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$	e(cm)
1.69	1.35	1.02	6	17	27	37.07	5.63 ≤ e ≤ 8.45

Tableau II.6 : Volée DE

L ₀ (m)	L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$	e(cm)
1.06	0.81	0.68	4	17	27	40.01	3.53 ≤ e ≤ 5.3

Tableau II.7 : Volée GH

L ₀ (m)	L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$	e(cm)
3.60	2.97	2.04	12	17	27	34.48	12 ≤ e ≤ 18

✓ Les volée BCD et EEG :

$$\beta = \frac{90}{2} = 45^{\circ} \Rightarrow x = 1.00 \times \tan \beta = 1.00 \text{ m}$$

Soit 01 marche avec h = 0.17m pour chaque volée

II.2.3. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments et de garde-corps. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher est soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Dans notre cas on distingue deux acrotères.

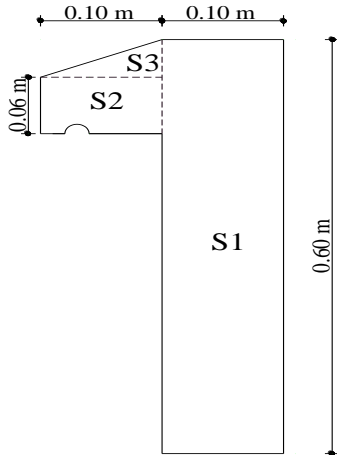


Figure II.10. Schéma de l'acrotère entourant la périphérie de la structure

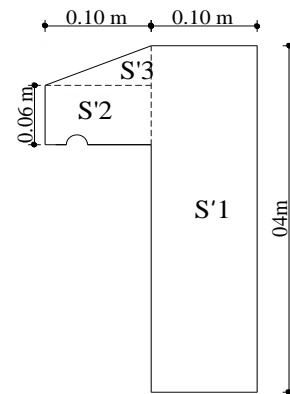


Figure II.11. Schéma de l'acrotère entourant la cabine machine

- **Charges de l'acrotère 1**

$$S_{\text{acrotère}} = S1 + S2 + S3 = (0.1 \times 0.6) + (0.06 \times 0.1) + (0.1 \times 0.04) \times 0.5$$

$$S_{\text{acrotère}} = 0.068 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère par (ml) est :

$$G = 0.068 \times 25 \times 1 = 1.70 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$G = \rho \times e \times l = 20 \times 0.015 \times 1.46 = 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 2.14 \text{ KN/ml}$$

- **Charges de l'acrotère 2**

$$S'_{\text{acrotère}} = S'1 + S'2 + S'3 = (0.1 \times 0.4) + (0.06 \times 0.1) + (0.1 \times 0.04) \times 0.5$$

$$S'_{\text{acrotère}} = 0.048 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère par (ml) est :

$$G = 0.048 \times 25 \times 1 = 1.20 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$G = \rho \times e \times l = 20 \times 0.015 \times 1.07 = 0.32 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.52 \text{ KN/ml}$$

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires. La hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :

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

Avec : L_{\max} : est la longueur maximale entre nus d'appuis

➤ Les poutres principales (PP) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

$$L_{\max} = 4.30 - 0.4 = 4.00\text{m}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67\text{cm} \leq h_{pp} \leq 40\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h_{pp} = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases} \quad b : \text{ largeur de la poutre} \quad 0.7h \geq b \geq 0.3h$$

➤ Poutres secondaires (PS)

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max} = 3.80 - 0.30 = 3.50 \text{ cm.}$$

$$\frac{350}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33\text{cm} \leq h_{ps} \leq 35\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h_{ps} = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

➤ Vérification des règles du RPA :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \end{cases}$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **30×35** pour les poutres principales et **30×30** pour les poutres secondaires.

II.3.2. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures.

Si : h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15$ cm..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4e$ (3).

On distingue les hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Tableau II.8. Les dimensions des voiles

Nature d'étage	h_e (cm)	$e \geq h_e / 20$ (cm)
Sous-sol	$294 - 20 = 330$	$e \geq 13.7$
RDC	$408 - 20 = 388$	$e \geq 19.4$
Etages courants et services	$306 - 20 = 286$	$e \geq 14.3$

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons les dimensions suivantes :

- Pour le niveau Sous-sol : $e = 20$ cm.
- Pour les niveaux RDC : $e = 20$ cm
- Etage courant et services: $e = 15$ cm.

Le choix de 20 cm d'épaisseur pour les voiles du sous-sol s'est fait dans le but de ne pas apporter un changement brusque de rigidité entre le niveau sous-sol et RDC

○ **Voiles de la cage d'ascenseur**

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement de la structure, son épaisseur sera prise égale à 15 cm (plus petite valeur donnée par le RPA).

II.3.3. Les Poteaux

Ce sont des éléments porteurs, ils reprennent les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent au chaînage vertical.

Les poteaux sont près dimensionnés selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

Les dimensions des poteaux (b×h) sont supposées :

- Sous-sol, R.D.C : (45×50) cm².
- 1^{ere}, 2^{eme} étage : (40×45) cm².
- 3^{ème}, 4^{eme}, 5^{eme} étage: (35×40) cm².
- 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} étage: (30×35) cm²

II.4. Evaluation des charges et surcharge

II.4.1. Les charges permanentes

Tableau II.9 .Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Protection en gravillon roulé	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Formation de pente en béton	0.1	22	2.02
Plancher en corps creux	0.2	14.25	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total	/	/	6.44

Tableau II.10. Evaluation des charges pour les plancher courant

Désignation	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle de corps creux	0.2	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de distribution	0.10	10	1
Total	/	/	5.43

Tableau .II.11. Evaluation de la charge de la dalle pleine

Désignation	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total	/	/	5.33

Tableau II.12. Evaluation des charges des murs.

Description	Epaisseur (m)	Densité (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
Enduit ciment	0.015	20	0.30
Brique creuse	0.10	9	0.90
Ame d'air	0.10	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Total	/	/	2.30

Tableau II.13. Evaluation des Charges des volées

Type	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
RDC	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
	Revêtement en carrelage vertical	0.02×h/g	22	0.249
	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
	Mortier de pose vertical	0.02×h/g	20	0.226
	Marches	h/2	23	1.955
	Paillasse 2	0.15/cos(34.22°)	25	4.535
	Sable de pose	0.03	18	0.54
	Enduit de plâtre 2	0.02/cos(34.22°)	10	0.241
	Garde de corps	/	/	0.1
Total	/	/	/	8.646
	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
	Revêtement en carrelage vertical	0.02×h/g	22	0.249
	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
	Mortier de pose vertical	0.02×h/g	20	0.226

	Marches	$h/2$	23	1.955
	Paillasse 1	$0.15/\cos(32.52^\circ)$	25	4.447
	Sable de pose	0.03	18	0.54
	Enduit de plâtre 1	$0.02/\cos(32.52^\circ)$	10	0.237
	Garde de corps	/	/	0.1
Total	/	/	/	8.59

Tableau II.14. Evaluation des Charge des paliers

Type	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
Tous les niveaux	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
	Mortier de pose	0.02	20	0.4
	Lit de sable	0.02	18	0.36
	Dalle plein	0.15	25	3.75
	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total	/	/	/	5.15

II.4.2. Les charges d'exploitations

Tableau II.15. Evaluation des charges d'exploitation

	Etage courant	Terrasse inaccessible	Balcon	Escalier	Service
Surcharge KN/m ²	1.5	1.00	3.5	2.5	2.5

II.5. La descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charges permet l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure, 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 (escalier, acrotère...)

La descente de charges se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieure et cela jusqu'au niveau le plus bas(les fondations).

Niveau 09 : Q0

Niveau 08 : Q0+Q1

Niveau 07 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Niveau 06 : $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 05 : $Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$

Niveau 04 : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 02 : $Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$

Niveau 01 : $Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$

La descente de charge se fait sur le poteau le plus sollicité. Le choix de ce poteau se fait en tenant compte des surfaces afférentes ainsi que la proximité de la cage d'escalier. Ainsi ; nous avons procédé à la vérification des poteaux (3-D) et (2-C).

II.5.1. La descente de charge pour le poteau (3-E). (Voir figure pag 12)

➤ La surface afférente

$$S_1 = 1,55 \times 2,00 = 3,1 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,35 \times 1,55 = 2,0925 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,50 \times 2 = 3,00 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,35 \times 1,50 = 2,025 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{poutres}} = 1,92 \text{ m}^2$$

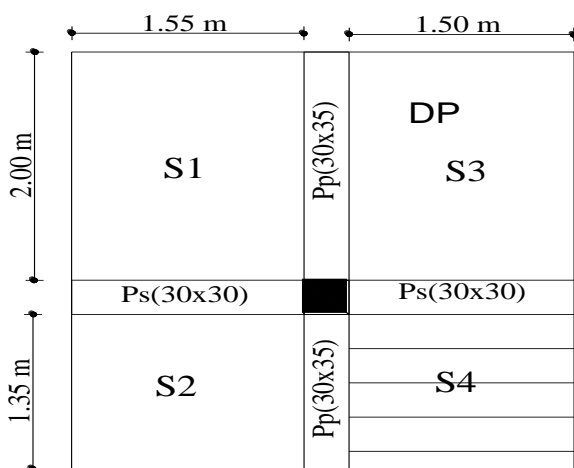


Figure II.12. La surface afférente pour l'étage courant (Pot 3-E)

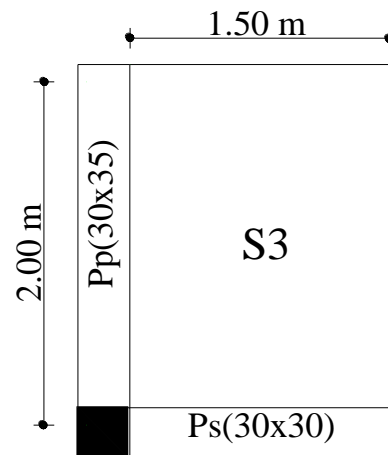


Figure II.13. La surface afférente pour la couverture de la cage d'ascenseur (pot 3-E)

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (3-E) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.16. Descente de charge de poteau (3-E)

N°	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Acrotère	$1.52 \times (2 + 1.5 + (0.35 + 0.3) / 2) = 5.814$	
	Plancher corps creux	$6.44 \times 3 = 19.32$	
N ₀	Poteaux.	$0.3 \times 0.35 \times 2.85 \times 25 = 7.481$	
	Poutres principales	$0.3 \times 0.35 \times 2 \times 25 = 5.25$	
N ₀	Poutres secondaires	$0.3 \times 0.3 \times 1.5 \times 25 = 3.375$	
	Σ	41.24	
N ₀	Venant	41.24	
	Terrasse inaccessible poteaux	$(7.225 \times 6.44) + (3 \times 5.33) = 62.519$	
	Poutres principales	8.032	
	Poutres secondaires	$0.3 \times 0.35 \times 3.35 \times 25 = 8.793$	
	Murs	$0.3 \times 0.33.05 \times 25 = 6.862$	
N ₀	Murs	$(1.5 \times 2.55 + 2 \times 2.5) \times 2.3 = 20.297$	
	Σ	147.743	16.195
N ₁	Venant plancher poteaux	147.743	
	Poutres principales	$(5.2 \times 5.43) + (3 \times 5.33) = 44.226$	
	Poutres secondaires	8.032	
	Escalier	8.793	
	Mur	6.862	
N ₁	Mur	$2.025 \times 8.59 = 17.394$	
	Σ	$(1.35 \times 2.71 + 1.55 \times 2.76) \times 2.3 = 18.253$	
Σ		251.303	36.887
N ₂	Venant plancher poteaux	251.303	
	Poutres principales	44.226	
	Poutres secondaires	8.032	
	Escalier	8.793	
	Mur	6.862	
N ₂	Mur	17.394	
	Σ	18.253	
Σ		354.863	55.509
N ₃	Venant plancher poteaux	354.863	
	Poutres principales	44.226	
	Poutres secondaires	10.71	
	Escalier	8.793	
	Murs	6.862	
N ₃	Murs	17.394	
	Σ	18.253	
Σ		461.101	72.063
N ₄	Venant plancher poteaux	461.101	
	Poutres principales	44.226	
	Poutres secondaires	10.71	
	Escalier	8.793	
	Murs	6.862	
N ₄	Murs	17.394	
	Σ	18.253	
Σ		567.339	86.547

N ₅	Venant	567.339	
	plancher	44.226	
	poteaux	10.71	
	Poutres principales	8.793	
	Poutres secondaires	6.862	
	Escalier	17.394	
	Murs	18.253	
Σ		673.577	98.963
N ₆	Venant	673.577	
	plancher	44.226	
	poteaux	13.77	
	Poutres principales	8.793	
	Poutres secondaires	6.862	
	Escalier	17.394	
	Murs	18.253	
Σ		782.875	109.309
N ₇	Venant	782.875	
	plancher	44.226	
	poteaux	13.77	
	Poutres principales	8.793	
	Poutres secondaires	6.862	
	Escalier	17.394	
	Murs	18.253	
Σ		892.173	125.899
N ₈	Venant	892.173	
	plancher	44.226	
	poteaux	22.95	
	Poutres principales	$0.3 \times 0.35 \times 25 \times (3.35 + 2) = 14.043$	
	Poutres secondaires	$0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.05 + 1.5) = 10.237$	
	Escalier	$(1.35 + 3)5.15 + (0.675 \times 8.64) + (8.59 \times 2.025) = 45.63$	
	Murs	$18.253 + (2.55 - 0.35) \times 2 \times 2.3 = 28.373$	
Σ		1057.635	152.237
N ₉	Venant	1057.635	
	plancher	$5.125 \times 5.43 + (3 \times 5.33) = 43.817$	
	poteaux	17.662	
	Poutres principales	8.793	
	Poutres secondaires	6.862	
	Escalier	17.394	
	Murs	17.009	
Σ		1169.172	168.275

$$N_{G1} = 1169.172 \text{ KN}$$

$$N_{Q1} = 168.275 \text{ KN}$$

II.5.2. La descente de charge pour le poteau (2-C)

➤ La surface afférente

$$S_1 = 3.412 \text{ m}^2,$$

$$S_2 = 3.022 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3.5 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.1 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{poutres}} = 2.175 \text{ m}^2$$

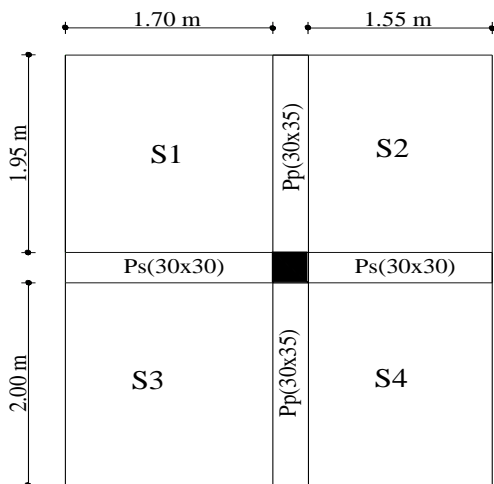


Figure II.14. Surface afférente d'étage courant (pot 2-C)

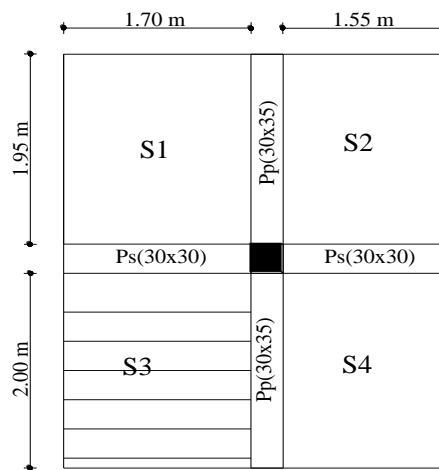


Figure II.15. Surface afférente d'étage 1.2 et RDC (pot 2-C)

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (**pot2-C**) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. Descente de charge de poteau (2-C)

N°	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Terrasse inaccessible	$13.035 \times 6.44 = 83.945$	$Q_0 = 1 \times 15.21$
	poteaux	$0.35 \times 0.3 \times 3.06 = 8.032$	
	Poutres principales	$0.3 \times 0.35 \times 3.95 \times 25 = 10.368$	
	Poutres secondaires	$0.3 \times 0.3 \times 3.3 \times 25 = 7.425$	
Σ		109.77	15.21
N ₁	Venant plancher	109.77	
	poteaux	$13.035 \times 5.43 = 70.780$	
	Poutres principales	8.032	
	Poutres secondaires	10.368	
	Murs	7.425	
Σ		239.789	38.025
N ₂	Venant plancher	239.789	
	poteaux	70.780	
	Poutres principales	8.032	
	Poutres secondaires	10.368	
	Murs	7.425	
		33.414	

Σ		369.808	58.558
N ₃	Venant plancher poteaux Poutres principales Poutres secondaires Murs	369.808 70.780 10.71 10.368 7.425 33.414	
Σ		502.505	76.810
N ₄	Venant plancher poteaux Poutres principales Poutres secondaires Murs	502.505 70.780 10.71 10.368 7.425 33.414	
Σ		635.202	92.781
N ₅	Venant plancher poteaux Poutres principales Poutres secondaires Murs	635.202 70.780 10.71 10.368 7.425 33.414	
Σ		767.899	106.87
N ₆	Venant plancher poteaux Poutres principales Poutres secondaires Murs	767.899 70.780 10.71 10.368 7.425 33.414	
Σ		903.656	117.877
N ₇	Venant plancher poteaux Poutres principales Poutres secondaires Murs Escalier	903.656 51.775 13.77 10.368 7.425 23.575 33.575	
Σ		1044.144	139.399
N ₈	Venant plancher poteaux Poutres principales Poutres secondaires Murs Escalier	1044.144 24.660 22.95 5.25 7.425 23.575 33.575	
Σ		1161.579	150.587
N ₉	Venant plancher poteaux Poutres principales Poutres secondaires	1161.579 70.780 17.662 10.368 7.425	

	Murs	23.575	
	Escalier	25.666	
Σ		1317.055	171.702

$$N_{G2} = 1317.055 \text{ KN}$$

$$N_{Q2} = 171.702 \text{ KN}$$

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (2-C) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

$$N_u = 1.35 \times 1317.055 + 1.50 \times 171.702 = 2035.577 \text{ KN},$$

$$N_s = 1317.055 + 171.702 = 1488.757 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.1.1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q) = 1.1 \times 2035.77 = 2239.1347 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

II.6. Vérifications

II.6.1. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2239.1347}{14.2 \times 10^3} = 0.157 \text{ m}^2$$

A la base $B = 0.45 \times 0.50 = 0.225 > 0.157 \dots \dots \dots$ c'est vérifié

II.6.2. Vérification au flambement

On doit vérifier que :

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

$$B_r : \text{Section réduite de poteau} \longrightarrow B_r = (b - 2) (h - 2)$$

A_s : Section des armateurs comprimés

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ tel que

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

λ est définie comme suit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7l_0$ (l_0 : longueur de poteau)

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

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

AN :

$$L_f = 0.7 \times 2.79 = 1.953m$$

$$B = 0.45 \times 0.50 = 0.225m^2$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.50^3}{12} = 4.687 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{4.687 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.144m$$

$$\lambda = \frac{1.953}{0.144} = 13.562 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.562}{35} \right)^2} = 0.825$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} + \frac{f_e}{100 \times \lambda_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{2239.151 \times 10^{-3}}{0.825 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.123m^2$$

$$B_r = (0.50 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 0.206m^2 > 0.123m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Conclusion

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 15cm pour les planchers et les balcons et (16cm ; 18cm) pour les escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur pour le sous-sol et RDC et a 15 cm pour les autres niveaux, les sections des poutres ont été estimé à (30×40) cm² pour les principales et (30×30) cm² pour les poutres secondaires.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- Poteaux du sous-sol et RDC : $(h \times b) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 1 et 2 : $(h \times b) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 3,4 et 5 : $(h \times b) = (40 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 6,7 et 8 : $(h \times b) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$



CHAPITRE

03



**ETUDE DES ÉLÉMENT
NON STRUCTURAUX**



III.1. Introduction

La structure est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. L'objectif de ce présent chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur. L'étude se fait par l'évaluation des charges sur l'élément considéré, le calcul des sollicitations les plus défavorables ensuite la détermination de la section d'acier pour reprendre les charges en question en respectant la réglementation (BAEL91, RPA99/2003, CBA93).

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement de la structure, car l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III. 2 Etude des planchers

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

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

III.2.1. Etude des plancher a corps creux

III.2.1.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T. Elles portent les entrevous. Ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression. Elles sont calculées en flexion simple.

• Données nécessaires

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } b_0 = 10 \text{ cm}$$

• Dimensionnement de b

b : la largeur efficace de la table de compression

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right) .$$

L_x : la distance entre nus d'appuis de deux nervures voisines

$$L_x = 0.65 - 0.10 = 0.55 \text{ m}$$

L_y : longueur minimale (entre nue) de l'élément calculés

$$L_y = 2.05 - 0.30 = 1.75 \text{ m}$$

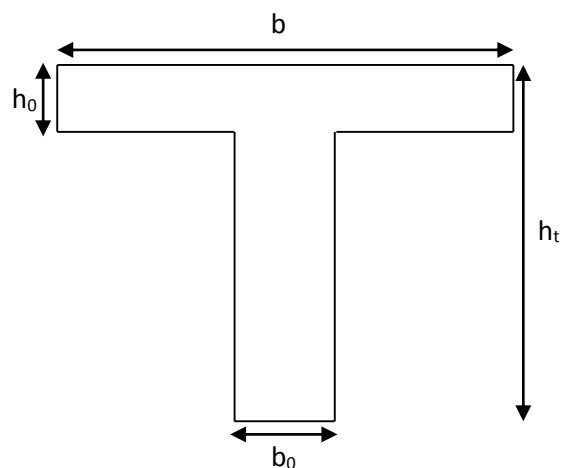


Figure III.1. Dimensions de la poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}; \frac{175}{10} \right) \text{ cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq 17.5$$

$$b \leq 45 \text{ cm} \rightarrow b = 45 \text{ cm} ;$$

III.2.1.2. Calcul des sollicitations

- à L'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$ et $P_U = l_0 Q_U$

- à L'ELS : $Q_S = G + Q$ et $P_S = l_0 Q_S$

Avec : $l_0 = 0,65 \text{ m}$. (l'entraxe des poutrelles)

Tableau III.1. Les différentes charges reprises par les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _U	P _U	Q _S	P _S
Terrasse inaccessible	6.80	1.00	10.194	6.626	7.44	4.836
Etage courant	5.43	1.50	9.580	6.227	6.93	4.504
Etage de service	5.43	2.50	11.080	7.202	7.93	5.154

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

1. Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (art. b6. 2. 2. 1. 0. CBA.)

Cette méthode est applicable si :

- Les charges d'exploitations $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travées successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

Dans notre cas

- $Q^{\max} = 2.5 \text{ KN/m}^2 < \min(2G; 5) = 5 \text{ KN/m}^2$
- La fissuration est considérée comme peut nuisible.
- Les sections sont constantes sur toutes les travées
- Le Moment est constant.
- Les rapports entre deux travées successives satisfont la condition $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Ces conditions-là sont vérifiées pour l'ensemble des types de poutrelles qu'on a.

2. Principe de la méthode

- Définition des grandeurs

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

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

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

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

3. Exposé de la méthode forfaitaire :

- Evaluation des moments

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

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

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

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

0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.

0.5 M_0 dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

- Evaluation des efforts tranchants

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

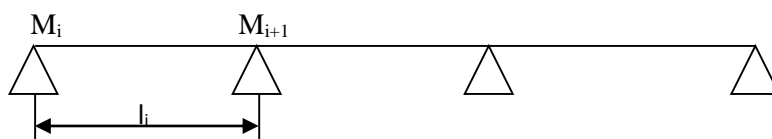


Figure III. 2. schémas d'une poutre continue.

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

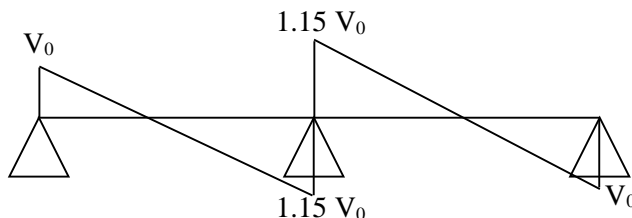


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

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

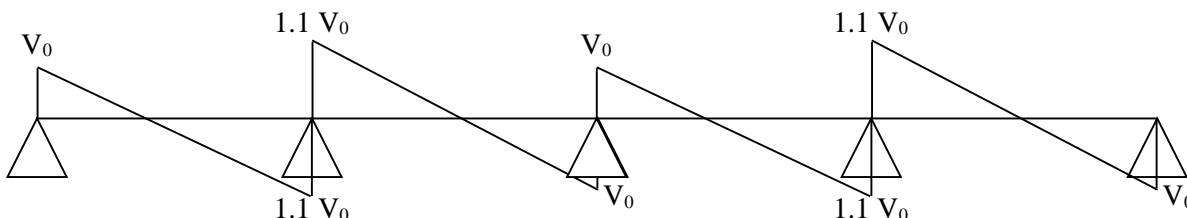


Figure III.4. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

Dans notre structure les différents types de poutrelles qu'on a sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	
5 ^{eme} type	

6 ^{eme} type	
7 ^{eme} type	
8 ^{eme} type	
9 ^{eme} type	
10 ^{eme} type	

Dans ce qui suit nous donnons un exemple de calcul des poutrelles par la méthode forfaitaire (Exemple de la poutrelle du type 3 du plancher appartenant à l'étage courant)

$$G = 5.43 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_U = 6.227 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = 4.504 \text{ KN/m}^2$$

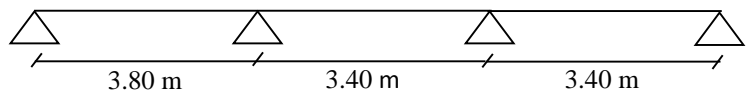


Figure III.5. Schémas de la poutrelle de type 3

1. Les moments en travées (isostatique)

$$M_0 = \frac{q_U \times l^2}{8}$$

ELU	ELS
$M_{0(AB)} = \frac{6.227(3.80)^2}{8} = 11.240 \text{ KN.m}$	$M_{0(AB)} = \frac{4.504(3.80)^2}{8} = 8.129 \text{ KN.m}$
$M_{0(BC)} = \frac{6.227(3.40)^2}{8} = 8.998 \text{ KN.m}$	$M_{0(BC)} = \frac{4.504(3.40)^2}{8} = 6.508 \text{ KN.m}$
$M_{0(CD)} = \frac{6.227(3.40)^2}{8} = 8.998 \text{ KN.m}^2$	$M_{0(CD)} = \frac{4.504(3.40)^2}{8} = 6.508 \text{ KN.m}$

2. Les moments en appuis

2.1 . Appuis de rive

$M_A = M_D = 0$ (le BAEL 91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0.15 \times \text{Max}(M_{01}; M_{02}))$)

$$\begin{array}{c} \text{ELU} \\ \left(\begin{array}{l} M_A = -0.15(11.240) = 1.686.KN.m \\ M_D = -0.15(8.998) = -1.349.KN.m \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{ELS} \\ M_A = -0.15(8.129) = -1.219KN.m \\ M_D = -0.15(6.508) = -0.976.KN.m \end{array} \right)$$

2.2. Appuis intermédiaire

$$\begin{array}{c} \text{ELU} \\ \left(\begin{array}{l} M_B = -0.5(11.240) = -5.62.KN.m \\ M_C = -0.5(8.998) = -4.500.KN.m \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{ELS} \\ M_B = -0.5(8.129) = -4.064KN.m \\ M_C = -0.5(6.508) = -3.254.KN.m \end{array} \right)$$

3. Les moments en travées

Les moments aux appuis, sont négatifs mais pour le calcul de M_t par la méthode forfaitaire ils faut les remplacer par leurs valeurs absolues.

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.43} \Rightarrow \alpha = 0.216$$

✓ Travée de rive (AB)

$$\begin{array}{c} \text{ELU} \\ \left(\begin{array}{l} M_0 = 11.240KN.m \\ \bullet M_t + \frac{0+5.62}{2} \geq \max[1.0648;1.05]11.240 \\ M_t \geq 9.158KN.m \\ \bullet M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq 7.108KN.m \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{ELS} \\ M_0 = 8.129KN.m \\ \bullet M_t + \frac{0+4.064}{2} \geq \max[1.0648;1.05]8.129 \\ M_t \geq 6.623KN.m \\ \bullet M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq 5.140KN.m \end{array} \right)$$

$$\text{On prend : } M_t = 9.158KN.m$$

$$M_t = 6.623KN.m$$

✓ Travée de rive (BC)

$$\begin{array}{c} \text{ELU} \\ \left(\begin{array}{l} M_0 = 8.998KN.m \\ \bullet M_t + \frac{5.62+4.50}{2} \geq \max[1.0648;1.05]8.998 \\ M_t \geq 4.521KN.m \\ \bullet M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq 4.790KN.m \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{ELS} \\ M_0 = 6.508KN.m \\ \bullet M_t + \frac{4.064+3.254}{2} \geq \max[1.0648;1.05]6.508 \\ M_t \geq 3.270KN.m \\ \bullet M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq 3.464KN.m \end{array} \right)$$

$$\text{On prend : } M_t = 4.790KN.m$$

$$M_t = 3.464KN.m$$

✓ Travée intermédiaire (CD)

$$\left(\begin{array}{l} M_0 = \frac{\text{ELU}}{l.m} \\ \bullet M_t + \frac{4.50 + 0}{2} \geq \max[1.0648; 1.05] 8.998 \\ M_t \geq 7.331 \text{KN.m} \\ \bullet M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq 4.790 \text{KN.m} \end{array} \right) \quad \left(\begin{array}{l} M_0 = \frac{\text{ELS}}{V.m} \\ \bullet M_t + \frac{3.254 + 0}{2} \geq \max[1.0648; 1.05] 6.508 \\ M_t \geq 5.302 \text{KN.m} \\ \bullet M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq 3.464 \text{KN.m} \end{array} \right)$$

On prend : $M_t = 7.331 \text{KN.m}$

$M_t = 5.302 \text{KN.m}$

4. Diagramme des moments fléchissant

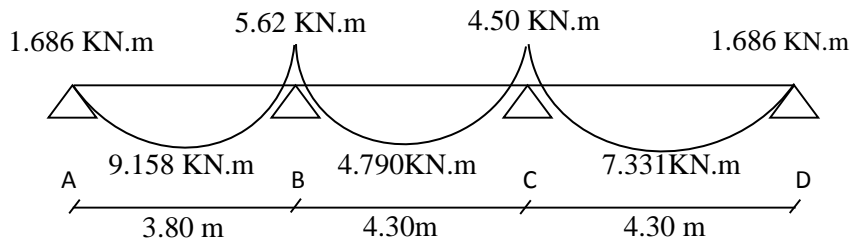


Figure III.6. Diagramme des moments fléchissant

5. Evaluation des efforts tranchants

✓ Travée de rive (AB)

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.227(3.80)}{2} = 11.831 \text{KN} \\ V_B = -1.1V_1 = -1.1(11.831) = -13.014 \text{KN} \end{cases}$$

✓ Travée intermédiaire (BC)

$$\begin{cases} V_B = (1.1) \frac{6.227(3.40)}{2} = 11.644 \text{KN} \\ V_C = (-1.1) \frac{6.227(3.40)}{2} = -11.644 \text{KN} \end{cases}$$

✓ Travée intermédiaire (CD)

$$\begin{cases} V_C = (1.1) \frac{6.227(3.40)}{2} = 11.644 \text{KN} \\ V_D = -\frac{6.227(3.40)}{2} = -10.586 \text{KN} \end{cases}$$

• **Diagramme des efforts tranchants**

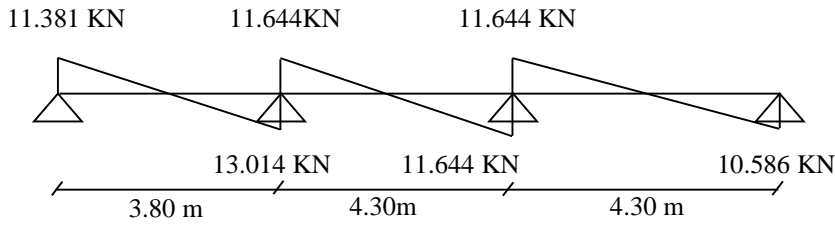


Figure III.7. Diagramme de l'effort tranchant

$V_{\max} = 13.014 \text{ KN}$

Pour les autres types de poutrelles les sollicitations sont représentées dans les tableaux suivant :

Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles de la terrasse inaccessible.

Plancher terrasse inaccessible							
Type 1							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{\max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{\max} (KN.m)$	$M_{travée}^{\max} (KN.m)$	$V^{\max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{\max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{\max} (KN.m)$	$M_{travée}^{\max} (KN.m)$
	1.794	5.980	9.568	13.848	1.309	4.365	6.983
Type 2							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{\max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{\max} (KN.m)$	$M_{travée}^{\max} (KN.m)$	$V^{\max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{\max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{\max} (KN.m)$	$M_{travée}^{\max} (KN.m)$
	1.353	4.510	7.216	12.026	0.987	3.292	5.266
Type 3							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{\max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{\max} (KN.m)$	$M_{travée}^{\max} (KN.m)$	$V^{\max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{\max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{\max} (KN.m)$	$M_{travée}^{\max} (KN.m)$
	1.794	5.980	9.568	13.848	1.309	4.365	6.983
Type 4							
	ELU			ELS			

	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.272	5.089	6.361	12.192	0.928	3.714	4.643
Type 5							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.118	4.472	5.591	11.43	0.612	3.265	4.0810

Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles de plancher étage courant.

Plancher étage courant							
Type 1							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.686	5.620	9.158	13.014	1.219	4.066	6.626
Type 2							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.349	4.499	7.332	11.644	0.976	3.255	5.304
Type 3							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.686	5.620	9.158	11.458	1.219	4.066	6.626

Type 4	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.050	4.203	5.375	10.742	0.760	3.041	3.876

Type 5	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.195	4.783	6.096	11.458	0.864	3.460	4.410

Tableau III.5. Les sollicitations des poutrelles de plancher étage service 02.

Plancher étage service 02							
Type 1							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
1.950	6.500	10.979	15.052	1.395	4.653	7.858	
Type 2							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
1.561	6.244	8.268	14.080	1.918	4.469	5.918	
Type 3							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
1.382	5.531	7.325	13.252	0.989	3.999	5.242	

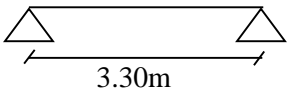
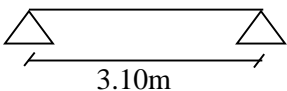
Type 4							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.215	4.861	6.437	12.423	0.870	3.479	4.608

Tableau III.6. Les sollicitations des poutrelles de plancher étage service 01.

Plancher étage service 01							
Type 1							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.561	6.244	8.268	14.080	1.918	4.469	5.918
Type 2							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.382	5.531	7.325	13.252	0.989	3.999	5.242
Type 3							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.215	4.861	6.437	12.423	0.869	3.479	3.028
Type 4							
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.297	/	8.651	12.243	0.928	/	6.192

Tableau III.7. Les sollicitations des poutrelles de plancher étage RDC.

Plancher étage RDC							
Type 1							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.950	6.500	10.979	15.052	1.395	4.653	7.858
Type 2							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.950	6.500	10.979	15.052	1.395	4.653	7.858
Type 3							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.382	5.531	7.325	13.252	0.989	3.999	5.242
Type 4							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.215	4.861	6.437	12.423	0.869	3.479	4.628
Type 5							
	ELU			ELS			
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.561	/	10.407	12.243	1.117	/	7.449

Type 6	 3.30m						
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.470	/	9.804	11.883	1.052	/	7.017
Type 7	 3.10m						
	ELU				ELS		
	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{ap.riv}^{max} (KN.m)$	$M_{ap.int}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	1.297	/	8.651	11.163	0.9288	/	6.192

III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple la poutrelle type 1 sur 4 appuis du plancher à usage d’habitation qui est sollicitée par :

<p>A l'ELU :</p> $M_{max}^t = 9.158 KN.m$ $M_{ap.riv}^{max} = 1.686 KN.m$ $M_{ap.int}^{max} = 5.620 KN.m$ $V_{max} = 12.600 KN$	<p>A l'ELS :</p> $M_{max}^t = 6.626 KN.m$ $M_{ap.riv}^{max} = 1.219 KN.m$ $M_{ap.int}^{max} = 4.066 KN.m$ $V_{max} = 12.600 KN$
--	--

✓ **Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle**

Les poutrelles sont des sections en T. elles sont calculées à la flexion simple.

$$h_t = 20cm$$

$$b_o = 10cm$$

$$b = 45cm$$

$$d = 18cm$$

$$h_o = 4cm$$

$$h = 16cm$$

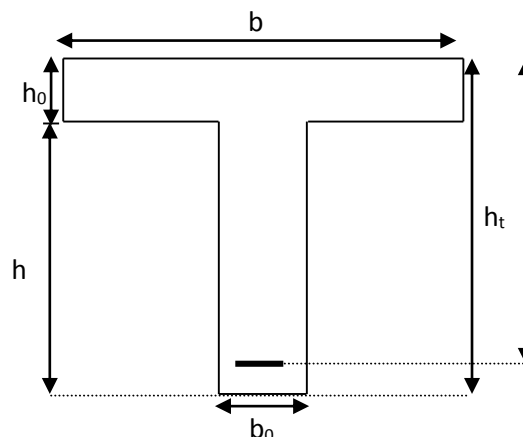


Figure III.8. Section de la poutrelle a ferrailée.

III.2.1.3.1. Calcul à l'ELU**a. En travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.45 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 40.896 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 9.158 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t \times b$) : (20 cm \times 45 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.158 \times 10^{-3}}{0.45 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0442$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0442$$

\Rightarrow Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires $A'_s = 0$

$$\text{et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0442}}{0.8} = 0.0565$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{9.158 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.0565) \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.495 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.45 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.978 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} \leq A_s = 1.495 \text{ cm}^2$ on ferraille avec A_s

$$A_s = 1.495 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2$$

b. En appui

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h (0.1×0.24) m^2 .

b.1. Ferrailage de l'appui intermédiaire

$$M_{\max}^a = 5.620 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.620 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.122 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.122 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pivot A et } A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.122}}{0.8} = 0.163$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{5.620 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.163) \times 348} = 0.959 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.959 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} < A_s = 0.959 \text{ cm}^2$ on ferraille avec A_s

$$A_s = 0.959 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 1\phi 8 + 1\phi 10 = 1.29 \text{ cm}^2$$

b. 2. Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = 1.686 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.686 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.036 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.036 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.046$$

$$A_s = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1.686 \times 10^{-3}}{0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.046) \times 348} = 0.247 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.265 \Rightarrow \text{On prend } 1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$V_{\max} = 13.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.14 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.723 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.723 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification des armateurs longitudinaux A_l a l'effort tranchant**

1. **au niveau de l'appui Appuis de rive**

$$A_{l,adop} \geq A_l = V_u \frac{1.15}{f_e} = \frac{1.15 \times 13.014 \times 10^{-3}}{400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{l,adop} = 0.5 \text{ cm}^2 \geq A = 0.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. **au niveau de l'appui intermédiaire**

$$A_{l,adop} = \left(V_u + \frac{M}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

$$A_{l,adop} \geq A = \left(13.14 \times 10^{-3} + \frac{(-5.620 \times 10^{-3})}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$A_{L,adapté} = 1.29 \text{ cm}^2 \geq A_l = -0.62 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure**

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 1), la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement :

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{b-b_0}{2} \times \frac{V_u}{0.9 \times h_0 \times b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.45 - 0.1}{2} \times \frac{13.14}{0.9 \times 0.04 \times 0.45 \times 0.18} = 0.788 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage des autres poutrelles est calculé avec la sollicitation maximale pour chaque plancher, les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

plancher terrasse inaccessible**Tableau III.8.** Calcul des armatures.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	9.568	0.046	0.059	0.176	1.56	2HA10+1HA8 = 2.07
Appui inter.	5.980	0.130	0.175	0.167	1.02	1HA8+1HA10 = 1.29
Appui de rive	1.794	0.039	0.050	0.177	0.29	1HA8 = 0.50

Tableau III.9. Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.21	0.50	Vérifiée	1.29	Vérifiée
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
0.97	1.80		Vérifiée	

plancher étage courant**Tableau III.10.** Calcul des armatures.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	9.158	0.044	0.056	0.175	1.49	3HA8 = 1.51
Appui inter.	5.980	0.130	0.175	0.167	1.02	1HA8+1HA10=1.29
Appui de rive	1.794	0.039	0.050	0.177	0.29	1HA8 = 0.50

Tableau III.11. Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.21	0.50	Vérifiée	1.29	Vérifiée
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
0.97	1.51		Vérifiée	

plancher service 2**Tableau III.12.** Calcul des armatures.

Elément	Moment(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	10.979	0.053	0.068	0.175	1.802	2HA10+1HA8 = 2.07
Appui inter.	6.500	0.141	0.190	0.166	1.125	1T8+1HA10 = 1.29
Appui de rive	1.950	0.042	0.053	0.176	0.318	1HA8 = 0.50

Tableau III.13. Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.217	0.50	Vérfiée	1.29	Vérfié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
0.97	2.07		Vérfiée	

plancher service 01

Tableau III.14. Calcul des armatures.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	10.407	0.050	0.064	0.176	1.70	2HA8+1HA10 = 2.07
Appui inter.	6.244	0.135	0.182	0.167	1.07	1HA8+1HA10=1.29
Appui de rive	1.561	0.034	0.043	0.177	0.25	1HA8 = 0.50

Tableau III.15. Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.217	0.50	Vérfié	1.29	Vérfié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
0.97	2.07		Vérfiée	

plancher RDC

Tableau III.16. Calcul des armatures.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	10.979	0.053	0.068	0.175	1.80	2HA10+1HA8 = 2.07
Appui inter.	5.260	0.114	0.151	0.169	0.89	2HA8= 1.29
Appui de rive	1.686	0.036	0.046	0.176	0.27	1HA8 = 0.50

Tableau III.17. Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.217	0.50	Vérfié	1.29	Vérfié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
0.97	2.07		Vérfiée	

III.2.1.3.2. Vérification à l'ELS

Les poutrelles sont à l'intérieur. Elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

1. Vérification à l'état limite de compression du béton :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Vérification des contraintes de la poutrelle type 3.

Elément	M_{ser} (KN.m)	$A(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Observation
Travée	6.626	1.51	3.78	5390.172	4.64	Vérifié
Appui	4.066	1.29	6.632	4984.962	5.409	Vérifié

2. Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche n'est pas nécessaire, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$h_t \geq \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right] \times L \quad \Rightarrow 0.2 \geq \max [0.062; 0.0814] \times 3.8m \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$$

$$A_s \geq \frac{4.2 \times d \times b_0}{f_e} \quad \Rightarrow 2.51 \times 10^{-4} m^2 \geq \frac{4.2 \times 0.18 \times 0.1}{400} = 1.89 \times 10^{-4} m^2 \dots \dots \dots vérifiée$$

$$L \leq 8m \quad \Rightarrow L = 3.8m < 8m \dots \dots \dots vérifiée$$

La première condition n'étant pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour l'exemple de la poutrelle de type 3, car elle contient la travée qui a la longueur maximale de (3,80 m).

La vérification de la flèche est définie par la méthode exposée à l'article B.6.5 ,2 des règles BAEL91 par :

$\Delta f \leq f_{adm}$; Tel que :

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.
- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas :

$$L = 3.80m \rightarrow f_{adm} = \frac{380}{500} = 0.76$$

$$\Rightarrow f_{adm} = 0.76cm \quad \text{Tel que :}$$

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

– f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

– f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

– f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \end{array} \right\}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 23164.19 \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPA}$$

Les propriétés de la section : $A = 1.51 \text{ cm}^2$; $y = 3.78 \text{ cm}$; $I = 5390.172 \text{ cm}^4$.

• Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN/m}$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.43 = 3.53 \text{ KN/m}$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.43 + 1.5) = 4.50 \text{ KN/m}$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.81 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.81 \frac{2.502 \times 3.8^2}{8} = 3.657 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.81 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.81 \frac{3.53 \times 3.8^2}{8} = 5.161 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.81 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.81 \frac{4.50 \times 3.8^2}{8} = 6.579 \text{ KN.m}$$

- Calcul de I_f

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\text{avec : } \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (45 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(1.51 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (45 - 10)4 + 15(1.51 + 0)} = 7.41 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{45}{3} 7.41^3 + 10 \frac{(20 - 7.41)^3}{3} - (45 - 10) \frac{(7.41 - 4)^3}{3} + 15 \times [1.51(18 - 7.41)^2 + 0]$$

$$I_0 = 14832.6418 \text{ cm}^4 = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1.51 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.0083$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 4.743 : \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \times \lambda_i = 1.897 : \text{ Déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_s \times (d - y)}{I};$$

$$\begin{cases} M_j = 3.655 \text{ KN.m} \\ M_g = 5.161 \text{ KN.m} \\ M_p = 6.579 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 144.635 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 204.231 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 260.344 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.4675 \\ \mu_g = 0.5861 \\ \mu_p = 0.6579 \end{cases}$$

- Calcul les moments d'inerties fictifs

$$\begin{cases} I_{fj} = 5.060 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fg} = 7.708 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fi} = 4.307 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fp} = 3.951 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches

$$f_{gv} = \frac{5.161 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 10721.39 \times 7.708 \times 10^{-5}} = 0.0090 \text{ m} \quad f_{ij} = \frac{3.655 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32164.19 \times 5.060 \times 10^{-5}} = 0.0032 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{5.161 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32164.19 \times 4.307 \times 10^{-5}} = 0.0053 \text{ m} \quad f_{jp} = \frac{6.579 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32164.19 \times 3.951 \times 10^{-5}} = 0.0074 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0090 - 0.0032 + 0.0074 - 0.0053 \Rightarrow \Delta f = 0.0079 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.79 \text{ cm} > f_{adm} = 0.76 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{La flèche n'est pas vérifiée.}$$

III. 2.1.3.3. Résumé des vérifications nécessaires**III. 2.1.3.3.1. Vérifications à l'ELU****1. Vérification de La contrainte de cisaillement**

D'après le **CBA93** (Art A. 5. 1. 1) la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

a. En travée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés sur le tableau (III. 19) :

Tableau III.19. Vérification de l'effort tranchant a la travée.

Plancher	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	13.848	0.7693	3.25	Vérifié
Etage courant	13.014	0.7230	3.25	Vérifié
Etage service 2	15.052	0.8362	3.25	Vérifié
Etage service 1	14.080	0.7822	3.25	Vérifié
Etage RDC	15.052	0.8362	3.25	Vérifié

b. En appuis**▪ Appui intermédiaire**

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement.

$$A_{l.adop} \geq A_l = \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés sur le tableau (III. 20) :

Tableau III.20. Vérification de l'effort tranchant pour l'appui intermédiaire.

Plancher	V_u (KN)	M_u^a (KN.m)	A_l (cm ²)	$A_{l,adop}$ (cm ²)	Observation
Terrasse inaccessible	13.848	-5.580	-0.59	1HA8+1HA10=1.29	Vérifiée
Etage courant	13.014	-5.620	-0.62	1HA8+1HA10=1.29	Vérifiée
Etage service 2	15.052	-5.531	-0.54	1HA8+1HA10=1.29	Vérifiée
Etage service 1	14.080	-6.244	-0.70	1HA8+1HA10=1.29	Vérifiée
Etage RDC	15.052	-6.500	-0.72	1HA8+1HA10=1.29	Vérifiée

On remarque que toutes les sections de l'application de l'expression du CBA93 (Art A. 5. 1. 3.2.1) sont négatives ceci exprime le fait que les armatures longitudinales ne risquent pas de se cisailer.

- **Appui de rive**

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement.

$$A_{l,adop} \geq A_l = V_u \frac{1.15}{f_e}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés par le tableau (III.21) :

Tableau III.21. Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive.

Plancher	V_u (KN)	A_l (cm ²)	$A_{l,adapté}$ (cm ²)	Observation
Terrasse inaccessible	13.848	0.39	1HA8 = 0.5	Vérifié
Etage courant	13.014	0.37	1HA8 = 0.5	Vérifié
Etage service 2	15.052	0.43	1HA8 = 0.5	Vérifié
Etage service 1	14.080	0.40	1HA8 = 0.5	Vérifié
Etage RDC	15.052	0.43	1HA8 = 0.5	Vérifié

III. 2.1.3.3.2. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression de béton

Tableau III.22. Vérification de l'état limite de compression de béton

Plancher	En travée				En appui				Observation
	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	
Terrasse inaccessible	6.983	4.593	7816.452	4.997	4.365	6.633	3472.955	8.337	Vérifié
Etage courant	6.626	4.341	7019.99	4.097	4.066	6.633	4984.962	5.410	Vérifié
Etage Service 2	7.858	4.593	7816.452	4.617	4.653	6.633	3472.955	8.886	Vérifié
Etage Service 1	5.918	4.593	7816.452	3.423	4.469	6.633	3472.955	8.535	Vérifié
Etage RDC	7.858	4.593	7816.452	4.617	4.653	6.633	3472.955	8.886	Vérifié

2. Etat limite de déformation

Tableau III.23. Vérification de l'état limite de déformation

plancher	Terrasse inaccessible	Etage Courant	Etage service 2	Etage service 1	Etage RDC
q_{jser} (KN/m)	1.852	2.502	2.502	2.025	2.502
q_{gser} (KN/m)	4.186	3.530	3.530	3.530	3.530
q_{pser} (KN/m)	4.836	4.504	5.154	5.154	5.154
ω	0.8	0.81	0.84	1	0.84
M_{jser} (KN.m)	2.674	3.657	3.793	3.005	3.793
M_{gser} (KN.m)	6.044	5.161	5.352	4.240	5.352
M_{pser} (KN.m)	6.697	6.579	7.793	6.174	7.793
I_0 (cm ⁴)	15753.1	14832.6	15753.1	15753.1	15753.1
ρ	0.0115	0.0083	0.0115	0.0115	0.0115
λ_i	3.423	3.743	3.423	3.423	3.423
λ_v	1.369	1.897	1.369	1.369	1.369
σ_{sj} (MPa)	78.048	144.635	110.713	87.715	110.713
σ_{sg} (MPa)	176.410	204.231	156.202	123.577	156.202
σ_{sp} (MPa)	203.803	260.344	227.445	180.199	227.445
μ_j	0.3541	0.4675	0.4890	0.4009	0.4890
μ_g	0.6402	0.5861	0.6042	0.5284	0.6042
μ_p	0.6769	0.6579	0.7074	0.6462	0.7074

$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	7831.7	5076.44	6479.02	7302.68	6479.02
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	5428.55	4331.55	5646.7	6168.41	5646.7
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	9232.79	7744.75	29482	10053.1	29482
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	5207.87	3977.92	5063.41	5393.63	5063.41
f_{ij} (m)	0.0015	0.0032	0.0027	0.0012	0.0027
f_{gv} (m)	0.0088	0.0090	0.0076	0.0038	0.0076
f_{ig} (m)	0.0049	0.0053	0.0043	0.0020	0.0043
f_{ip} (m)	0.0060	0.0074	0.0070	0.0034	0.0070
Δf (cm)	0.84	0.79	0.75	0.40	0.75
f_{adm} (cm)	0.76	0.76	0.76	0.62	0.76
	Non vérifié	Non vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

La condition de la flèche elle n'est pas vérifiée dans les planchers d'étages courants et dans le plancher terrasse inaccessible donc on doit augmenter la section des armateurs dans ces planchers.

On prend :

Etage courant : 2HA10 + 1HA8 = 2.07 cm²

Etage terrasse inaccessible : 3HA10 = 2.36 cm²

Service 1 ; Service 2 ; RDC : 2HA10 + 1HA8 = 2.07 cm²

- **Calcul des Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l.\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 8\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 6.8571 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

- **Calcul des espacements**

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 0.198\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1 \times (0.723 - 0.3 \times 2.1)} = 196.13\text{cm} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

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

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

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

III. 2.1.4. Schémas de Ferrailage des poutrelles

Tableau III.24. Schémas de Ferrailage des poutrelles

Plancher (Terrasse inaccessible ; service 1 et 2 ; RDC)	
Travée et appuis intermédiaires	Travée et appuis de rive
Plancher (Etage courant)	
Travée et appuis intermédiaires	Travée et appuis de rive

III.2.1.5. Ferrailage de la dalle de compression

III.2.1.5.1. Calcul des armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.45}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.1.5.2. calcul les armatures parallèles à la nervure

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 30 \text{ cm}$

III.2.1.5.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

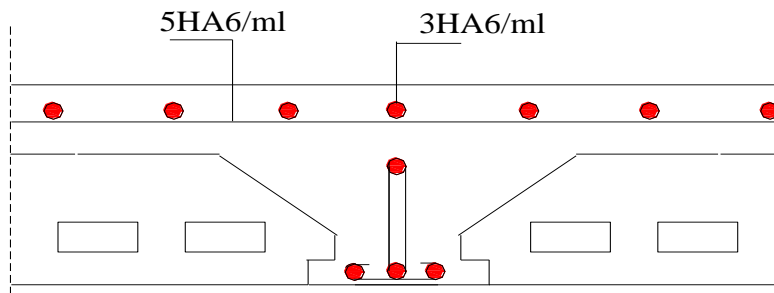


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III. 2.2. Etude des dalles pleines

Dans notre structure on a plusieurs types de dalles pleines :

- Dalle sur quatre appuis
- Dalle pleine sur trois appuis.
- Dalle pleine sur un seul appui

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

III.2.2.1. Dalles pleines sur quatre appuis

$$G = 5.33 \text{ KN}$$

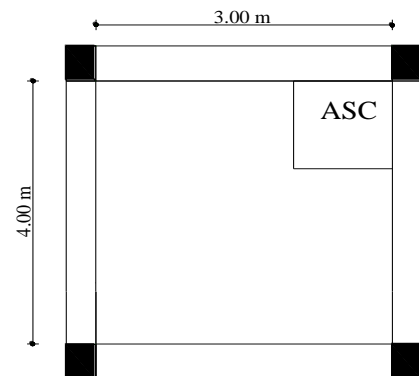
$$Q = 2.5 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU } P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.945 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } P_s = G + Q = 7.83 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{400} = 0.75 \Rightarrow \rho > 0.4$$

\Rightarrow La dalle travail dans les deux sens (l_x et l_y).



III.2.2.1.1. Calcul à l'ELU

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.75$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 6.117 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.122 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{array}{l} \text{En travée} \\ \text{En appui} \end{array} \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 6.117 = 4.587 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 3.122 = 2.341 \text{ KN.m} \\ M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times 6.117 = 3.0585 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

a. En travée

Selon L_x :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.587 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.022 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.028 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{4.587 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.032) \times 0.12} = 1.11 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 1.11 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

▪ La condition de non fragilité

$$e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \rho > 0.4$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2} = \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.75) \times 1 \times 0.15}{2}$$

$$A_x^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 > A_x^{\text{cal}} \quad \text{donc} \quad A_x = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit} \quad 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

▪ L'espace

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \leq \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Selon L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.341 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.011 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.014 \\ A_y^t = \frac{M_y^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{2.341 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.014) \times 0.12} = 0.56 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_y^t = 0.56 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ **La condition de non fragilité**

$$e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \rho > 0.4$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 0.15$$

$$A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 > A_y^{\text{cal}} \quad \text{donc} \quad A_y = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit} \quad 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \leq \min(4 \times 15; 45 \text{ cm}) \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 33.33 \text{ cm}$$

b. En appuis

$$M_x^a = M_y^a = 3.0585 \text{ KN.m (le même ferrailage pour les deux sens)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.058 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.015. \\ \alpha = 0.018 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.74 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ **La condition de non fragilité**

$$A_a^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 > A_a^{\text{cal}} \quad \text{on choisit} \quad 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

L'effort tranchant max est dans le sens x

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{10.945 \times 3}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 4^4} = 12.47 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 12.47 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{12.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.103 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.1.2. Calcul à l'ELS

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0.2, \rho = 0.75$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 0.0684 \times 3^2 \times 7.83 = 4.82 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 4.820 \times 0.6447 = 3.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{aligned} \text{En travée} & \quad \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 4.820 = 3.615 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 3.10 = 2.330 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{En appui} & \quad \begin{cases} M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times 4.820 = 2.41 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

- **Les vérifications à l'ELS**

La dalle se situe à l'intérieur, elle n'est donc pas exposée aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

3. Etat limite de compression du béton.
4. Etat limite de déformation (la flèche).

1. **Vérification à l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Vérification des contraintes.

Elément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée (x-x)	3.61	2.01	2.40	3239.42	3.70	Vérifiée
Travée (y-y)	2.32	1.51	2.11	2528.57	1.94	Vérifiée
Appui	2.41	1.51	2.11	2528.57	2.01	Vérifiée

2. Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

Sens X-X

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M^t_x}{20M_{0x}} \Rightarrow 0.05 > 0.037$$

$$2. \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0016 \leq 0.006$$

Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M^t_y}{20M_{0y}} \Rightarrow 0.0375 > 0.0374$$

$$2. \frac{A_y}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0016 \leq 0.006$$

⇒ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.2.2.1.3. Schémas de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

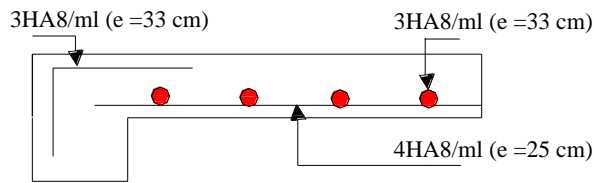


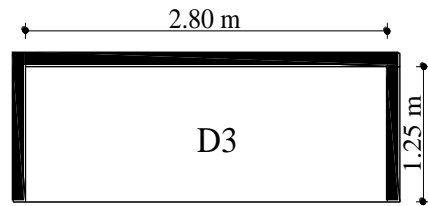
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

III.2.2.2. Dalle pleine sur trois appuis (D3)

$G = 5.33\text{KN/m}^2$

$Q = 3.5\text{KN/m}^2$

On utilise la théorie des lignes de rupture



(BAEL91) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

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

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

III.2.2.2.1. Calcul a l'ELU

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a : } l_x = 1.25 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{12.44 \times 1.25^3}{6} = 4.049 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = \frac{12.44 \times 1.25^2 \times 2.8}{2} - \frac{2 \times 12.44 \times 1.25^3}{3} = 11.014 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 9.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 3.44 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.5M_{0x} = 5.507 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.26. Calcul des armatures.

Sens	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée X-X	0.045	0.057	0.117	2.29	1.25	6HA8=3.02
Travée Y-Y	0.016	0.020	0.118	0.83	1.20	4HA8=2.01
appui	0.026	0.034	0.119	1.33	1.25	4HA8=2.01

• **Espacements des armateurs**

Sens X-X : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \leq \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm}$; on prend $S_t = 17 \text{ cm}$

Sens Y-Y : $S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \leq \min(4 \times 15 ; 45 \text{ cm}) \leq 45 \text{ cm}$; on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

L'effort tranchant max est dans le sens x :

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.44 \times 1.25}{2} \times \frac{2.8^4}{1.25^4 + 2.8^4} = 7.47 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 7.47 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{7.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.062 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.062 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.2.3. Calcul a l'ELS

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{8.83 \times 1.25^3}{6} = 2.874 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = \frac{8.83 \times 1.25^2 \times 2.8}{2} - \frac{2 \times 8.83 \times 1.25^3}{3} = 7.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées

$$M'_x = 0.85 M_{0x} = 6.645 \text{ KN.m}$$

$$M'_y = 0.85 M_{0y} = 2.443 \text{ KN.m}$$

➤ Moments aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 M_{0x} = 3.909 \text{ KN.m}$$

1. Vérification à l'état limite de compression du béton

La dalle se situe à l'extérieur, la vérification de contrainte de compression dans le béton σ_{bc} et la contrainte de traction σ_{st} est nécessaire.

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Vérification des contraintes.

Elément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée (x-x)	6.645	2.51	2.65	3911.77	4.50	199.291	Vérifiée
Travée (y-y)	2.443	2.01	2.40	3239.424	1.80	108.545	Vérifiée
Appui	3.909	2.01	2.40	3239.424	2.89	173.673	Vérifiée

2. Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

Sens X-X

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20M_{0x}} \Rightarrow 0.12 > 0.042$$

$$2. \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.002 \leq 0.006$$

Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20M_{0y}} \Rightarrow 0.053 > 0.042$$

$$2. \frac{A_y}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0016 \leq 0.006$$

⇒ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.2.2.2.4. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D3).

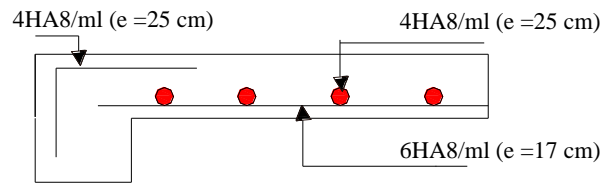
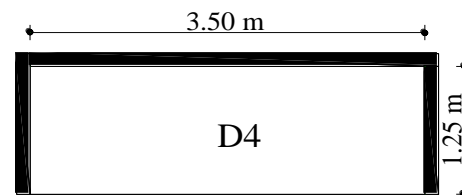


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine(D3).

III. 2.2.3. Dalle pleine sur trois appuis (D4)

$$G = 5.33\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$



III. 2.2.3.1. Calcul à l'ELU

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.44\text{KN/m}^2$$

$$\text{On a : } l_x = 1.25\text{m} < \frac{l_y}{2} = 1.75\text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = \frac{12.44 \times 1.25^3}{6} = 4.049\text{KN.m} \\ M_{0x} = \frac{12.44 \times 1.25^2 \times 3.5}{2} - \frac{2 \times 12.44 \times 1.25^3}{3} = 17.817\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées

$$M'_x = 0.85M_{0x} = 15.14\text{KN.m}$$

$$M'_y = 0.85M_{0y} = 3.44\text{KN.m}$$

➤ Moments aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0.5M_{0x} = 8.90\text{KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.28. Calcul des armatures.

Sens	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée X-X	0.074	0.096	0.115	3.78	1.2	5HA10=3.93
Travée Y-Y	0.016	0.020	0.118	0.83	1.2	4HA8=2.01
Appui	0.043	0.054	0.117	2.18	1.2	5HA10=3.93

• Espacements des armateurs

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) \leq 33\text{cm}$; on prend $S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) \leq 45\text{cm}$; on prend $S_t = 25\text{cm}$.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.44 \times 1.25}{2} \times \frac{3.5^4}{1.25^4 + 3.5^4} = 7.65 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 7.65 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{7.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.063 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.063 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III. 2.2.3.2. Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{8.83 \times 1.25^3}{6} = 2.874 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = \frac{8.83 \times 1.25^2 \times 3.5}{2} - \frac{2 \times 8.83 \times 1.25^3}{3} = 12.647 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 10.749 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 2.419 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 M_{0x} = 6.323 \text{ KN.m}$$

1. Vérification à l'état limite de compression du béton

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Vérification des contraintes.

Elément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée (x-x)	10.749	3.93	3.217	5657.234	6.11	250.323	Non vérifiée
Travée (y-y)	2.419	2.01	2.40	3239.424	1.80	108.545	Vérifiée
Appui	6.323	2.01	2.40	3239.424	4.68	147.249	Vérifié

On remarque que les armatures calculées à l'ELU sont insuffisantes dans le sens x-x donc il faut les recalculées à l'ELS

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \left(\frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}\right)} \text{ et } \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{10.749 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 201.63} = 3.702 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{0.33 \times \left(\frac{1 - \alpha}{3 - \alpha} \right)}$$

$$\alpha = 0.25 \rightarrow \alpha = 0.30 \rightarrow \alpha = 0.29 \alpha = 0.29$$

$$A = \frac{10.749 \times 10^{-3}}{201.63 \times 0.12 \times \left(1 - \frac{0.29}{3} \right)} \Rightarrow A = 4.91 \text{ cm}^2.$$

On choisit : 5HA12 = 5.65 cm².

Tableau III.30. Revérification des contraintes dans le sens x-x.

	M_{ser} (KN.m)	$A(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs.
Travée (x-x)	10.749	5.65	3.74	7526.08	5.34	176.945	Vérifiée

2. Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

Sens X-X

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M^t_x}{20M_{0x}} \Rightarrow 0.12 > 0.042$$

$$2. \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.004 \leq 0.006$$

Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M^t_y}{20M_{0y}} \Rightarrow 0.0428 > 0.0424$$

$$2. \frac{A_y}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0016 \leq 0.006$$

⇒ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III. 2.2.3.2. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D4)

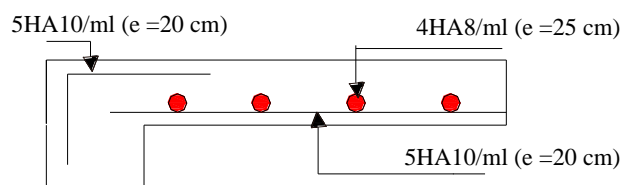


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D4)

III.2.2.4. Dalle pleine sur trois appuis (D5)

$$G = 5.33 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

III.2.2.4.1. Calcul à l'ELU

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.44 \text{KN/m}^2$$

$$\text{On a: } l_x = 1.60 \text{m} > \frac{l_y}{2} = 1.55 \text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 13.585 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 7.450 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

$$M_x^t = 0.75M_{0x} = 10.188 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_{0y} = 5.587 \text{KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.5M_{0x} = 6.792 \text{KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.31. Calcul des armatures.

Sens	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée X-X	0.049	0.062	0.117	2.50	1.48	4HA10=3.14
Travée Y-Y	0.027	0.034	0.118	1.36	1.2	4HA8=2.01
Appui	0.033	0.041	0.118	1.65	1.48	4HA8=2.01

• **Espacements des armateurs**

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \leq \min(3 \times 15; 33\text{cm}) \leq 33\text{cm}$; on prend $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \leq \min(4 \times 15; 45\text{cm}) \leq 45\text{cm}$; on prend $S_t = 25\text{cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{10.945 \times 1.6}{2} \times \frac{3.1^4}{1.6^4 + 3.1^4} = 8.175 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 8.175 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.175 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.068 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.068 \text{MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.4.2. Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} M_{0x} = 9.719 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5.329 = 7.818 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 7.289 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 3.996 \text{ KN.m}$$

➤ Moments aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0.5M_{0x} = 4.859 \text{ KN.m}$$

1. Vérification à l'état limite de compression du béton

La dalle se situe à l'intérieur, la vérification de la contrainte de traction σ_{st} n'est pas nécessaire.

On doit vérifier que σ_{bc} . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification des contraintes.

Elément	M_{ser} (KN.m)	$A(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée (x-x)	7.289	3.14	2.92	4713.12	4.52	Vérifiée
Travée (y-y)	3.996	2.01	2.11	3239.42	2.96	Vérifiée
Appui	4.859	2.01	2.11	3239.42	3.60	Vérifiée

2. Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

Sens X-X

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20M_{0x}} \Rightarrow 0.93 > 0.037$$

$$2. \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0026 \leq 0.006$$

Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20M_{0y}} \Rightarrow 0.048 > 0.042$$

$$2. \frac{A_y}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0016 \leq 0.006$$

⇒ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.2.2.4.3. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D5).

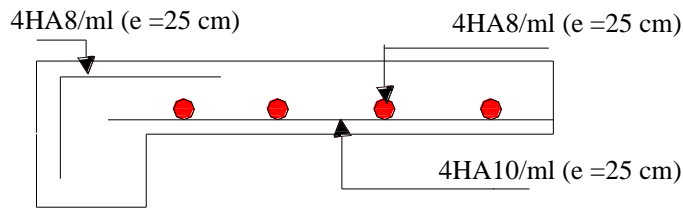


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D5).

III.2.2.5. Dalles pleines sur un seul appui

$G = 5.33 \text{KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

q est le poids du garde-corps

$q = \gamma_{\text{brique}} \times h_{\text{mur}} = 0.9 \times 1.1 = 1 \text{KN}$

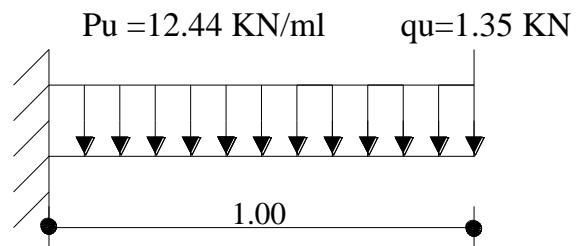
III.2.2.5.1. Calcul a l'ELU

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.44 \text{KN} / \text{m}^2$

$q_u = 1.35 \times q = 1.35 \text{ KN}$

$M_u = -(\frac{P_u \times l_x^2}{2} + q_u \times l_x) = -7.57 \text{ KN.m}$

$V_u = P_u \times l_x + q_u = 13.79 \text{ KN}$



Le ferrailage fait à la flexion simple pour une bande de 1ml, les résultats obtenues sont dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Calcul des armatures.

μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$
0.037	0.047	0.117	1.85	1.2	5HA8=2.51

• **Calcul des armateurs secondaires**

$A_t^y = \frac{A_t^x}{3} = \frac{1.85}{3} = 0.61 \text{cm}^2 / \text{m}$

On choisit : 3HA8=1.51 cm^2 / m

• **Espacements des armateurs**

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) \leq 33\text{cm}$; on prend $S_t = 20\text{cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) \leq 45\text{cm}$; on prend $S_t = 33.33\text{cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{13.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.114 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.5.2. Calcul a l'ELS

$$P_s = G + Q = 8.83 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = q = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{P_s \times l_x^2}{2} + q_s \times l_x\right) = -\left(\frac{8.83 \times 1^2}{2} + 1 \times 1\right) = -5.415$$

1. Vérification à l'état limite de compression du béton :

La dalle se situe à l'extérieur, la vérification de contrainte de compression dans le béton σ_{bc} et la contrainte de traction σ_{st} est nécessaire.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Vérification des contraintes

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
5.415	2.01	2.67	3911.86	3.69	193.41	Vérifié

2. Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.12 > 0.05$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0016 \leq 0.006$$

\Rightarrow la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.2.5.3. Schémas de ferrailage de la dalle pleine sur un seul appui

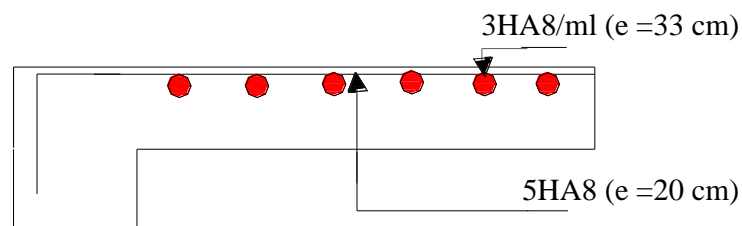


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur un seul appui.

III.3. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.3.1. Etude de l'escalier type « 1 »

$$G_v = 8.59 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_p = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_{mur} = 6.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

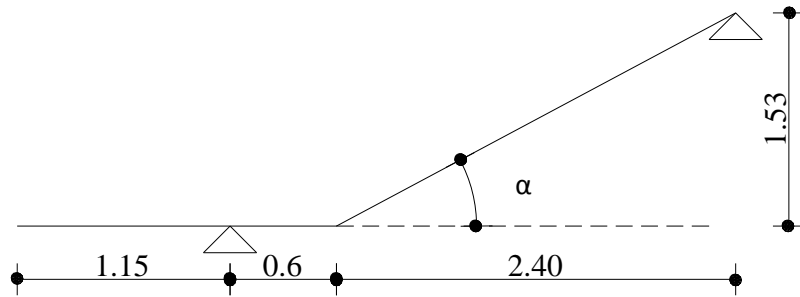


Figure III.15 coupe d'escalier type 1.

III.3.1.1. Calcul des sollicitations a L'ELU

Pour la charge répartie

$$q_v = (1.35G_v + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 8.59 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.35 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_p = (1.35G_p + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.70 \text{ KN} / \text{m}$$

Pour la charge concentrée

$$p_u = 1.35G_{mur} = 9.01 \text{ KN}$$

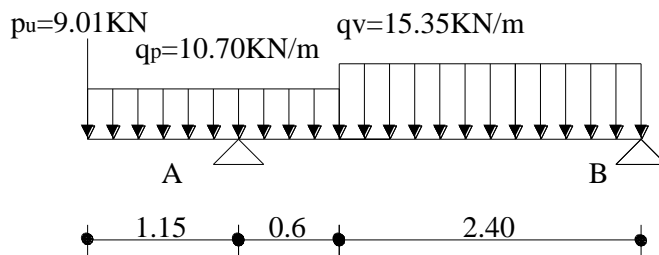


Figure III.16. Schéma statique de l'escalier type 1.

- Les sollicitations calculées par la méthode RDM sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 47.64 \text{ KN} \\ R_B = 16.94 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t = 13.62 \text{ KN.m} \\ M_a = -17.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$V_u = 47.64.$$

III.3.1.2. calcul de Ferrailage

Calcul se fait en flexion simple pour une section de 15 cm d'épaisseur sur 1 m linéaire de longueur. la hauteur diminuée de l'enrobage donne $d=13$ cm.

Tableau III.35. Calcule des armatures principales de l'escalier type 1.

Elément	μ	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adopté}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
Travée	0.056	0.072	0.126	3.10	1.28	4HA10 =3.14	20
Appui	0.072	0.093	0.125	4.01	1.28	4HA10 =4.52	20

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 47.64KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.37MPa < \bar{\tau}_u = 0.7 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

- **Les armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_r = 3.14/3 = 1.05 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{En appui : } A_r = 4.52/3 = 1.50 \text{ cm}^2/ml$$

Donc, on adopte : 3HA8 = 1.51 cm², espacement de 33.33cm

- **Vérification de l'espacement des armatures**

$$\text{Les armatures principales : } S_t = 20 \text{ cm} < \min(3e ; 33\text{cm}) = (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Les armatures secondaires : } S_t = 33.33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = (4 \times 15 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

III.3.1.3. Calcul a L'ELS

Pour la charge répartie

$$q_v = G_v + Q = 8.59 + 2.5 = 11.09KN/m^2$$

$$q_p = G_p + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65KN/m^2$$

Pour la charge concentrée

$$p_u = G_{mur} = 6.67KN$$

- **Les sollicitations calculées par la méthode RDM sont**

$$\begin{cases} R_A = 34.49KN \\ R_B = 12.18KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 7.09KN.m \\ M_a = 12.80KN.m \end{cases}$$

1. Etat limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

➤ **En travée**

$$A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0.033 \text{m}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 5.67 \cdot 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.09 \times 10^{-3}}{5.67 \times 10^{-5}} \cdot 0.033 = 4.13 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.76 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa}$$

➤ **En appui**

$$A_s = 4.52 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} y = 0.036 \text{m} \\ I = 7.55 \cdot 10^{-5} \text{m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.80 \times 10^{-3}}{7.55 \times 10^{-5}} \cdot 0.036 = 6.10 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.69 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa}$$

2. Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) l_x \quad \Rightarrow \quad 0.15 \text{cm} \geq 0.15 \text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{2.4}{f_e} \geq \frac{A_t^x}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad 6 \times 10^{-3} \geq 2.38 \times 10^{-3} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III.3.1.4. Schéma de ferrailage de l'escalier 1

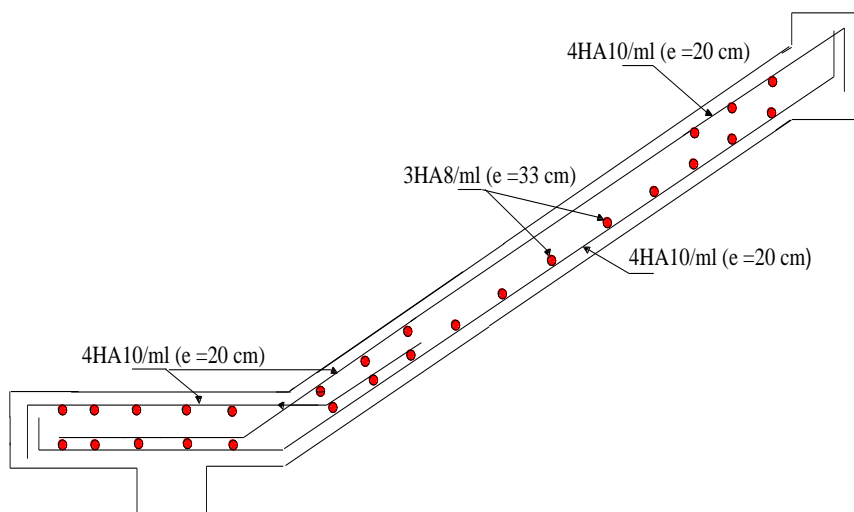


Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'escalier 1

III.3.2. Etude de l'escalier type « 2 »

III.3.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU

$$G_v = 8.733 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_p = 5.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_{mur} = 6.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

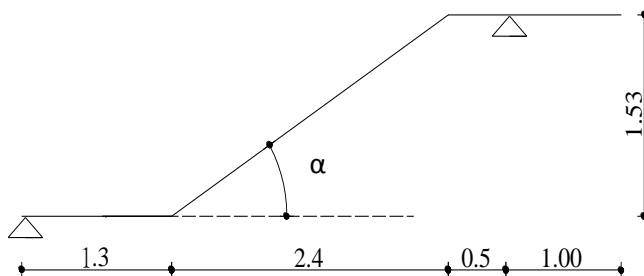


Figure III.18. Coupe de l'escalier type 2

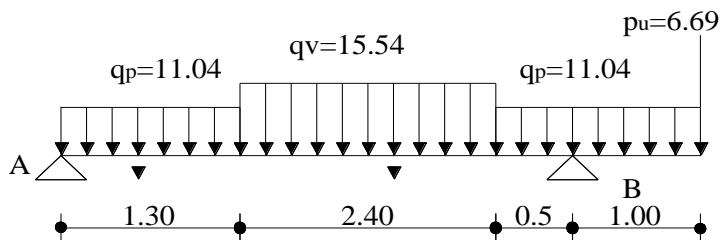


Figure III.19. Schéma statique de l'escalier type 2.

Le tableau suivant résume le calcul des sollicitations.

Tableau.36. Calcul des sollicitations de l'escalier type 2

q_{UV} (KN / m ²)	q_{UP} (KN / m ²)	R_A (KN)	R_B (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
15.54	11.04	25.21	47.32	36.52	12.4

III.3.2.2. Calcul de ferrailage

Calcul se fait en flexion simple pour une section de 16 cm d'épaisseur sur 1 m linéaire de longueur. la hauteur diminuée de l'enrobage donne $d=14$ cm.

Tableau.37. Calcul des armatures de l'escalier type 2

	μ	α	$Z(m)$	$A_{calculé}(cm^2 / ml)$	$A_{min}(cm^2 / ml)$	$A_{adopté}(cm^2 / ml)$	$S_t(cm)$
Travée	0.131	0.176	0.13	8.07	1.28	6HA14=9.24	16.66
Appui	0.045	0.057	0.138	2.58	1.28	6HA8=3.02	16.66

- Vérification de l'effort tranchant**

$$V = 45.32 KN$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{45.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.32 MPa < \overline{\tau}_u = 1.17 MPa$$

Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

Les armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_r = 9.24 / 3 = 3.08 cm^2$$

$$\text{En appui : } A_r = 3.02 / 3 = 1.01 cm^2$$

Donc, on adopte : 4HA10 = 3.14 cm²

- Vérification de l'espacement des armatures**

- Les armatures principales : $S_t = 16.66 \text{ cm} < \min(3e ; 33\text{cm}) = (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$

- Les armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = (4 \times 15 ; 45) = 45 \text{ cm}$

II.3.2.3. Calcul a l'ELS

1. à l'état limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

Tableau.38. Calcul des sollicitations a l'ELS de l'escalier type 2

$q_{UV}(KN / m^2)$	$q_{UP}(KN / m^2)$	$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$
11.23	7.90	18.13	34.13	26.57	7.15

Tableau.39. Vérification a l'état de compression de béton pour l'escalier type 2

	$M_s(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(m^4)$	$\tau_u(Mpa)$	$\overline{\tau}_u(Mpa)$	Observation
En travée	26.57	4.99	$1.54.10^{-4}$	8.61	15	Vérifiée
En appui	7.15	3.19	$6.59.10^{-5}$	3.46	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right)l_x \Rightarrow 0.16 \text{ cm} < 0.21 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifié}$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.40. vérification de la flèche de l'escalier type 2

$A_s (cm^2)$	$M_{Jser} (KN.m)$	$M_{gser} (KN.m)$	$M_{pser} (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$I_0 (cm^4)$
10.05	9.14	12.52	16.10	4.99	15393.28	38725.29
$\sigma_{SJ} (Mpa)$	$\sigma_{sg} (Mpa)$	$\sigma_{sp} (Mpa)$	$f_{ji} (mm)$	$f_{gi} (mm)$	$f_{pi} (mm)$	$f_{gv} (mm)$
80.25	109.92	141.35	1.64	2.96	4.50	8.31

$\Delta f = 8.21 \text{ mm} < f_{adm} = 8.4 \text{ mm} \dots$ La flèche est vérifiée

III.3.2.4. Schéma du ferrailage de l'escalier type 2

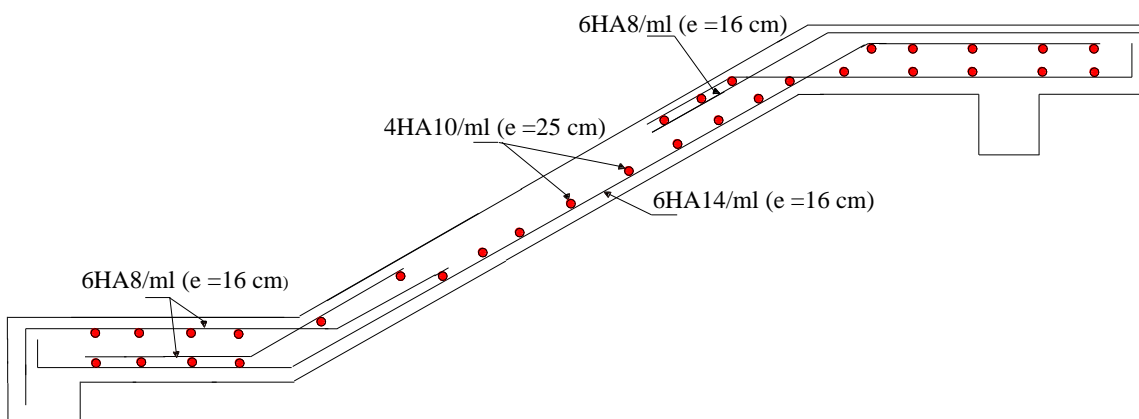


Figure III.20. Schéma du ferrailage de l'escalier type 2.

III.3.3. Etude de l'escalier type 3

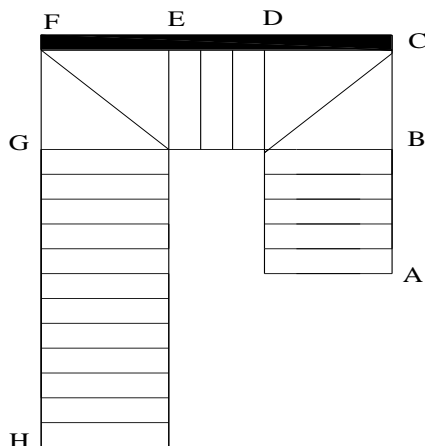


Figure .III.21. Schéma statique de l'escalier type 3 .

III.3.3.1. Etude de la volée DE

III.3.3.1.1. Calcul des sollicitations

$$G_v = 9.59 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P = \gamma \times e \times h = 20 \times 0.1 \times 1 = 2 \text{ KN}$$

$$p_u = 1.35 \times P = 2.7 \text{ KN} \quad q_u = 1.35 \times 9.60 + 1.5 \times 2.5 = 16.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 9.60 + 2.5 = 12.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow M_u = P_u \times l + \frac{q_u l^2}{2} = 2.7 \times 1.1 + \frac{16.68 \times 1.1^2}{2} = 13.079 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_u = P_u + q_u \times l = 2.7 + 16.71 \times 1.1 = 21.08 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_s = P_s \times l + \frac{q_s l^2}{2} = 2 \times 1.1 + \frac{12.08 \times 1.1^2}{2} = 9.64 \text{ KN.m}$$

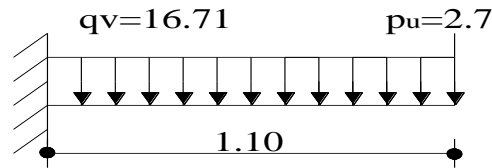


Figure III.22. Vue en plan de la volée DE

III.3.3.1.2. Calcul a l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une section de 18 cm d'épaisseur sur 1m linéaire de longueur. la hauteur diminuée de l'enrobage donne d=16 cm. Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul.

Tableau. III.41. ferrailage de la volée DE à la flexion simple

μ	α	Z(m)	$A_{calculé}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adopté}(cm^2/ml)$
0.035	0.045	0.157	2.39	1.28	4HA10 = 3.14

1. Vérification de l'effort tranchant

$$V = 21.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

2. Calcul des armatures transversales

$$A_r = A_x / 3 = 3.14 / 3 = 1.05 \text{ cm}$$

$$A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}; S_t = 33.33 \text{ cm}$$

III.3.3.1.3 Calcul a l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que a l'état de compression de béton les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. III.42. Vérification a l'état de compression du béton de la volée DE.

$M_s (KN.m)$	$Y(cm)$	$I(m^2)$	$\tau_u (Mpa)$	$\bar{\tau}_u (Mpa)$	Observation
9.64	3.44	$8.79.10^{-5}$	3.77	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) l_x \Rightarrow 0.18cm > 0.055cm \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{2.4}{f_e} \geq \frac{A_t^x}{b \times d} \Rightarrow 6 \times 10^{-3} > 1.74 \times 10^{-3} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.3.1.4. Schéma de ferrailage de la volée DE.

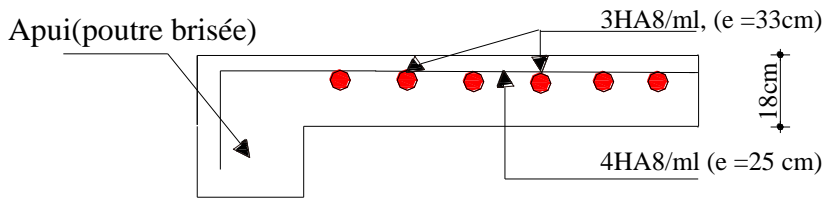


Figure III.23. Schéma du ferrailage de la volée DE.

III.3.3.2. Etude de la volée GH

III.3.3.2.1. Calcul des sollicitations

$$G_v = 9.59KN / m^2$$

$$Q = 2.5KN / m^2$$

$$q_u = 1.35 \times 9.60 + 1.5 \times 2.5 = 16.71KN / m^2$$

$$R_A = 39.26KN$$

$$R_B = 39.26KN$$

$$M_0 = 46.14KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0.75 \times M_0 = 34.61KN.m \\ M_a = -0.5 \times M_0 = -23.07KN.m \end{cases}$$

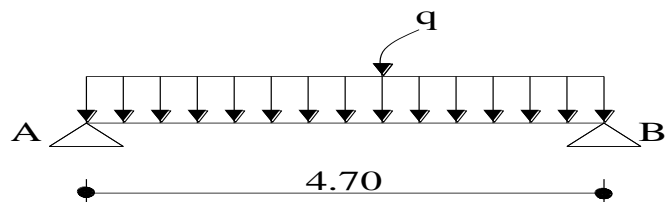


Figure. III.24. Schéma statique de la volée GH

III.3.3.2.2. Calcul à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une section de 18 cm d'épaisseur sur 1m linéaire de longueur. la hauteur diminuée de l'enrobage donne $d=16$ cm. Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul.

Tableau. III.43. Calcul des armatures de la volée GH.

	μ	α	$Z(m)$	$A_{calculé}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adopté}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
Travée	0.095	0.125	0.152	6.53	1.69	5HA14=7.7	20
Appui	0.063	0.081	0.134	4.94	1.68	5HA12=5.69	20

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V = 39.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{39.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.25 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

- **Les armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_r = 7.7 / 4 = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{En appui : } A_r = 5.69 / 4 = 1.42 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc, on adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

- **Vérification de l'espacement des armatures**

- Les armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3e ; 33\text{cm}) = (3 \times 18 ; 33) = 33 \text{ cm}$

- Les armatures secondaires : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = (4 \times 18 ; 45) = 45 \text{ cm}$

III.3.3.2.3. Calcul à l'ELS

$$M_0 = 33.38 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_t = 0.75 \times M_0 = 25.04 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.75 \times M_0 = -16.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1. Etat limite de déformation

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que à l'état de compression de béton les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.44. Vérification à l'état de compression du béton de la volée GH.

	$M_s(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{m}^2)$	$\tau_u(\text{Mpa})$	$\overline{\tau_u}(\text{Mpa})$	Observation
En travée	25.04	4.64	1.34×10^{-4}	8.05	15	Vérifiée
En appui	16.69	4.09	1.0610^{-4}	6.03	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right)l_x \Rightarrow 0.16 \text{ cm} < 0.21\text{cm}..... \text{ n'est pas vérifié}$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifié, alors il faut calculer la flèche

Tableau III.45. Vérification de la flèche de la volée GH.

$A_s (cm^2)$	$M_{Jser} (KN.m)$	$M_{gser} (KN.m)$	$M_{pser} (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (m^4)$	$I_0 (m^4)$
7.7	12.39	17.29	21.67	4.64	13448	38011.4
$\sigma_{SJ} (Mpa)$	$\sigma_{sg} (Mpa)$	$\sigma_{sp} (Mpa)$	$f_{ji} (mm)$	$f_{gi} (mm)$	$f_{pi} (mm)$	$f_{gv} (mm)$
30.83	42.8	53.93	2.03	2.83	3.56	10.67

$\Delta f = 9.37 \text{ mm} < f_{adm} = 9.4 \text{ mm}....$ La flèche est vérifiée

III.3.3.2.4. Schéma de ferrailage de la volée GH.

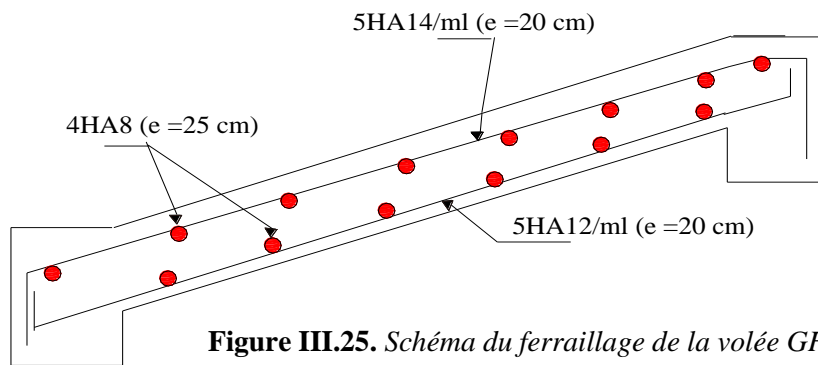


Figure III.25. Schéma du ferrailage de la volée GH.

III.4. Etude de la poutre palière

III.4.1. La poutre palière de l'escalier type1

III.4.1.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33$$

On doit vérifier la condition suivante

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On adopte une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

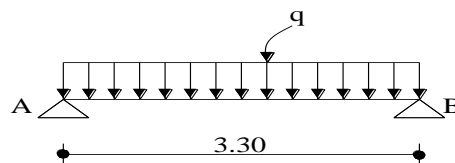


Figure III.26. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type1.

III.4.1.2. Calcul des sollicitations A L'ELU

Les charges revenant à la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

Réactions : $R_{Au} = 47.64 \text{ KN}$

$$R_{As} = 34.49 \text{ KN}$$

Donc la charge reprise par la poutre palière est :

$$q_u = 1.35 \times 2.25 + 47.64 = 50.67 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 2.25 + 34.49 = 36.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{50.65 \times 3.3^2}{8} = 68.94 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{36.74 \times 3.3^2}{8} = 50.01 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} \text{En travée : } & \begin{cases} M_{ut} = 0.75 \times M_u = 51.71 \text{ KN.m} \\ M_{st} = 0.75 \times M_s = 37.51 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{En appui : } & \begin{cases} M_{ua} = -0.5 \times M_u = -34.47 \text{ KN.m} \\ M_{sa} = -0.5 \times M_s = -25.01 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{50.65 \times 3.3}{2} = 83.57 \text{ KN}$$

III.4.1.3. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple. Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul.

Tableau.46. Ferrailage de la poutre palière de l'escalier type I à la flexion simple

Elément	μ	α	Z(m)	$A_{calculé} (\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	0.154	0.210	0.256	5.80
Appui	0.103	0.136	0.264	3.75

- Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{83.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.99 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Calcul de la poutre palière a la torsion**

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée c'est le moment en appuis à l'ELU.

Donc : $M_{torsion} = 17.44 \text{ KN/m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente de cercle qu'il est possible d'inscrire le contour extérieur.

$$e : \text{épaisseur de la paroi} \quad e = \frac{b}{6} = \frac{D}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega : \text{air de contour tracé à mi-hauteur} \quad \Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.063\text{m}^2$$

$$U : \text{périmètre de la section} \quad U = 2[(b - e) + (h - e)] = 1\text{m}$$

- **Calcul de la section des armatures longitudinales**

$$A_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{17.44 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.063 \times 400} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = 3.98\text{cm}^2$$

En travée

$$A = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A = 5.80 + \frac{3.98}{2} = 7.79\text{cm}^2$$

On ferraille avec : 2HA12+3HA14 = 8.01 cm²

En appui :

$$A = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A = 3.75 + \frac{3.98}{2} = 5.74\text{cm}^2$$

On ferraille avec : 3HA10 + 3HA14 = 6.19 cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2)}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.44 \times 10^{-3}}{2 \times 0.063 \times 0.05} \Rightarrow \tau_{\text{torsion}} = 2.76\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 3.75\text{Mpa} > \overline{\tau} = 3.33\text{Mpa}$$

On doit augmenter la section de poutre palier

III.4.1.4. Redimensionnement de la poutre palier

On prendre b=30 cm et h= 35 cm

Les résultats de calcul après le redimensionnement sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.47. Calcul des sollicitations de la poutre palière de l'escalier type 1 à la flexion simple

L'ELU	L'ELS
R _A = 47.64 KN	R _A = 34.49 KN.
g ₀ = 2.63 KN/m	g ₀ = 2.63 KN/m

$P_u = 51.19 \text{ KN/m}$	$P_u = 37.12 \text{ KN/m}$
$M_t = 52.26 \text{ KN.m}$	$M_t = 37.89 \text{ KN.m}$
$M_a = 34.84 \text{ KN.m}$	$M_a = 25.27 \text{ KN.m}$
$V_u = 84.46 \text{ KN}$	/

Tableau III.48. Ferrailage de la poutre palier de l'escalier type 1 à la flexion simple

Élément	μ	α	Z(m)	$A_{calculé} (cm^2 / ml)$
Travée	0.037	0.047	0.323	4.65
Appui	0.075	0.097	0.317	3.15

Tableau III.49. Ferrailage de la poutre palier de l'escalier type 1 à la torsion

$M_{torsion} (KN.M)$	e(cm)	$\Omega(m^2)$	U(m)	$A_{calculé} (cm^2 / ml)$
17.44	5	0.075	1.10	3.68

➤ **En travée**

$$A = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A = 4.65 + \frac{3.68}{2} = 6.49 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : 3HA10 + 3HA14 = 6.98 cm².

➤ **En appui**

$$A = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A = 3.15 + \frac{3.68}{2} = 4.99 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : 3HA10 + 3HA12 = 5.75 cm²

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2)}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.44 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} \Rightarrow \tau_{torsion} = 2.32 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{84.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.85 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3.17 \text{ Mpa} > \overline{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{c28})}{0.8 f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.85 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 1.03 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq \frac{A_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17.44 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t = 1.53$, soit un cadre et un étrier. $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$

III.4.1.5. Calcul à l'ELS

1. Etat limite de compression

Tableau III.50. Vérification de l'état de compression du béton de la poutre palier de l'escalier type I

	$M_s \text{ (KN.m)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (m}^2\text{)}$	$\tau_u \text{ (Mpa)}$	$\overline{\tau_u} \text{ (Mpa)}$	Observation
En travée	37.12	12.08	$6.34 \cdot 10^{-4}$	7.07	15	Vérifiée
en appui	25.27	11.19	$5.50 \cdot 10^{-4}$	5.14	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation

$$\frac{h}{L} = \frac{350}{330} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{h}{L} = 0.106 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{37.89}{10 \times 50.52} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.98}{30 \times 33} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est nécessaire.

III.4.1.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière

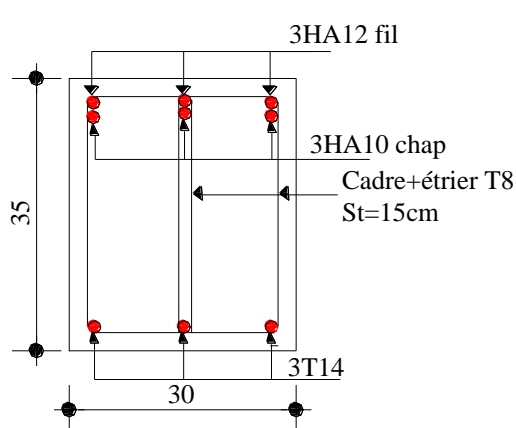


Figure III.27. Schéma de ferrailage en appui de la poutre palière.

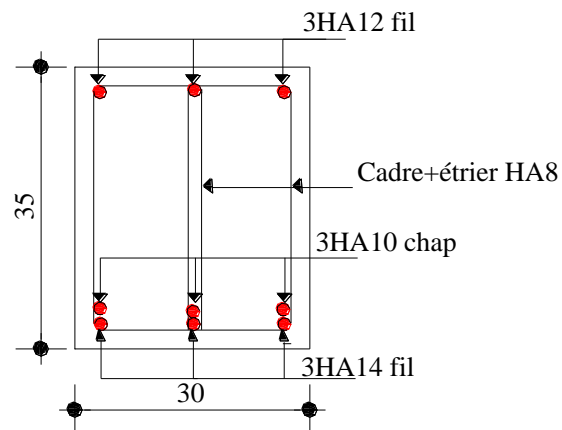


Figure III.28. Schéma de ferrailage en travée de la poutre palière.

III.4.2. La poutre palière de l'escalier type 2

III.4.2.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 25.33 \leq h \leq 38$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On adopte une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

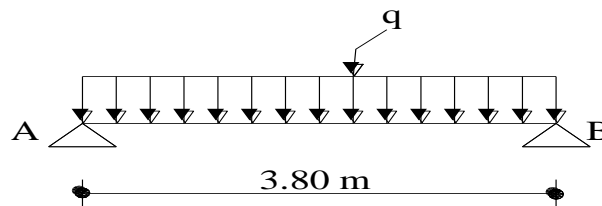


Figure III.29. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type 2 .

III.4.2.2. calcul des sollicitations a l'ELU

Tableau III.51. Calcul des sollicitations de la poutre palière de l'escalier type2.

L'ELU	L'ELS
$R_B = 47.32 \text{ KN}$	$R_B = 34.13 \text{ KN}$.
$g_0 = 2.63 \text{ KN/m}$	$g_0 = 2.63 \text{ KN/m}$
$P_u = 50.86 \text{ KN/m}$	$P_u = 36.76 \text{ KN/m}$
$M_t = 68.85 \text{ KN.m}$	$M_t = 49.63 \text{ KN.m}$
$M_a = 45.91 \text{ KN.m}$	$M_a = 3.18 \text{ KN.m}$
$V_u = 96.63 \text{ KN}$	/

III.4.2.3. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple. Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul.

Tableau III.52. Ferrailage de la poutre palier de l'escalier type2 a la flexion simple.

Elément	μ	α	$Z(m)$	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	0.148	0.201	0.303	6.53
Appui	0.099	0.130	0.314	4.2

Tableau III.53. Ferrailage de la poutre palier de l'escalier type2 a la torsion.

$M_{\text{torsion}} (\text{KN.M})$	$e(\text{cm})$	$\Omega(\text{m}^2)$	$U(\text{m})$	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2 / \text{ml})$
12.21	5	0.075	1.1	2.57

En travée : $A_t = 7.82 \text{ cm}^2$

On ferraille avec : $3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

En appui : $A_a = 5.49 \text{ cm}^2$

On ferraille avec : $3\text{HA}10 + 3\text{HA}12 = 5.75 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Tableau III.54. Vérification de la contrainte de cisaillement de l'escalier type2

$\tau_{flexion}$ (Mpa)	$\tau_{torsion}$ (Mpa)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)
0.97	2.49	2.67	3.33

- **Calcul des armatures transversales**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

Tableau III.55. Calcul des armatures transversales de l'escalier type2

S_t (cm)	$A_t^{flexion}$ (cm ²)	$A_t^{torsion}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
15	0.478	0.52	1.058	3HA8=1.51

III.4.2.4. Calcul à l'ELS

1. Etat limite de compression

Tableau III.56. vérification a l'état de compression du béton de la poutre palier de l'escalier type2

	M_s (KN.m)	Y(cm)	I (m ²)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Observation
En travée	49.63	10.33	$8.86 \cdot 10^{-4}$	5.72	15	Vérifiée
En appui	33.18	8.41	$5.81 \cdot 10^{-4}$	4.80	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{h}{L} = 0.092 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{49.63}{10 \times 66.35} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.11}{30 \times 33} = 0.009 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est nécessaire.

III.4.2.5. Schéma de ferrailage de la travée de la poutre palière

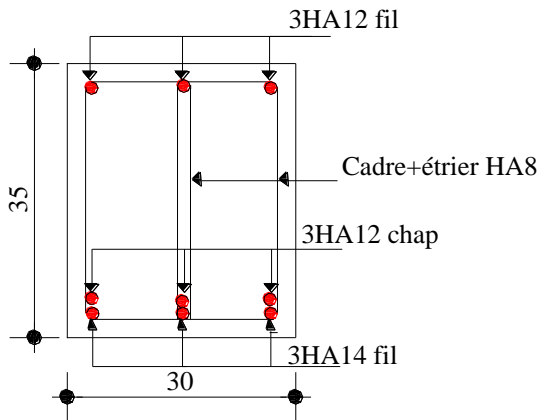


Figure III.30. Schéma de ferrailage en appui de la poutre palière de l'escalier type2.

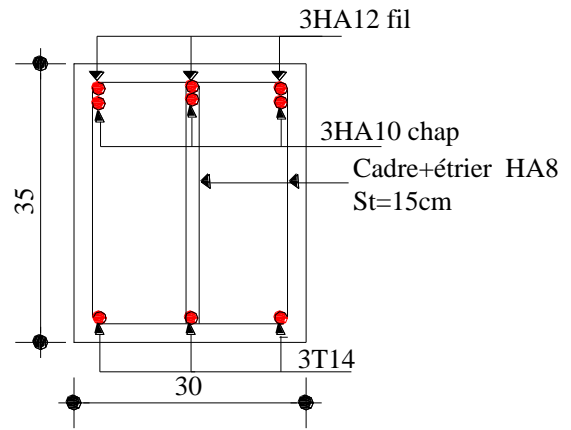


Figure III.31. Schéma de ferrailage en travée de la poutre palière de l'escalier type2.

III.5. Etude de la poutre brisée

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

III.5.1. Prédimensionnement

$$L = \frac{0.68}{\sin 40} = 1.06 \text{ cm}$$

$$L_{total} = 3.56 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24.33 \text{ cm} \leq h \leq 35.6 \text{ cm}$$

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

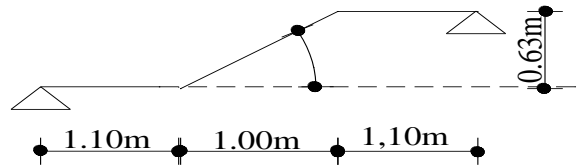


Figure III.32. Schéma statique de la poutre brisée de l'escalier type 3.

III.5.2. Calcul des sollicitations a l'ELU

Les charges revenant à la poutre brisée :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN} / \text{m}^2$

Réaction : $R_{Au} = 39.26 \text{ KN}$

$R_{AS} = 28.44 \text{ KN}$

Tableau III.57. Les sollicitations sur la poutre brisée

L'ELU	L'ELS
$R_A = 39.26 \text{ KN}$	$R_A = 28.44 \text{ KN.}$
$g_0 = 2.63 \text{ KN/m}$	$g_0 = 2.63 \text{ KN/m}$
$P_u = 42.81 \text{ KN/m}$	$P_s = 31.07 \text{ KN/m}$

$M_t = 41.09 \text{ KN.m}$	$M_t = 30.36 \text{ KN.m}$
$M_a = 27.39 \text{ KN.m}$	$M_a = 20.24 \text{ KN.m}$
$V_u = 68.49 \text{ KN}$	/

III.5.3. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple. Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul.

Tableau III.58. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

Elément	μ	α	$Z(m)$	$A_{\text{calculé}}(cm^2 / ml)$
Travée	0.088	0.115	0.315	3.75
Appui	0.059	0.043	0.324	2.43

Tableau III.59. Ferrailage de la poutre brisée à la torsion

$M_{\text{torsion}}(\text{KN.M})$	$e(\text{cm})$	$\Omega(m^2)$	$U(m)$	$A_{\text{calculé}}(cm^2 / ml)$
23.07	5	0.075	1.1	4.86

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{68.49 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul de la section des armatures longitudinales**

- **En travée**

$$A = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A = 6.18 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : 3HA10 + 3HA14 = 6.98 cm²

- **En appui**

$$A = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A = 4.86 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : 3HA8 + 3HA12 = 4.9 cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2)}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23.07 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} \Rightarrow \tau_{\text{torsion}} = 3.07 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3.77 \text{ Mpa} > \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

On doit augmenter la section de poutre brisée.

III.5.4. Redimensionnement de la poutre brisée

On prendre $b=35\text{cm}$ et $h=40\text{ cm}$

Les résultats de calcul après le redimensionnement sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.60. Les sollicitations de la poutre brisée

L'ELU	L'ELS
$R_B = 39.26\text{ KN}$	$R_B = 28.44\text{ KN.}$
$g_0 = 3.5\text{ KN/m}$	$g_0 = 3.5\text{ KN/m}$
$P_u = 43.98\text{ KN/m}$	$P_s = 31.94\text{KN/m}$
$M_t = 42.23\text{ KN.m}$	$M_t = 30.66\text{ KN.m}$
$M_a = 28.15\text{KN.m}$	$M_a = 20.44\text{KN.m}$
$V_u = 70.37\text{ KN}$	/

Tableau III.61. Calcul des armateurs de la poutre brisée à la flexion simple

Elément	μ	α	$Z(m)$	$A_{calculé}(cm^2 / ml)$
Travée	0.059	0.076	0.368	3.29
Appui	0.039	0.049	0.372	2.17

Tableau III.62. Ferrailage de la poutre brisée a la torsion

$M_{torsion}(KN.M)$	$e(cm)$	$\Omega(m^2)$	$U(m)$	$A_{calculé}(cm^2 / ml)$
23.07	5.83	0.099	1.267	4.25

En travée : $A = 5.42\text{cm}^2$

On ferraille avec : $3\text{HA}10 + 3\text{HA}12 = 5.75\text{ cm}^2$

En appui : $A = 4.29\text{cm}^2$

On ferraille avec : $3\text{HA}14 = 4.62\text{ cm}^2$

- **Vérification de la contraint de cisaillement**

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2)}$$

$$\tau_{torsion} = 1.99\text{Mpa}$$

$$\tau_{flexion} = 0.53\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 2.52\text{Mpa} \leq \overline{\tau} = 3.33\text{Mpa}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

Flexion simple, $St = 15\text{ cm.}$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{c28})}{0.8 f_e} = \frac{0.35 \times 0.15 \times (0.53 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} < 0$$

$A_t = 1.03 \text{ cm}^2$, soit un cadre et un étrier. $3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$

III.5.5. Vérification a l'ELS

1. Etat limite de compression de béton

Tableau III.63. Vérification a l'état de compression du béton de la poutre brisée

	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (m ²)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Observation
En travée	30.66	11.44	$7.83 \cdot 10^{-4}$	4.48	15	Vérifiée
En appui	20.44	10.45	$6.59 \cdot 10^{-4}$	3.24	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{320} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18.69}{10 \times 24.92} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.75}{35 \times 38} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.012$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.6. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

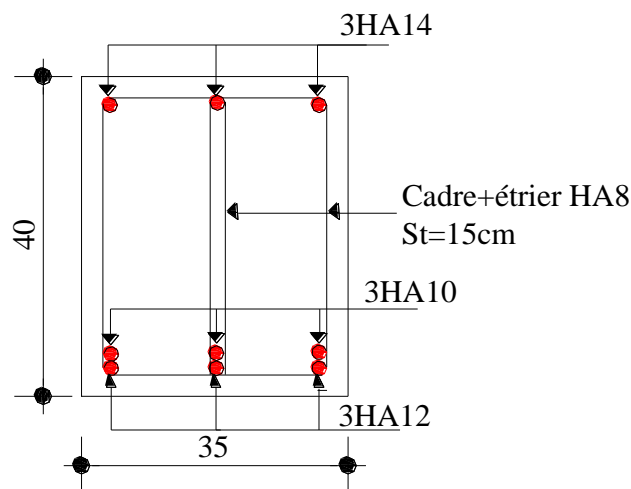


Figure III.33. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.6. Etude des poutres de chaînages

Une poutre de chaînage est une poutre noyée dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

III.6.1. Dimensionnement de la poutre de chaînage

La portée maximale de la poutre de chaînage est : 3.4 m

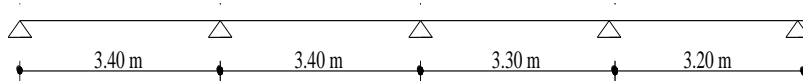


Figure III.34. Schéma statique de la poutre de chaînage.

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

Selon le RPA 99 (Art : 9.3.3) :

$$h \geq 15\text{cm} \text{ et } b \geq \frac{2}{3}h$$

D'où $h = 30\text{ cm}$ et $b = 25\text{ cm}$.

III.6.2. Calcul des sollicitations à l'ELU

$$G_p = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.875\text{KN} / \text{m}^2$$

$$P_{mur} = 2.3 \times (3.06 - 0.3) = 6.348\text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 6.348) = 11.1\text{KN} / \text{ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{11.1 \times 3.4^2}{8} = 16.04\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.75M_u = 12.03\text{KN.m}$$

$$\text{En appui } M_{at} = 0.5M_u = 8.02\text{KN.m}$$

$$V_u = 1.1 \frac{q_u l}{2} = \frac{11.1 \times 3.4}{2} = 20.76\text{KN}$$

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple. Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armateurs.

Tableau III.64. Calcul des armatures principales de la poutre de chaînage

Elément	μ	α	Z(m)	$A_{calculé}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	0.043	0.055	0.274	1.26	3HA8=1.51
Appui	0.028	0.036	0.276	0.83	3HA8=1.51

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{20.759 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.29 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau_u = 0.29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \Rightarrow \phi \leq 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \Rightarrow \begin{cases} (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ mm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b \times S_t} < 0 \\ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times S_t (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0 \end{cases}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.6.3. Vérification a l'ELS

1. Etat limite de compression de béton

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} y = 4.5 \text{ cm} \\ I = 1.32 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 3.31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

2. Etat limite de déformation

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{h}{L} = 0.088 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{1.51}{25 \times 28} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est nécessaire.

III.6.4. Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

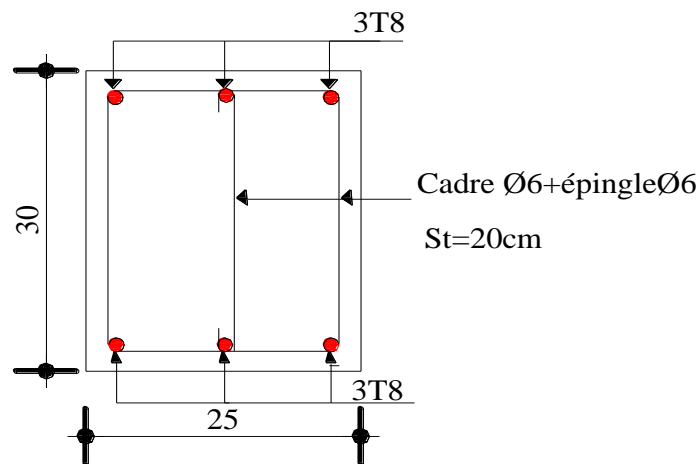


Figure III.35. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un ml.

III.7.1. Calcul des sollicitations à l'ELU

▪ Poids propre

$$G_1 = 25 \times 1 \times [(0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + (0.04 \times 0.01) / 2]$$

$$G_1 = 1.7 \text{ KN}$$

Enduit de ciment de 1.5 cm d'épaisseur :

$$G_2 = 20 \times 0.015 \times 1.468 \times 1 = 0.44 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } W_p = G_1 + G_2 = 2.14 \text{ KN}$$

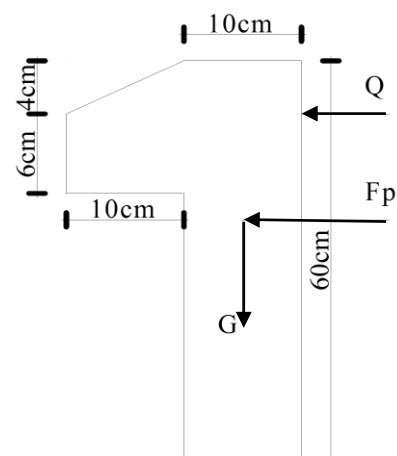


Figure III.36. Coupe transversale de l'acrotère

- **Charge d'exploitation**

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

- **La 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 **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2. Zone IIa (Bejaia).

$$\left\{ \begin{array}{l} A=0.15. \\ C_p=0.8. \\ W_p=2.14 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.14 \Rightarrow F_p = 1.027 \text{ KN}$$

- **Calcul du centre de gravité**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 6.127 \text{ cm} \\ Y_G = 32.83 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'acrotère est soumise a :

$$N_G = 2.14 \text{ KN.}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$M_F = F_p \times Y_g \Rightarrow M_F = 1.0272 \times 32.83 \times 10^{-2} \Rightarrow M_F = 0.34 \text{ KN.m}$$

Tableau III.65. Combinaisons d'action

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.14	2.889	2.14
M(KN.m)	0.94	0.90	0.6

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.14} = 0.421 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.017 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article (4.4.1 BAEL 91) en adoptant une excentricité totale de calcul $e = e_G + e_a + e_2$

Avec :

e_G : Excentricité (dite de la première ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, L/250) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}, 60/250) = 2 \text{ cm}$$

l = portée de l'élément

e_2 = Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\phi) \quad (\text{A r t A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$$l_f : \text{Longueur de flambement} \Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.0086 \text{ m}$$

$$D'où e = 0.421 + 0.02 + 0.0086 = 0.4496 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.887 \times 0.4496 = 1.298 \text{ KN.m}$$

III.7. 2. Calcul de ferrailage

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

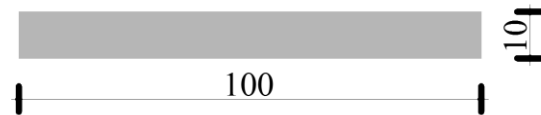


Figure III.37. Section de l'acrotère à ferrailles

$e_G > \frac{h}{6} \Rightarrow$ L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_u + N_u (d-h/2)$

M_f : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1.298 + 2.889 \times (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow M_{uA} = 1.385 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1.385 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0152 < \mu_l = 0.392$$

D'où $A'_s = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0,0191$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0794$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{1.385 \times 10^{-3}}{0.0794 \times 348} = 0.501 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.501 \times 10^{-4} - \frac{2.889 \times 10^{-3}}{348} = 0.385 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Calcul des espacements**

Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1.027 + 1 = 2.027 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.027 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \sum \mu_i) \quad \text{RPA (Article.A.6.1, 3)}$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 8 \times 3.14 \Rightarrow \sum \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.027 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 10.043) \Rightarrow \tau_{se} = 0.28 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.28 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_s = 2.83 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.7.3. Vérification à l'ELS

$$d = 0,08 \text{ m} ; \quad N_{ser} = 2.14 \text{ KN} ; \quad M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\overline{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_{ser}$$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[A_s \times (d - y_{ser})^2 + A' \times (y_{ser} - d')^2]$$

Détermination de y_{ser}

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_a = 0.31037 \text{ m}$$

$$e_a > d \Rightarrow \text{« c » à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0,08 - 0,31037 = -0.23037$$

$$y_{ser} = y_c + C ; \quad y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots (1)$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b} - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} \Rightarrow p = -0.1536 \text{ m}^2$$

$$q = -3 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b} - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} \Rightarrow q = 0.0227 \text{ m}^3$$

En remplaçant « q » et « p » dans (1), sa résolution donne :

$$y_c = 0.251 \text{ m}, \quad y_{ser} = 0.0214 \text{ m}$$

$$I = 4.197 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bs} = 0.849 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 0.874 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

III.7.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère

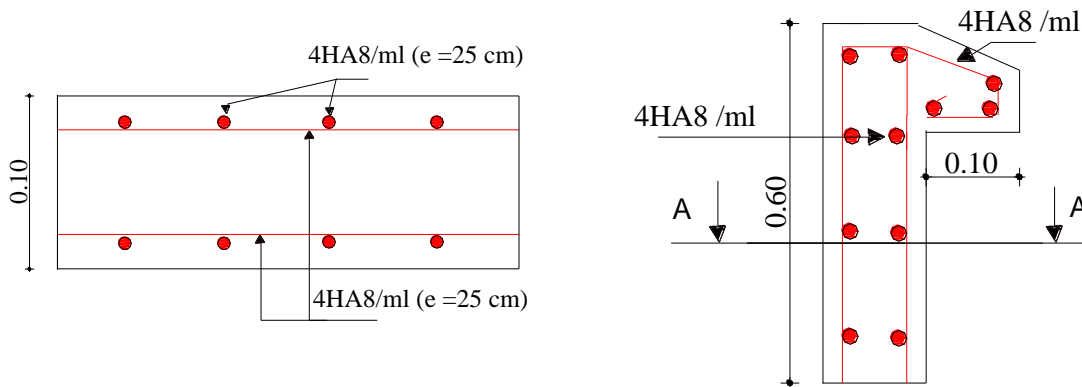


Figure III.38. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III .8. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est conçu pour 8 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$L = 2.00m$: Longueur de l'ascenseur.

$l = 1.90m$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 2.2m$: Hauteur de l'ascenseur.

$P_M = 15KN$: Charge due à l'ascenseur.

$D_M = 82KN$: Charge due à salle machin

$F_C = 102KN$: Charge due à la cuvette.

Vitesse de levage : $V' = 1.00m/s$.

La charge nominale est 630 Kg.

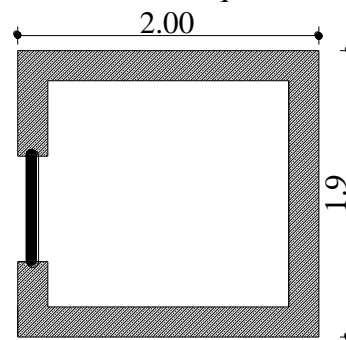


Figure III.39. Schéma de la Cage d'ascenseur.

III.8.1. Calcul des sollicitations

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN/m^2$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.10KN/m^2$$

$$G_3 = \frac{F_C}{S} = \frac{102}{3.8} = 26.84KN/m^2$$

$$G_{totale} = G_1 + G_2 + G_3 = 31.69KN / m^2$$

$$Q = 1KN / m^2$$

III.8.2. Cas d'une charge répartie

III.8.2.1. Calcul a l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 31.69 + 1.5 \times 1 = 44.28KN / m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{190}{200} = 0.95 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x - x' \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.041 \times 44.28 \times 1.9^2 = 6.55KN.m$$

$$\text{Sens } y - y' \Rightarrow M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8875 \times 6.55 = 5.81KN.m$$

$$\text{En travée : Sens } x - x' \Rightarrow M_t^x = 0.85M_0^x = 5.57KN.m$$

$$\text{Sens } y - y' \Rightarrow M_t^y = 0.85M_0^y = 4.94KN.m$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = -0.3M_0^x = -1.97KN.m$$

On fera calcul de la dalle pour une bonde de 1 m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 13 \text{ cm}$. les résultats obtenues sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.66. ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

Sens		$M(KN.m)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_{calculée}(cm^2 / ml)$	$A_{adopté}(cm^2 / ml)$
Travée	x-x	5.57	0.023	0.029	0.128	1.25	4HA8=2.01
	y-y	4.94	0.021	0.026	0.128	1.11	3HA8=1.51
Appui	x-x	1.97	0.008	0.010	0.129	0.44	3HA8=1.51

- **Vérification de la condition de non fragilité**

- **En travée**

On calcul A_{min} $h_0 > 12cm$ $A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow A_{min}^x = \frac{0.008}{2} (3 - 0.95) \times 1 \times 0.15 = 1.23cm^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2cm^2$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

➤ **En appui**

$$A_{\min}^x = 1.23 \text{ cm}^2 ; \quad A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 ; \quad A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

• **Calcul des espacements**

$$\text{Sens } x - x' : \quad S_t \leq \min (3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } y - y' : \quad S_t \leq \min (4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{44.28 \times 1.9 \times 2^4}{2 \times (1.9^4 + 2^4)} = 23.18 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{44.28 \times 2 \times 1.9^4}{2 \times (1.9^4 + 2^4)} = 19.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.18 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

III.8.2.2. Vérification a l'ELS

$$q_{ser} = 32.69 \text{ KN/m}$$

$$\nu = 0.2; \quad \mu_x = 0.0483; \quad \mu_y = 0.9236;$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0483 \times 32.69 \times 1.9^2 = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9236 \times 5.69 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : Sens } x - x' \Rightarrow M_t^x = 0.85 M_0^x = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y - y' \Rightarrow M_t^y = 0.85 M_0^y = 4.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^t$$

$$\text{Sens } x - x' \Rightarrow M_a^x = -0.3 M_0^x = -1.71 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression de béton

On va vérifier la contrainte de compression dans le béton

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

$$y = 2.51 \text{ cm}$$

$$I = 4108.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On va vérifier la contrainte de traction dans l'acier

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{c28}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 4.84 \times 10^{-3}}{4108.37 \cdot 10^{-8}} \times (0.13 - 0.0251) = 185.37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 173.31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.8.2.3. Schémas de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

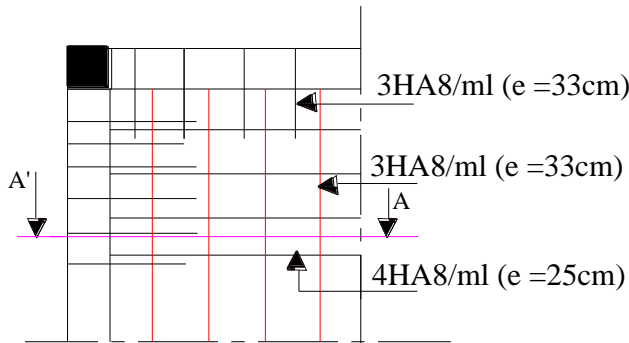


Figure III.40. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

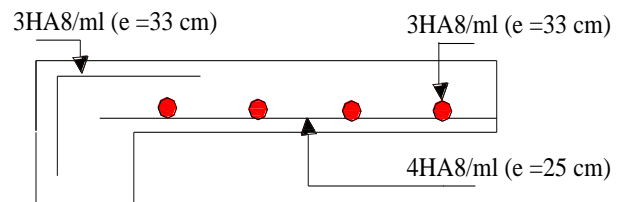


Figure III.41. Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

III.8.3. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire de $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire de $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : sont les dimension parallèle à L_x .

b_0 et v : sont les dimension parallèle à L_y .

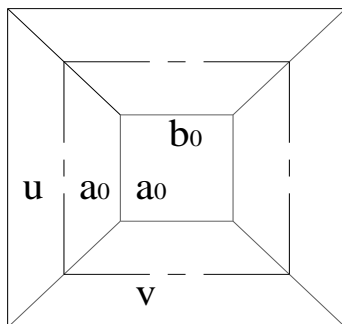


Figure III.42. Schémas représentant la surface d'impact.

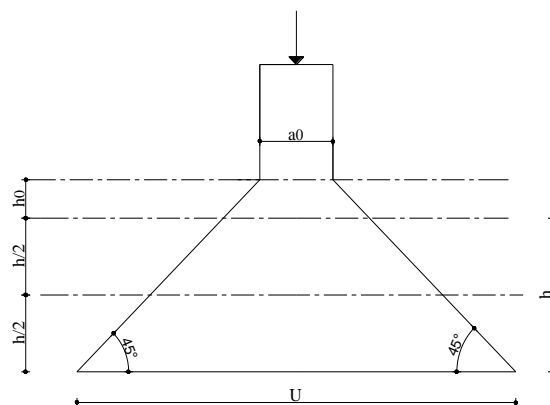


Figure III.43. Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

$$V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

$$h_1 = 5cm;$$

$\xi = 1$ Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\text{Doc : } u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105$$

$$v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105$$

III.8.3.1. Calcul des sollicitations

$$M_x = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : L'ELU $\Rightarrow \nu = 0$

L'ELS $\Rightarrow \nu = 0.2$

ν : Coefficient de poisson

M_1 : en fonction de $\frac{\mu}{l_x}$ et ρ ; M_2 : en fonction de $\frac{\nu}{l_y}$ et ρ

$$\frac{\mu}{l_x} = \frac{105}{190} = 0.6; \quad \frac{\mu}{l_y} = \frac{105}{200} = 0.5$$

En référant à l'abaque PIGEAU (Annexe 1), on trouve $M_1 = 0.081$ et $M_2 = 0.081$.

- **Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage a l'ELU**

$$M_{x1} = P_u \times M_1$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2$$

$$\text{On a } g = D_m + P_m + P_{personne}$$

$$g = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$$

$$P_u = 139.46KN \quad \Rightarrow M_{x1} = 11.29KNm \quad \text{et} \quad M_{y1} = 11.29KN.m$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle a l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05KN/m^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.19KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.06KN.m$$

- **Super position des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.29 + 1.19 = 12.48 \text{KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 111.29 + 1.06 = 12.35 \text{KNm}$$

- **Pour tenir compte de l'encastrement**

$$M_x^t = 0.85M_x = 10.61 \text{KNm}$$

$$M_x^a = 0.3M_x = 3.74 \text{KNm}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 10.49 \text{KNm}$$

III.8.3.2. Calcul de ferrailage

$$M_x \approx M_y$$

Tableau.III.67. ferrailage de la dalle du local machine .

Sens		$M(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A (\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	x-x	10.61	0.044	0.056	0.127	2.4	4HA10=3.14
	y-y	10.49	0.043	0.054	0.127	2.37	4HA10=3.14
Appui	x-x	3.74	0.015	0.018	0.129	0.83	3HA8=1.51

- **Condition de non fragilité**

- **En travée**

On calcul A_{\min} $h_0 > 12\text{cm}$ $A_{\min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow A_{\min}^x = \frac{0.008}{2} (3 - 0.95) \times 1 \times 0.15 = 1.23 \text{cm}^2$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{cm}^2$$

$$A_t^y = 3.14 \text{cm} > \frac{A_t^x}{4} = 0.785 \text{cm}$$

- **En appui**

$$A_{\min}^x = 1.23 \text{cm}^2 ; A_{\min}^y = 1.2 \text{cm}^2 ;$$

- **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite

e : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2 \times (U \times V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_u = 139.46 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de poinçonnement.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{P_u}{3v} = \frac{139.46}{3 \times 105} = 44.27 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_u}{2 \times v + \mu} = \frac{139.46}{3 \times 1.05 + 1.05} = 33.20 \text{ KN}$$

Donc $V_{\max} = 44.27 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0.34 \leq \overline{\tau_u} 1.6 \text{ Mpa}$$

- **Espacement des barres**

Sens $x - x'$: $S_t \leq \min (2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens $y - y'$: $S_t \leq \min (3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

III.8.3.3. Calcul à l'ELS

- **Les moments engendrés par le système de levage sont**

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

$$M_{x1} = P_u (M_1 + vM_2) = 72.3 \times (0.081 + 0.2 \times 0.081) \Rightarrow M_{x1} = 7.03 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + vM_1) = 72.3 \times (0.081 + 0.2 \times 0.081) \Rightarrow M_{y1} = 7.03 \text{ KNm}$$

- **Les moments dus au poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN / m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.94 \text{ KN.m}$$

- **Super position des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.03 + 1.02 = 8.05 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.03 + 0.94 = 7.97 \text{ KNm}$$

- **Pour tenir compte de l'encastrement**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 6.84 \text{ KNm}$$

$$M_x^a = -0.3 M_x = -2.42 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 5.98 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes**

On va vérifier la contrainte de compression dans le béton

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

$$y = 3.06cm$$

$$I = 5608.73cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.64Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

On va vérifier la contrainte de traction dans l'acier

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{c28}} \right] = 201.63Mpa$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 6.84 \times 10^{-3}}{5608.73 \cdot 10^{-8}} \times (0.13 - 0.0306) = 181.83Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 181.83Mpa < \overline{\sigma}_s = 201.66Mpa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right) l_x \dots\dots \begin{cases} 0.15cm > 0.081cm \\ 0.15cm > 0.085cm \end{cases}$$

$$\frac{2.4}{f_e} \geq \frac{A_t^x}{b \times d} \dots\dots 6.10^{-3} > 2.410^{-3}$$

III.8.3.4. Schémas de ferrailage de dalle du local machine.

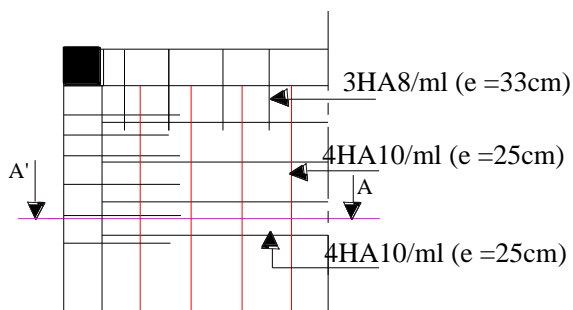


Figure III.44. Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.

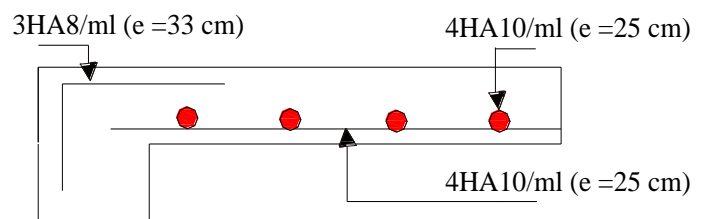


Figure III.45. Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle du local machine.

III.9. Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente des différents types d'escaliers, donc nous avons procédé à leurs études et leurs ferrillages.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.



CHAPITRE
04



ETUDE DYNAMIQUE



IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul dynamique peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**Tableau 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 :

L'effort sismique V , appliquées à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow A = 0.15$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Grouped'usage : Groupe 2} \\ \text{Zone sismique : zone II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

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, $R = 5$ (système mixte portique voile avec interaction).

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q** « est satisfaite ou non ».

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère	Observé	P_{qx}	Observé	P_{qy}
Condition minimale sur les files de contreventement.	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan.	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan.	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation.	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux.	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité d'exécution.	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

RPA99 (tableau 4-5). Concernant notre projet $\beta = 0.2 \rightarrow$ Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés.

W = 29462.60 KN

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est on fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature de sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_1 et T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

RPA99 (Tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site 3 : } \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

• **Calcul de la période fondamentale de structure**

Le facteur de correction d'amortissement (η) est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 ; \quad \xi (\%) \text{ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau}$$

constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages. **RPA99 (Tableau 4-2)**

$$\text{On a : } \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \text{ (pour un contreventement mixte).}$$

$$\text{Donc } \eta = 0.82 \geq 0.7$$

$$T_C = C_T H_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Tableau 4-6)}$$

$$H_n = 31.70m$$

$C_T = 0.05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment du remplissage)

$$\Rightarrow T_C = 0.67s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = \frac{0.09 \times H}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA99 (Tableau 4-6)}$$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} L_x = 20.75m \Rightarrow T_x = 0.63s \\ L_y = 14.65m \Rightarrow T_y = 0.75s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_X = \min(T_x; T_C) \Rightarrow T_X = 0.63s \\ T_Y = \min(T_y; T_C) \Rightarrow T_Y = 0.67s \end{cases}$$

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_X = 1.757 \\ D_Y = 1.683 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} W = \frac{0.15 \times 1.757 \times 1.2}{5} \times 29462.60 \\ V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W = \frac{0.15 \times 1.683 \times 1.2}{5} \times 29462.60 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_X = 1863.17\text{KN} \\ V_Y = 1784.86\text{KN} \end{cases}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou encore non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie. Pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le logiciel d'analyse SAP2000. Et pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*). La figure suivante donne le spectre obtenu :

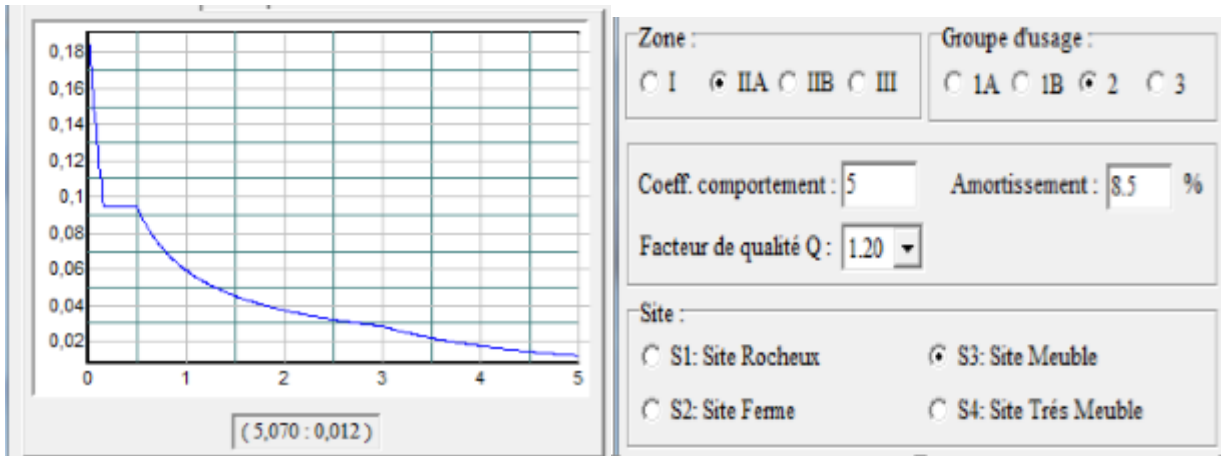


Figure. IV.1. Le spectre obtenu.

IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

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.2.3.1. disposition des voiles de contreventement

Après avoir effectué plusieurs dispositions, on a retenu celle qui est montrée sur la figure suivante :

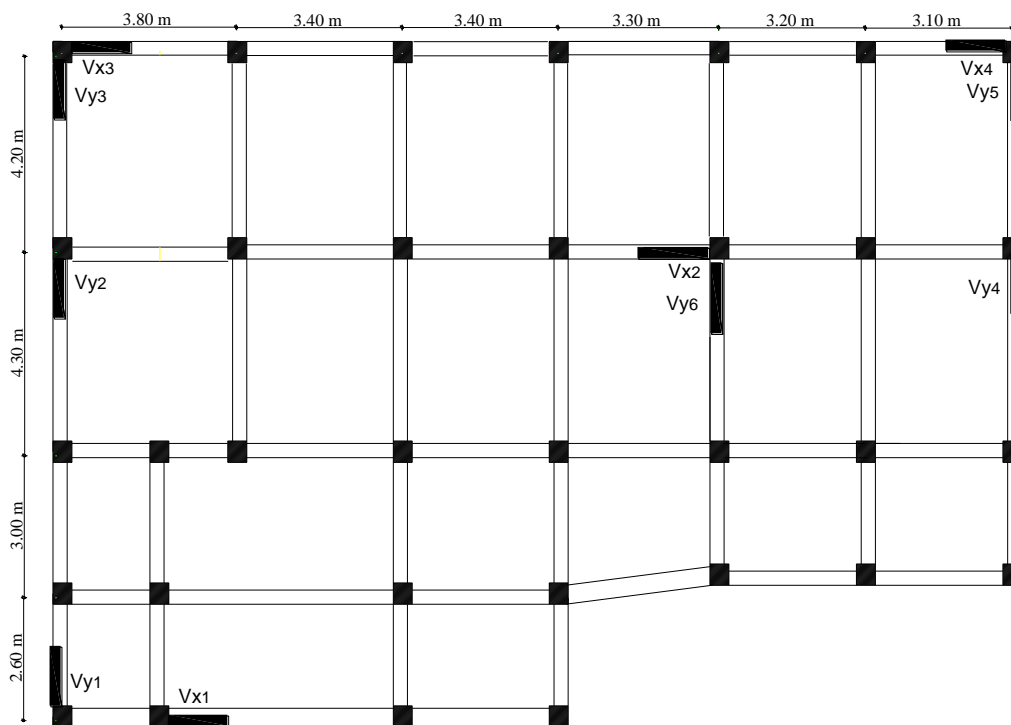


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.

La disposition obtenue après plusieurs essais, a permis de satisfaire les critères édictés par le RPA. Il est à noter que les sections des éléments tel que les poteaux et les poutres a été revu à la hausse.

Les nouvelles sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Sections des poteaux et poutres

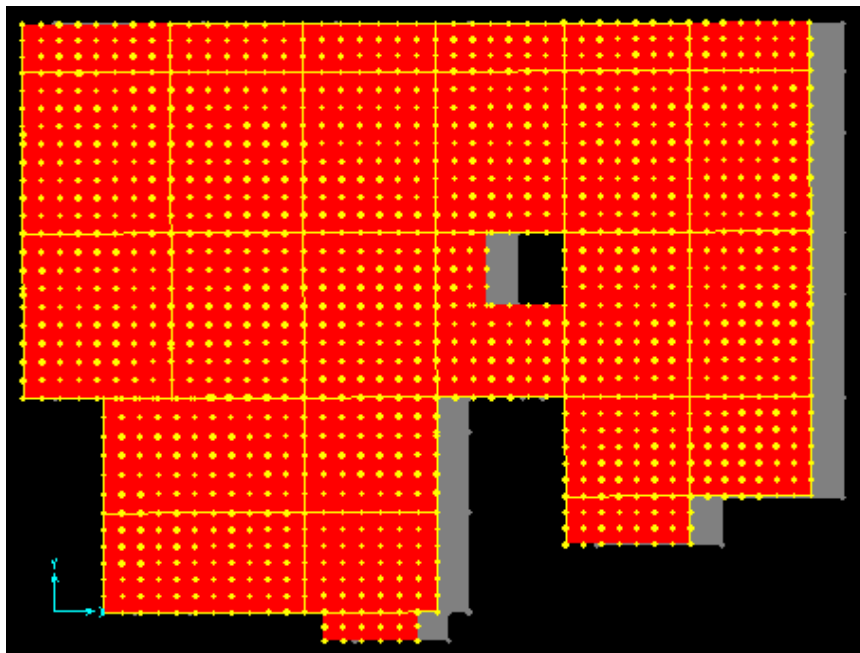
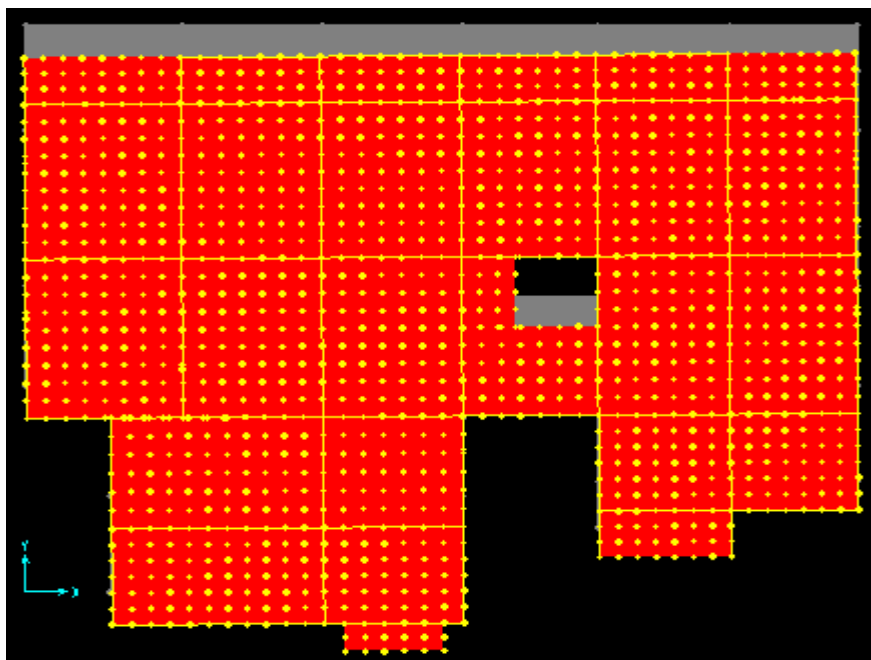
Niveaux	S.Sol et RDC	1,2 et 3 étages	4 ,5 et 6 étages	7 et 8 étages
Sections (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40
Poutres .P (cm ²)	30×40			
Poutres. S (cm ²)	30×35			

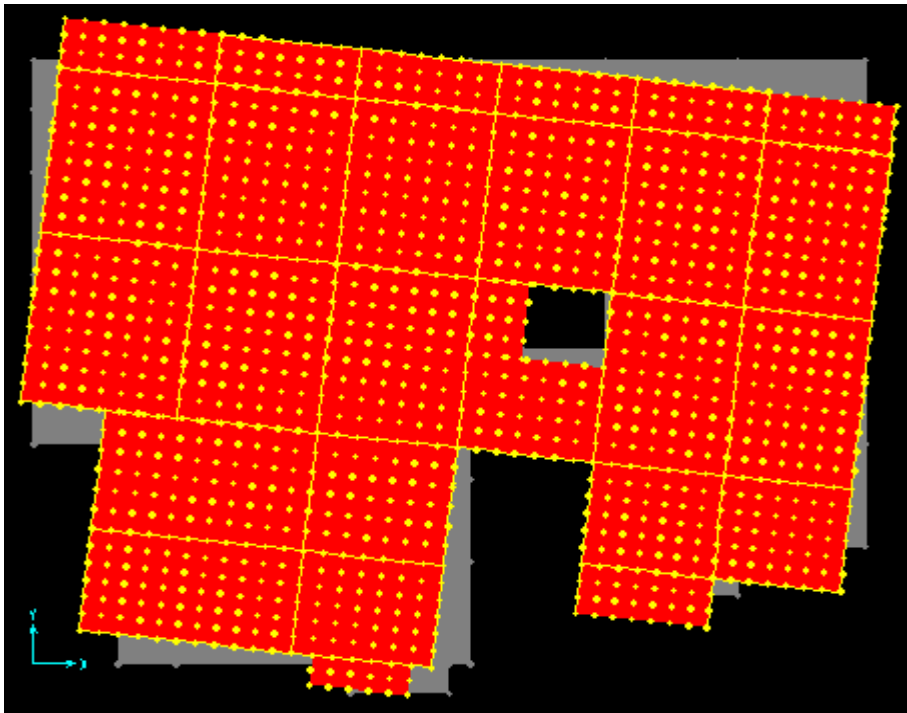
IV.2.3.2. Modes de vibrations et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Modes et périodes de vibrations et Taux de participation massique

Modes	Période (sec)	Masse modale		Cumulée de la masse modale	
		U_x	U_y	U_x	U_y
01	0.849456	0.74262	$0.5332.10^{-6}$	0.74262	$0.533.10^{-6}$
02	0.789697	$0.3354.10^{-5}$	0.72371	0.74263	0.72371
03	0.647018	0.00122	0.00234	0.74385	0.72605
04	0.270273	0.1198	0.0022	0.86365	0.72825
05	0.247572	0.00252	0.12849	0.86617	0.85674
06	0.201403	0.00107	0.00468	0.86725	0.86142
07	0.138023	0.03789	0.00299	0.90514	0.86441
08	0.0136918	0.00146	0.0002	0.90660	0.86462
09	0.122844	0.00403	0.04261	0.91064	0.90723
10	0.097535	0.00089	0.00281	0.91152	0.91004
11	0.086155	0.0002	0.00014	0.91172	0.91018
12	0.084564	0.02493	0.00218	0.93665	0.91236

Mode 1 : Translation selon X (T =0.84 s)**Figure IV.3.** *Mode 1.***Mode 2 : translation selon Y (T =0.78 s)****Figure IV.4.** *Mode 2.*

Mode 3 : Rotation selon Z (T =0.64 s)**Figure IV.5.** Mode 3.

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modal du premier mode suivant la direction xx est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x, telle que montre sur la figure IV.3, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens yy (voir Figure IV.4) et une torsion en mode 3.

IV.3. Vérifications**IV.3.1. Vérifications de la résultante des forces sismiques**

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/Version 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_r 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.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{stat} (KN)	V_{dyn} / V_{stat}	Observation
Sens X-X	1471.03	1863.17	0.79	Non Vérifié
Sens Y-Y	1524.27	1784.86	0.85	Vérifié

On voit bien que $V_{dyn} < 0.8V_{st}$, dans le sens X-X alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) et de revérifier la résultante des forces sismiques. Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Revérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	V _{dyn} (KN)	V _{stat} (KN)	V _{dyn} / V _{stat}	Observation
Sens X-X	1491.63	1863.17	0.80	Vérifié
Sens Y-Y	1524.27	1784.86	0.85	Vérifié

IV.3.2. Vérifications de l'effort normal réduit (ν)

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le **RPA99/version 2003** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99(Formule7)}$$

Tel que :

N : L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (m ²)	f_{c28} (MPa)	N(KN)	ν	Remarque
<i>S.Sol</i>	0.3025	25	2058.867	0.272	vérifiée
<i>RDC</i>	0.3025	25	1060.868	0.140	vérifiée
<i>1^{ième}</i>	0.2500	25	764.920	0.101	vérifiée
<i>2^{ième}</i>	0.2500	25	592.891	0.095	vérifiée
<i>3^{ième}</i>	0.2500	25	488.087	0.078	vérifiée
<i>4^{ième}</i>	0.2025	25	363.212	0.072	vérifiée
<i>5^{ième}</i>	0.2025	25	286.048	0.057	vérifiée
<i>6^{ième}</i>	0.2025	25	233.202	0.046	vérifiée
<i>7^{ième}</i>	0.1600	25	145.372	0.036	vérifiée
<i>8^{ième}</i>	0.1600	25	75.968	0.019	vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.3.3. Vérifications de l'interaction voiles – portiques

L'article 3.4.4.a du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<i>S.Sol</i>	28949.99	4061.766	87.696	12.304
<i>RDC</i>	23940.62	4772.179	83.379	16.621
<i>1ième</i>	21048	4098.338	83.702	16.298
<i>2ième</i>	18264.38	3875.664	82.494	17.506
<i>3ième</i>	15415.72	3260.192	82.543	17.457
<i>4ième</i>	12541.14	2558.34	81.438	18.569
<i>5ième</i>	9934.589	2316.053	81.094	18.906
<i>6ième</i>	7383.278	1710.616	81.1894	18.8106
<i>7ième</i>	4802.979	1146.646	80.72742	19.272576
<i>8ième</i>	2368.215	576.165	80.4317	19.568296

b. Sous charges horizontaux

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens X-X).

Niveau	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<i>S.Sol</i>	963.771	422.291	69.533	30.167
<i>RDC</i>	694.678	549.370	55.841	44.159
<i>1ième</i>	860.009	432.424	66.541	33.459
<i>2ième</i>	856.505	330.364	72.165	27.835
<i>3ième</i>	820.802	261.003	75.873	24.127
<i>4ième</i>	628.210	315.315	66.581	33.419
<i>5ième</i>	599.096	230.95	72.176	27.824
<i>6ième</i>	529.704	135.386	79.644	20.156
<i>7ième</i>	367.00	120.433	75.293	24.707
<i>8ième</i>	354.165	68.964	83.701	16.299

Tableau IV.9. Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens Y-Y).

Niveau	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<i>S.Sol</i>	852.597	671.883	55.927	44.073
<i>RDC</i>	503.147	686.689	42.288	57.712
<i>1ième</i>	684.637	506.779	57.464	42.536
<i>2ième</i>	654.010	532.247	55.132	44.868
<i>3ième</i>	674.773	404.771	62.505	37.495
<i>4ième</i>	551.657	416.848	56.959	43.041
<i>5ième</i>	540.002	337.692	61.525	38.475
<i>6ième</i>	475.291	200.797	70.300	29.700
<i>7ième</i>	354.318	174.027	67.061	32.939
<i>8ième</i>	316.658	74.315	80.992	19.008

IV.3.4. Calcul des déplacements

Selon le **RPA99 (art 4. 4. 3)**, le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé par la relation suivante : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportement ($R = 5$). Le déplacement relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Avec : $\Delta_K < 1\% \times h_e$ **RPA99 (Art 5. 10)**.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux Ci-après :

Tableau IV.10. Vérification des déplacements selon X-X

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
S.Sol	0.08	0.40	0	0.4	314	0.00127389	Vérifiée
RDC	0.29	1.45	0.40	1.05	408	0.00257353	Vérifiée
1 ^{ième}	0.48	2.4	1.45	0.95	306	0.00310458	Vérifiée
2 ^{ième}	0.68	3.4	2.4	1.00	306	0.00326797	Vérifiée
3 ^{ième}	0.87	4.35	3.4	0.95	306	0.00310458	Vérifiée
4 ^{ième}	1.06	5.30	4.35	0.95	306	0.00310458	Vérifiée
5 ^{ième}	1.24	6.20	5.30	0.9	306	0.00294118	Vérifiée
6 ^{ième}	1.40	7.00	6.20	0.8	306	0.00261438	Vérifiée
7 ^{ième}	1.54	7.70	7.00	0.70	306	0.00228758	Vérifiée
8 ^{ième}	1.65	8.25	7.70	0.55	306	0.00179739	Vérifiée

Tableau IV.11. Vérification des déplacements selon YY.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
S.Sol	0.07	0.35	0	0.35	314	0.00111465	Vérifiée
RDC	0.24	1.20	0.35	0.85	408	0.00208333	Vérifiée
1 ^{ième}	0.39	1.95	1.20	0.75	306	0.00245098	Vérifiée
2 ^{ième}	0.57	2.85	1.95	0.90	306	0.00294118	Vérifiée
3 ^{ième}	0.74	3.7	2.85	0.85	306	0.00277778	Vérifiée
4 ^{ième}	0.92	4.6	3.7	0.90	306	0.00294118	Vérifiée
5 ^{ième}	1.08	5.4	4.6	0.80	306	0.0261438	Vérifiée
6 ^{ième}	1.22	6.1	5.4	0.70	306	0.00228758	Vérifiée
7 ^{ième}	1.36	6.8	6.1	0.70	306	0.00228758	Vérifiée
8 ^{ième}	1.47	7.35	6.8	0.55	306	0.00179739	Vérifiée

Donc d'après les tableaux précédents, nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.

IV.3.5. Vérification de l'effet P_Δ

Les effets du second ordre ou effets (P_Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 ;$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K »

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: Les effets ($P-\Delta$) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur « $\frac{1}{1-\theta}$ ».

Si $\theta_K > 0.20$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Vérification à l'effet P- Δ .

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
S.Sol	3.14	29211.75	0.4	1386.062	0.02684759	0.35	1524.48	0.02135867
RDC	408	25479.69	1.05	1244.048	0.05270917	0.85	1189.836	0.04461345
1 ^{ième}	306	22288.94	0.95	1292.433	0.05354064	0.75	1191.416	0.0458528
2 ^{ième}	306	19746.99	1.00	1186.869	0.05437217	0.90	1186.257	0.0489602
3 ^{ième}	306	16666.92	0.95	1081.805	0.0478309	0.85	1079.544	0.0428857
4 ^{ième}	306	13753.04	0.95	943.525	0.04525301	0.90	968.505	0.04176552
5 ^{ième}	306	10964.57	0.90	830.046	0.03885174	0.80	877.694	0.03266006
6 ^{ième}	306	8170.154	0.80	665.09	0.03211577	0.70	676.086	0.02764427
7 ^{ième}	306	5385.075	0.70	487.433	0.02527279	0.70	528.345	0.02331581
8 ^{ième}	306	2735.093	0.55	423.129	0.01161825	0.55	390.973	0.0125738

La condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, d'où l'effet P- Δ peut être négligé

IV.4. Conclusion

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente notre structure et les contraintes architecturales.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie tous les exigences du RPA99 addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit)

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.



CHAPITRE
05



ETUDE DES ÉLÉMENTS
PRINCIPAUX



V.1. Introduction

Les éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la 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 les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone IIa.

V.2.1. Recommandation du RPA 99

V.2.1.1. Combinaison de charge

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

$$\begin{cases} G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes.

Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations.

E : Sollicitations dues au séisme.

V.2.1.2. Les armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de béton

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % (b · h) En zone courante.
- 6% (b · h) En zone de recouvrement.

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.2.1.3. Les armatures transversales

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$: Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Ferrailages des poutres

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}).

Tableau V.1. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

Niveau	Poutres	Section	Localis	M(KN.m)	V(KN)	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	N ^{bre} de barre
S.Sol	PP	30×40	Appuis	82.966	113.43	6.99	6.00	8.01	3HA14+3HA12
			travée	53.756		3.78		6.03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	61.130	147.53	5.07	5.25	5.75	3HA12+3HA10
			travée	68.810		5.67		5.75	3HA12+3HA10
RDC	PP	30×40	Appuis	88.788	116.53	6.39	6.00	6.79	6HA12
			travée	79.931		5.73		5.75	3HA12+3HA10
	PS	30×35	Appuis	73.645	173.26	6.19	5.25	6.79	6HA12
			travée	88.549		7.45		8.01	3HA14+3HA12
1	PP	30×40	Appuis	99.126	122.80	7.20	6.00	8.01	3HA14+3HA12
			travée	91.371		6.60		6.79	6HA12
	PS	30×35	Appuis	74.505	179.33	6.27	5.25	6.79	6HA12
			travée	91.607		7.87		8.01	3HA14+3HA12
2	PP	30×40	Appuis	96.879	120.02	7.04	6.00	8.01	3HA14+3HA12
			travée	89.730		6.48		6.79	6HA12
	PS	30×35	Appuis	72.51	132.59	6.08	5.25	6.79	6HA12
			travée	84.347		7.17		8.01	3HA14+3HA12
3	PP	30×40	Appuis	100.261	122.61	7.28	6.00	8.01	3HA14+3HA12
			travée	92.553		6.68		6.79	6HA12
	PS	30×35	Appuis	71.470	124.35	5.99	5.25	6.03	3HA16
			travée	76.329		6.44		6.79	6HA12
4	PP	30×40	Appuis	94.592	120.78	6.85	6.00	8.01	3HA14+3HA12
			travée	90.484		6.54		6.79	6HA12
			Appuis	69.816		5.76		6.03	3HA16

	PS	30×35	travée	68.867	116.18	5.75	5.25	5.75	3HA12+3HA10
5	PP	30×40	Appuis	90.311	117.22	6.53	6.00	6.79	6HA12
			travée	82.612		5.93		6.03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	66.814	111.90	5.56	5.25	5.75	3HA12+3HA10
			travée	66.345		5.52		5.75	3HA12+3HA10
6	PP	30×40	Appuis	83.596	109.34	6.01	6.00	6.03	6HA16
			travée	70.330		4.99		6.03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	56.595	95.19	4.67	5.25	5.75	3HA12+3HA10
			travée	56.494		4.67		5.75	3HA12+3HA10
7	PP	30×40	Appuis	76.916	101.78	5.49	6.00	6.03	3HA16
			travée	57.067		4.02		6.03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	47.822	80.84	3.90	5.25	5.75	3HA12+3HA10
			travée	40.383		3.27		5.75	5HA12
8	PP	30×40	Appuis	67.520	85.46	4.79	6.00	6.03	3HA16
			travée	42.957		2.99		6.03	6HA16
	PS	30×35	Appuis	40.967	60.36	3.35	5.25	5.75	3HA12+3HA10
			travée	32.687		2.64		5.75	3HA12+3HA10

V.2.2.1. Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003

- **Pourcentage maximum des armateurs longitudinaux**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$

En zone recouvrement : $A_{\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r > 40 \phi$ en zone II

$\phi = 10\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.00 = 40\text{cm}$ on adopte $L_r = 45\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.20 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.40 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.60 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

V.2.3. Les armatures transversales

Le diamètre minimum doit vérifier la condition du BAEL suivante :

$$\phi_t \leq \min (\phi_l ; h/35 ; b/10)$$

- **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min (1 ; 1.14 ; 3) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + létrier de $\phi 8$ pour toutes les poutres.

- **poutre secondaires :**

$$\phi_t \leq \min (1 ; 1 ; 3) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre +1étrier de $\emptyset 8$ pour toutes les poutres.

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le **RPA/version 2003(Art 7.5.2.2)**.

- **Poutre principales**

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{\min}) = (10 ; 14.4) \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Zone courante : } \begin{cases} S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Poutre secondaires**

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{\min}) = \min(8.75 ; 10) \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 8.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Zone courante : } \begin{cases} S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification de la section d'armatures transversales**

- **Poutre principales**

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 0.2 \times 0.3 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutre secondaires**

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 0.3 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications L'ELU :

V.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{BAEL91 (art H.III.2).}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.V.2. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Principales	122.80	1.12	3.33	Vérifiée
Secondaires	179.33	1.87	3.33	Vérifiée

V.2.4.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ en appui de rive

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$$

BAEL91 (Art H.IV.2)

➤ en appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots\dots\dots(2), \quad \gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.3. Vérification au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M (MPa)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Obs
Principale	8.01	122.80	99.126	3.53	-5.03	Vérifiée
Secondaires	6.79	179.33	74.505	5.15	-2.28	Vérifiée

V.2.5. Vérification a l'ELS

V.2.5.1. Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci- après :

TableauV.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Principales	Appui	-59.65	13.46	88387.87	9.08	15	Vérifiée
	Travée	31.04	12.22	46758.81	8.11	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-27.61	10.91	50681.75	5.94	15	Vérifiée
	Travée	24.89	10.91	50681.75	5.35	15	Vérifiée

V.2.5.2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

➤ Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{6.47 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.37} = 0.085 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.016 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.32} = 0.085 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.6. Schémas de ferrailage des poutres

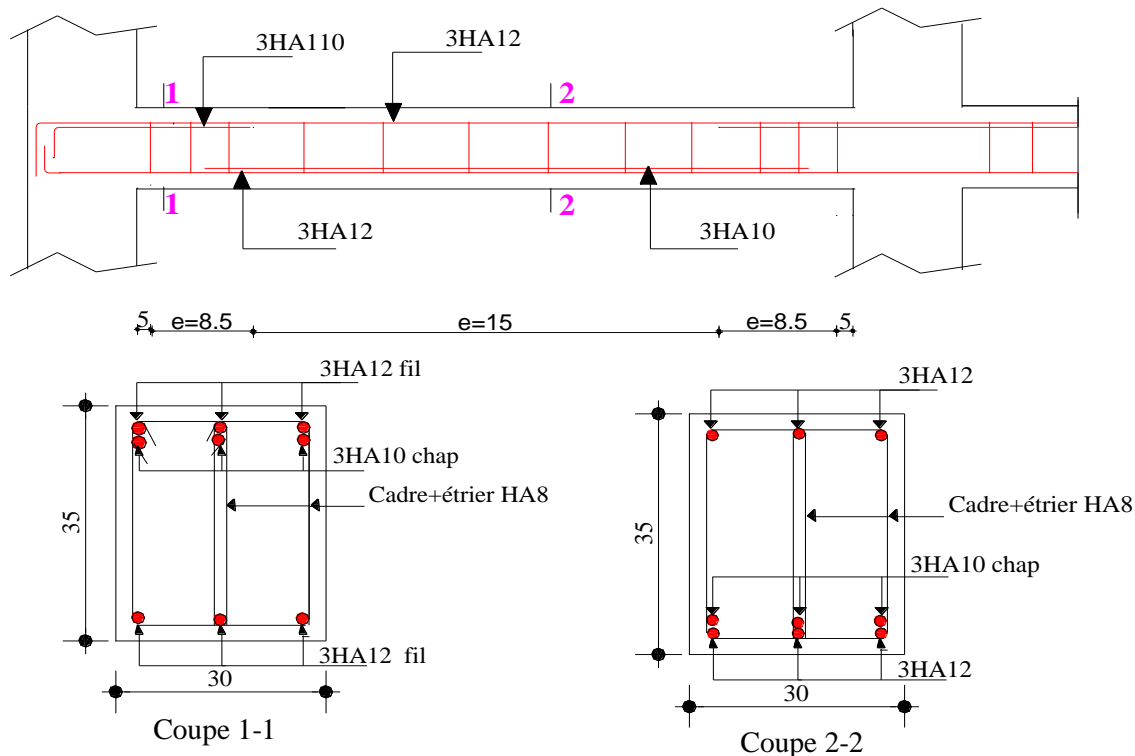


Figure.V.1. Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire.

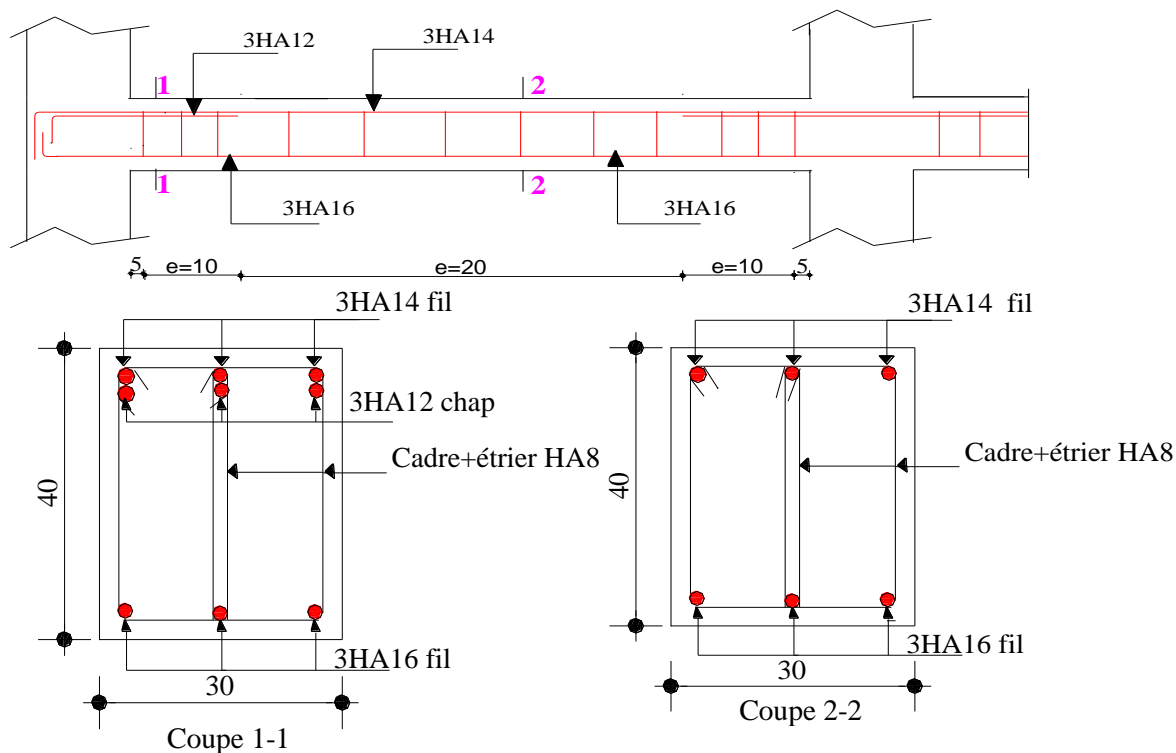


Figure .V.2. Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

V.3. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour 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 :

1. $1.35G+1.5Q$
2. $G+Q$
3. $G+Q\pm E$
4. $0.8G\pm E$

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.3.1. Les armatures longitudinales RPA (art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;

Le pourcentage minimal est de 0.8 % (Zone II) ;

Le pourcentage maximal est de 4 % en zones courantes et de 6% en zones de recouvrement.

$\Phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a) ;

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ; La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

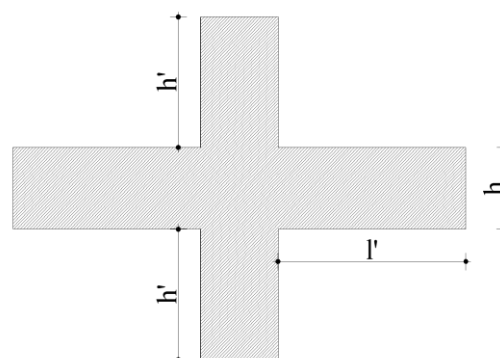


Figure.V.3. la zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau.V.5. Section d'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)
S.Sol et RDC	55×55	24.20	121.00	181.50
Etages 1, 2 et 3	50×50	20.20	100.00	150.00
Etages 4 ,5 et 6	45×45	16.20	81.00	121.50
Etages 7 et 8	40×40	12.80	64.00	96.00

V.3.2. Les armatures transversales : RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$ en zone IIa ;
- dans la zone courante : $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone I et IIa.

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3 ; \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5$$

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $\geq 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

V.3.3. Les sollicitations de calcul

V(KN)

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000). Le tableau suivant en résume les résultats :

Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux.

Poteau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
55×55	2058.863	87.299	90.511	2039.139	0.526	27.742	87.401
50×50	1468.764	20.229	92.497	1008.003	3.789	25.051	98.747
45×45	891.322	3.909	71.003	528.909	48.763	39.275	83.559
40×40	361.853	4.698	45.089	155.069	0.23	1.429	47.765

V.3.4. Calcul du Ferrailage

Le calcul se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux. Soit a calcules le poteau le plus sollicité de S.Sol avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = 2058.863 \text{ KN} \quad M_{\text{core}} = 87.299 \text{ KN.m}$$

$$d = 52 \text{ cm} \quad d' = 0.03 \text{ m}$$

$$e_G = M/N = 0.042 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armateurs (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} > (0.337 \times h \times -0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \Rightarrow 0.42 < 0.69 \quad \text{Non vérifier}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - h/2)$$

La condition n'est pas vérifiée. Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{591.720 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 18.47} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.215 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.215}}{0.8} = 0.306$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{M_{uA}}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{591.721 \times 10^{-3}}{0.52(1 - 0.4 \times 0.306) \times 400} = 32.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 32.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 32.42 \times 10^{-4} - \frac{2058.867 \times 10^{-3}}{400} = -19.05 \leq 0 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus pour les autres poteaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Le ferrailage des poteaux.

Niveau	Poteau (cm ²)	A' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres
S.Sol, RDC	55×55	0.00	1.33	24.20	25.13	8T20
Etages 1,2 et 3	50×50	0.00	1.39	20.00	24.13	4HA20+4HA16
Etages 4,5 et 6	45×45	0.00	1.74	16.20	18.47	4HA20+4HA14
Etages 7 et 8	40×40	.00	1.14	12.80	15.21	4HA16+4HA14

Tableau V.8. Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux.

Niveau	S.Sol, RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 1,2 et 3	Etages 1,2 et 3
Section (cm)	55×55	50×50	45×45	40×40
ϕ_l^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.6	1.4	1.2
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2
λ_g	5.19	4.28	4.76	5.35
V_u (KN) SAP2000	87.401	98.747	83.559	47.765
l_r (cm)	64	64	56	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10
t zone courante (cm)	20	20	20	20
A^t (cm)	1.98	3.7	3.48	1.49
A^t_{\min} (cm ²) Zone nodale	1.65	2.4	1.62	1.2
A^t_{\min} (cm ²) Zone courante	3.30	4.8	3.24	2.4
$A^t_{adoptée}$ (cm ²)	5HA10 = 3.93	5HA12=5.65	5HA10=3,93	4HA10=3,14

V.3.5. Vérification à l'E.L.U

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 :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 si \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 si \lambda_g < 5 \end{cases}; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	I _r (cm)	λ _g	ρ _a	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Obs.
S.Sol , RDC	55×55	285.6	5.19	0.075	52	87.401	0.30	1.87	Vérifiée
Etages 1,2 et 3	50×50	214.2	4.28	0.040	47	98.747	0.42	1.00	Vérifiée
Etages 4,5 et 6	45×45	214.2	4.76	0.040	42	83.559	0.44	1.00	Vérifiée
Etages 7 et 8	40×40	214.2	5.35	0.075	37	47.765	0.32	1.87	Vérifiée

V.3.6. Vérification à l'ELS

V.3.6.1. Vérification au flambement

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

γ_b : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour les situation courantes} \\ 1.15 \text{ pour les situations accidentel les} \end{cases}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ pour les situation courantes} \\ 1. \text{ pour les situations accidentel les} \end{cases}$$

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Tel que :

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

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

$$\lambda = l_f / i \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

Cas d'une section rectangulaire :

$$I = bh^3 / 12$$

D'où l_f (Longueur de flambement)

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$ (Longueur de flambement).

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \text{ avec : } \begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Justification de l'effort normale ultime

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obs
Poteaux S.sol	55×55	2.74	1.918	11.98	0.830	25.13	2809	2058.863	6465.88	Vérifiée
Poteaux RDC	55×55	3.68	2.576	16.10	0.815	25.13	2809	1647.036	4951.89	Vérifiée
Etages 1,2 et 3	50×50	2.66	1.862	13.30	0.826	20.61	2304	1468.734	4116.40	Vérifiée
Etages 4,5 et 6	45×45	2.66	1.862	14.43	0.822	18.73	1849	891.322	3350.10	Vérifiée
Etages 7 et 8	40×40	2.66	1.862	16.19	0.815	14.20	1444	361.853	2581.90	Vérifiée

V.3.6.2. Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement.

Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Béton fibre sup.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Béton fibre Inf.}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} (h/2 - V)$$

$$I_{gg} = b/3(v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

$$v = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d') \quad ; \text{ et } v' = h - v \quad ; \quad d = 0.9 \times h$$

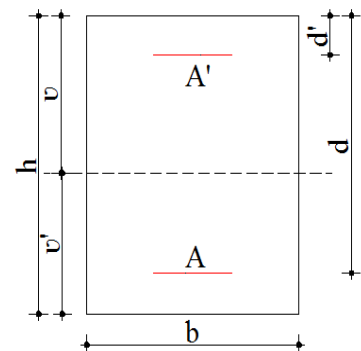


Figure.V.4. Section d'un poteau.

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.11. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	S.Sol, RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 et 6	Etages 7 et 8
Section (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	49.5	45	40.5	36
A (cm ²)	25.13	20.61	18.73	14.20
v (cm)	29.94	27.20	24.69	21.88
v' (cm)	25.06	22.80	20.31	18.12
I_{gg} (m ⁴)	0.0079	0.0054	0.0036	0.0022
N_{ser} (KN)	1216.591	1054.135	626.288	252.58
M_{ser} (KN.m)	15.6171	12.8425	7.831	9.1293
σ_{bc1} (MPa)	4.06	4.23	3.18	2.15
σ_{bc2} (MPa)	2.84	3.13	2.26	0.61
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- **Disposition constructive des armatures dans les poutres**

Dispositions constructives $Lr = 40 \phi$

$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow Lr > 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ on adopter : $Lr = 80 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow Lr > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ on adopter : $Lr = 50 \text{ cm}$

– **Les zones nodales :** $h' = \max(he/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$

V.3.7. Schéma de ferrailage

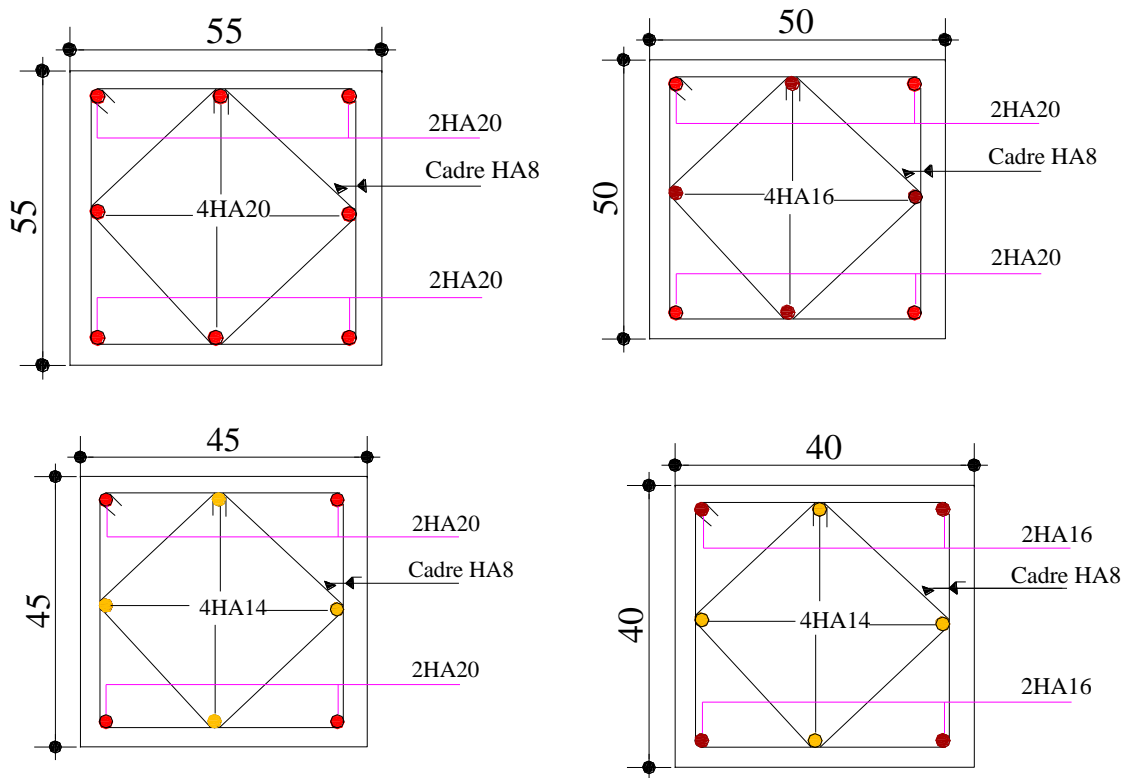


Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux.

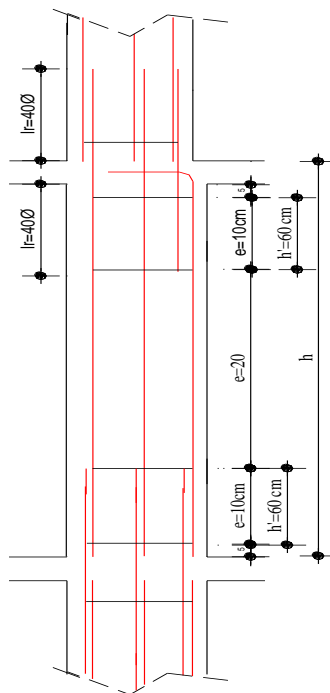


Figure.V.6. Schéma de la disposition constructive des poteaux

V.3.8. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|MN|+|MS| \geq 1.25 \times (|MW|+|ME|)$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments Supérieurs à R+2).

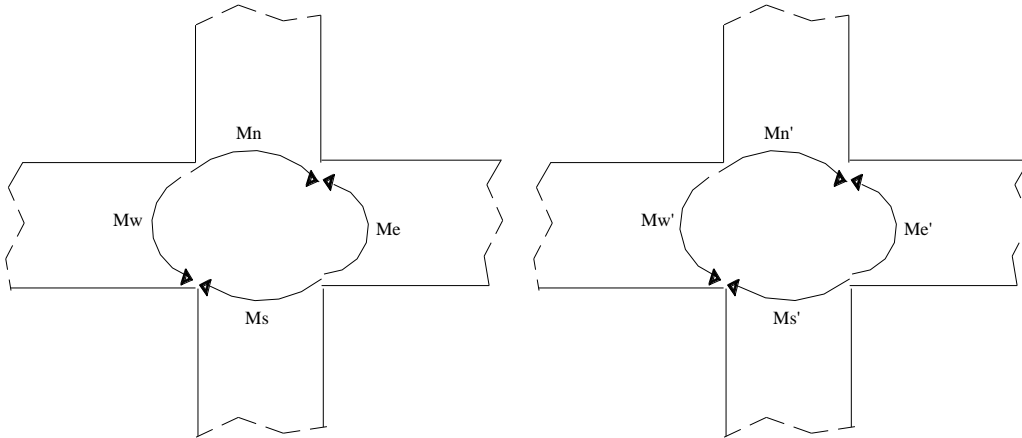


Figure.V.7. Dimensionnement des nœuds poteaux-poutres.

Avec ; Mn, Ms : moments résistant ultimes dans les poteaux.

Mw, Me : moments résistant ultimes dans les poutres.

V.3.8.1. 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 du béton ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 MPa$.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.1. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR(KN.m)
S.Sol et RDC	55×55	49.50	26.51	456.66
Etages 1,2 et 3	50×50	45.00	24.13	419.86
Etages 4,5 et 6	45×45	40.50	18.47	260.32
Etages 7 et 8	40×40	36.00	15.21	190.55

V.3.8.2. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Tableau.V13. Vérification des zones nodales.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S.Sol	456.66	456.66	913.320	250.872	Vérifiée
RDC	456.66	419.86	876.52	212.675	Vérifiée
Etage 1 et 2	419.86	419.86	839.72	250.872	Vérifiée
Etage 3	419.86	260.32	680.18	250.872	Vérifiée
Etage 4	260.32	260.32	520.64	250.870	Vérifiée
Etage 5	260.32	260.32	520.64	212.675	Vérifiée
Etage 6	260.32	190.55	450.87	188.85	Vérifiée
Etage 7 et 8	190.55	190.55	381.10	188.85	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans toutes les poutres, alors on aura la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3. Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encadrées à leur base, leurs modes de rupture sont

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles 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. $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA

V.3.2.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0,2 \cdot L_t \cdot e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.3.2.2. Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

V.3.2.3. Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

V.3.2.4. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4 \cdot V_u$$

$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h$dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0,10\% b \cdot h$dans la zone courante.

V.3.2.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement : $s_t = \min(1,5a; 30\text{cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.3. Sollicitations de calcul

Tableaux V.14. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1} = 1.4m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	647.794	260.221	310.757	-126.076	-201.419	303.544	102.855
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	421.259	19.674	80.817	413.634	117.009	58.443	55.02
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	275.114	32.475	62.9607	263.667	84.263	23.55	61.55
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	150.015	40.172	40.172	150.015	4.246	5.681	42.951

Tableaux.V.15. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} = 2.00m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	994.829	717.614	717.614	994.829	-82.945	570.194	213.231
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	955.467	13.772	205.287	568.734	173.269	28.388	139.705
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	598.515	28.5105	108.342	381.361	215.307	30.207	178.241
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	279.04	21.823	83.702	123.934	31.784	34.166	63.516

TableauxV.16. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3} = 1.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	818.185	441.8135	532.718	-106.061	-211.335	519.320	154.844
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	705.751	17.627	142.347	549.46	80.362	8.279	103.624
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	436.748	56.562	105.334	370.883	68.617	5.295	103.655
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	174.520	36.540	36.540	174.52	11.587	19.325	36.53

Tableaux V.17. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x4} = 1.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	767.181	529.748	529.748	767.181	-164.581	448.913	166.891
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	697.067	4.631	169.337	412.852	101.418	17.752	132.774
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	419.429	39.418	109.418	237.051	144.084	98.240	116.317
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	165.209	14.349	37.963	44.311	14.752	33.056	35.734

Tableaux V.18. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1} = 1.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	328.893	359.467	387.616	147.397	-169.353	831.905	158.710
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	193.334	11.252	163.516	100.825	-9.471	10.499	108.551

Tableaux V.19. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2} = 1.8m$.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	840.227	309.759	494.852	10.521	-134.718	466.562	131.773
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	694.330	19.268	113.296	644.843	165.995	89.952	28.904
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	432.153	110.511	110.511	432.153	94.882	75.126	82.913
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	177.812	8.738	40.559	173.446	50.338	30.470	34.628

Tableau.V.20. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3} = 1.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	743.651	315.062	474.192	54.141	-65.325	449.803	124.512
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	674.392	28.954	137.703	494.340	89.328	16.028	87.738
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	408.522	35.325	132.950	382.587	121.383	89.864	120.702
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	224.313	43.853	43.853	224.313	-26.192	25.068	59.065

Tableau.V.21. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4} = 1.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	842.709	322.440	511.802	46.359	164.416	483.158	132.672
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	660.975	143.825	143.825	660.975	126.395	121.126	80.759
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	408.979	30.022	69.162	361.711	141.868	5.563	58.072
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	165.284	14.606	30.001	147.402	51.343	2.566	40.637

Tableau.V.22. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y5} = 1.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	766.192	324.326	493.262	31.230	-88.017	467.554	131.783
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	711.645	28.451	151.360	500.108	34.192	11.616	104.656
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	397.176	30.161	82.685	381.011	108.778	45.645	80.763
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	179.974	30.764	30.7642	179.974	6.544	9.6491	40.637

Tableau.V.23. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y6} = 1.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.Sol et RDC	945.064	64.001	570.294	297.446	23.387	139.024	195.339
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	855.493	30.482	165.251	614.468	166.335	9.301	199.665
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	538.525	30.482	72.292	446.125	180.759	9.513	136.696
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	2098.549	26.414	21.204	4.763	56.623	237.289	70.563

V.3.4. Calcul de ferrailage

a. Les armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99.

❖ exemple de calcul

$$L = 1.8 \text{ m}, d = 1.62 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}$$

$$N = -169.353 \text{ KN (traction)}, M = 831.905 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 4.91 \text{ m} > \frac{L}{2} = 0.9 \text{ m} \Rightarrow \text{C en dehors de la section}$$

\Rightarrow Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_{uA} = 831.905 - 169.353 \times \left(1.62 - \frac{1.8}{2}\right) = 709.970 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{709.970 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.62^2 \times 18.48} = 0.073 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.095 \rightarrow z = 1.56 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \text{ pivot } A \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}; \quad \gamma_s = 1$$

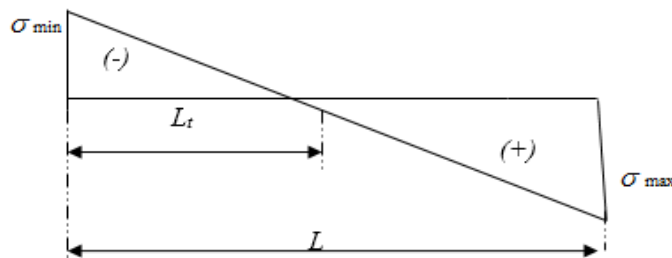
$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 11.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 15.60 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est : $A_v^{\min} = 0.2\% \times e \times L_t$

L_t : La longueur de la partie tendue. $L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{169.353 \times 10^{-3}}{0.36} + \frac{831.905 \times 10^{-3}}{0.097} \times 0.9 = 8.189 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = -8.10 \text{ MPa}$$



$$L_t = 0.84 \text{ m} \rightarrow A_v^{\min} = 0.002 \times 0.20 \times 0.84 = 3.36 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_v^{cal} = 4T20 + 2T16 = 16.59 \text{ cm}^2$

b. Les armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 158.71 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.62} = 0.68 \text{ MPa} .$$

$$\text{Soit } S_h = 25 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.06 \text{ cm}^2 .$$

$$A_h = 0.15\% \times e \times S_h = 0.75 \text{ cm}^2$$

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les tableaux suivant illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles :

Tableau.V.24. calcul des sollicitations dans le voile (V_{x1}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.40×20	1.40×15	1.40×15	1.40×15
M(KN)	201.419	413.634	263.667	150.015
N(KN)	303.544	80.817	62.961	40.172
V (KN)	102.855	55.020	61.126	42.951
τ_u (MPa)	0.57	0.41	0.45	0.32

$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.53	0	0	0
L_t (m)	0.59	0.59	0.34	0.09
A_v^{min} (cm ²)	3.24	1.98	0.47	0.38
A_v^{adop} (cm ²)	11.31	3.93	3.93	3.93
$N^{bre} / face$	10T12	5T10	5T10	5T10
S_t (cm)	10	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.36	0.29	0.32	0.23
A_h^{min} (cm ²)	0.30	0.34	0.34	0.34
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{bre} / plan$	2T10	2T8	2T8	2T8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau.V.25. calcul des sollicitations dans le voile (V_{x2}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	2.00×20	2.00×15	2.00×15	2.00×15
M(KN)	994.829	568.734	381.361	123.934
N(KN)	717.614	205.287	108.342	83.702
V (KN)	213.231	139.705	108.241	63.516
τ_u (MPa)	0.83	0.72	0.56	0.33
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	6.42	0	0	0
L_t (m)	0.95	0.56	0.85	0.76
A_v^{min} (cm ²)	2.15	1.32	3.54	1.52
A_v^{adop} (cm ²)	7.85	4.71	4.71	4.71
$N^{bre} / face$	10T10	6T10	6T10	6T10
S_t (cm)	10	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.52	0.51	0.40	0.23
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{bre} / plan$	2T10	2T8	2T8	2T8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau.V.26. calcul des sollicitations dans le voile (V_{x3}) dans tous les niveaux

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.80×20	1.80×15	1.80×15	1.80×15
M(KN)	211.335	549.46	426.748	174.51
N(KN)	519.320	142.347	56.562	36.540
V (KN)	154.844	103.624	103.655	36.53
τ_u (MPa)	0.67	0.60	0.60	0.21
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.18	0	0	0
L_t(m)	0.79	0.82	0.51	0.73
A_v^{min} (cm ²)	4.04	3.10	2.70	0.88
A_v^{adop} (cm ²)	13.57	4.71	4.71	4.71
$N^{bre} / face$	12T12	6T10	6T10	6T10
S_t(cm)	10	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.42	0.42	0.42	0.42
A_h^{min} (cm ²)	0.3	0.34	0.34	0.34
A_h^{adop} (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51
$N^{bre} / plan$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau.V.27. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{x4}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.80×0.20	1.80×0.15	1.80×0.15	1.80×0.15
M(KN)	767.181	412.852	273.051	44.311
N(KN)	529.748	169.337	109.418	37.963
V (KN)	166.891	132.774	116.317	35.734
τ_u (MPa)	0.45	0.53	0.47	0.15
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.8	0	0	0
L_t(m)	0.80	0.88	0.90	0.66
A_v^{min} (cm ²)	2.04	3.27	3.18	1.74
A_v^{adop} (cm ²)	18.10	6.28	6.28	6.28
$N^{bre} / face$	16T12	8T10	8T10	8T10
S_t(cm)	10	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.45	0.53	0.47	0.15
A_h^{min} (cm ²)	0.42	0.42	0.42	0.42
A_h^{adop} (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51
$N^{bre} / plan$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau.V.28. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y1}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2
Section (m²)	1.80×0.20	1.80×0.15
M(KN)	831.905	163.516
N(KN)	-169.353	100.285
V (KN)	158.71	108.551
τ_u (MPa)	0.68	0.62
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.60	1.19
L_t(m)	0.84	0.58
A_v^{min} (cm ²)	3.36	1.74
A_v^{adop} (cm ²)	16.59	4.27
$N^{bre} / face$	4T20+2T16	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.06	0.58
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	4.27	4.27
$N^{bre} / plan$	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20

TableauV.29. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y2}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.80×0.20	1.80×0.15	1.80×0.15	1.80×0.15
M(KN)	466.562	644.843	110.511	8.738
N(KN)	-134.718	113.296	432.153	177.812
V (KN)	131.773	28.904	82.913	34.628
τ_u (MPa)	0.56	0.16	0.47	0.22
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.65	9.25	0	0
L_t(m)	0.82	1.66	0.13	0.65
A_v^{min} (cm ²)	2.46	2.55	0.39	1.95
A_v^{adop} (cm ²)	11.12	4.27	4.27	4.27
$N^{bre} / face$	4T16+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.87	0.15	0.44	0.20
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	4.27	4.27	4.27	4.27
$N^{bre} / plan$	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20	20	20

Tableau.V.30. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y3}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.80×0.20	1.80×0.15	1.80×0.15	1.80×0.15
M(KN)	449.803	28.954	35.325	25.068
N(KN)	-65.325	674.392	408.522	-26.192
V (KN)	124.512	87.738	120.702	59.065
τ_u (MPa)	0.53	0.50	0.69	0.38
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	7.98	0	0	0.79
L_t(m)	3.44	2.31	1.92	1.73
A_v^{min} (cm ²)	0.86	0.77	0.64	0.57
A_v^{adop} (cm ²)	8.42	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / face	4T12+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.82	0.46	0.65	0.35
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	4.27	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / plan	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20	20	20

TableauV.31. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y4}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.80×0.20	1.80×0.15	1.80×0.15	1.80×0.15
M(KN)	999.811	143.825	30.0217	165.284
N(KN)	-46.359	660.975	408.979	14.6068
V (KN)	132.672	80.759	58.072	26.133
τ_u (MPa)	0.57	0.46	0.33	0.17
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.90	0	0	0
L_t(m)	0.77	0.83	0.67	0.53
A_v^{min} (cm ²)	2.01	2.50	2.04	1.60
A_v^{adop} (cm ²)	18.85	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / face	6T20	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.89	0.43	0.30	0.16
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	4.27	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / plan	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t(cm)	25	20	20	20

TableauV.32. calcul des sollicitations dans le voile (V_{y5}) dans tous les niveaux.

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.80×0.20	1.80×0.15	1.80×0.15	1.80×0.15
M(KN)	467.554	28.451	30.161	9.6491
N(KN)	-88.017	711.645	397.176	6.544
V (KN)	131.783	104.656	80.763	40.637
τ_u (MPa)	0.56	0.60	0.46	0.26
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	8.57	0	0	0.076
L_t (m)	0.85	0.22	0.67	0.65
A_v^{min} (cm ²)	3.41	0.67	2.01	1.96
A_v^{adop} (cm ²)	9.24	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / face	6T14	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t (cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.87	0.56	0.43	0.24
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	4.27	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / plan	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t (cm)	25	20	20	20

TableauV.33. Calcul des sollicitations dans le voile (V_{y6}) dans tous les niveaux

Niveau	S.Sol et RDC	Etage1, 2 et 3	Etage4, 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (m²)	1.80×0.20	1.80×0.15	1.80×0.15	1.80×0.15
M(KN)	570.094	30.482	30.241	26.414
N(KN)	297.446	855.493	538.513	298.549
V (KN)	195.339	195.665	136.696	70.563
τ_u (MPa)	0.84	1.13	0.78	0.45
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.20	0	0	0
L_t (m)	0.75	0.79	0.73	0.53
A_v^{min} (cm ²)	3.03	2.37	2.19	1.60
A_v^{adop} (cm ²)	4.27	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / face	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t (cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.31	1.05	0.73	0.42
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	4.27	4.27	4.27	4.27
N^{bre} / plan	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12	4T8+2T12
S_t (cm)	25	20	20	20

Avec :

A_v^{cal} : Section d'armatures verticales calculées ;

A_v^{min} : Section minimale des armatures verticales dans le voile ;

S_t : espacement des armatures verticales ou horizontales ;

A_v^{cal} : Section d'armatures horizontales calculées ;

A_h^{min} : Section d'armatures verticales minimales dans la zone tendue ;

L_t : longueur de la zone tendue ;

A_v^{adop} : Section d'armatures verticales optées dans la zone tendue ;

A_h^{adop} : Section d'armatures horizontales optées.

On voit bien à travers ce tableau que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

V.3.4. Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui de S.Sol et de RDC(V_{x1}) comme exemple.

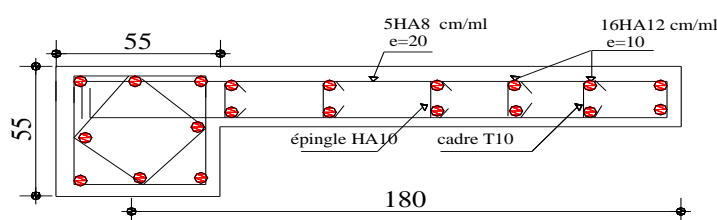


Figure.V.8. Schéma de ferrailage du voile RDC (V_{x1}).

V.4. Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



CHAPITRE
06



ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible de sol est 2.0 bars a un ancrage de 1.60m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VI.3. Les Vérifications

VI. 3.1. Vérification pour une semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

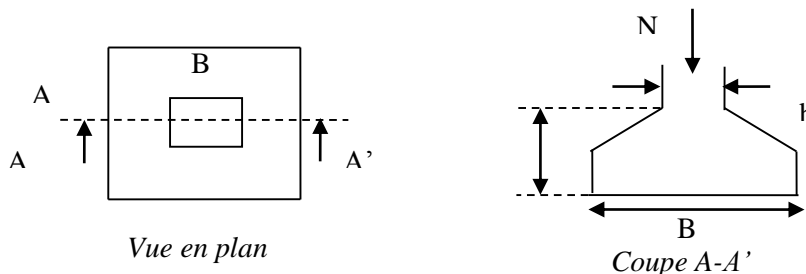


Figure VI.1. Schémas d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc :

$$S = A \times B.$$

$$N = 2058.867 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \text{, on a } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (semelle et poteau homogénéique)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$AN : B = 3.2 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification pour une semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

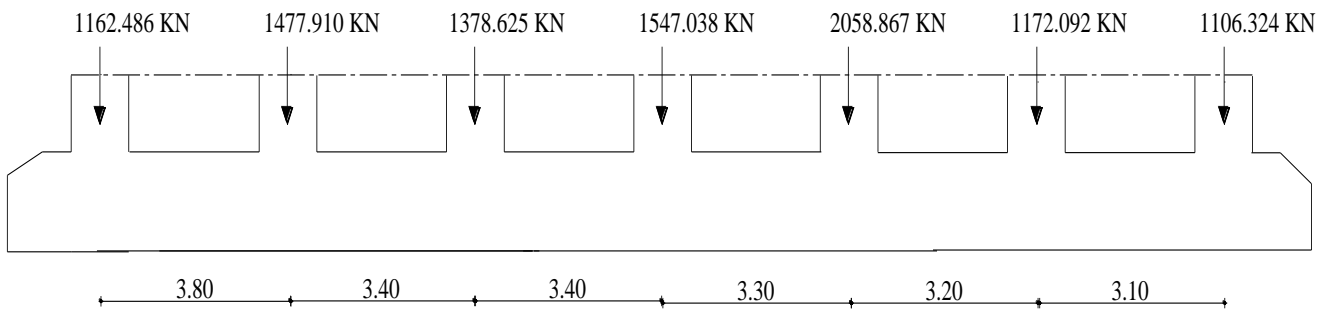


Figure VI.2. Schémas d'une semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 1162.486 \text{ KN}, \quad N_2 = 1477.910 \text{ KN}, \quad N_3 = 1378.625 \text{ KN}, \quad N_4 = 1547.038 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2058.867 \text{ KN}, \quad N_6 = 1172.092 \text{ KN}, \quad N_7 = 1106.324 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 9097.62 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9097.62}{200 \times 20.20} = 2.25 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les

axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

VI.3.3. Vérification de Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.4. Etude de radier

VI.4.1. Pré dimensionnement

VI.4.1.1. Condition de coffrage

$L_{\max} = 5.15$ m : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

h_n : Hauteur de la nervure.

h_d : Hauteur de la dalle.

a. Nervure

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5.15}{10} = 51.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 55 \text{ cm.}$$

b. Dalle

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.15}{20} = 25.75 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

VI.4.1.2. Condition de rigidité

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \quad (1)$$

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (Rigide ou Flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} ; \quad (2)$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m.

I : Inertie de la section du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m.

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

De (1) et (2) $\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$

Donc : $h \geq 0.76m$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 80cm$ Pour les nervures de radier

$h_d = 30cm$ Pour la dalle de radier

• Calcul de la surface du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{36760.185}{200}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 183.800m^2$$

N_{ser} : Charge totale transmise par la superstructure + Poids du radier.

La surface du bâtiment est : $S_{bât} = 279.03m^2$

$$S_{rad} \geq 183.800m^2 < S_{bât} = 279.03m^2 \Rightarrow \text{Le débordé n'est pas nécessaire.}$$

VI.4.2. Les vérifications nécessaires

VI.4.2.1. Vérification au poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impacte sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **RPA93 (Art A. 5. 2. 4. 2)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_U \leq Q_U = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

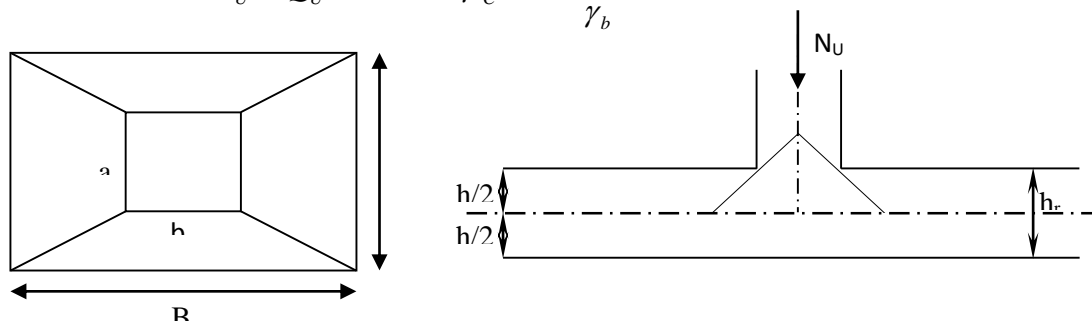


Figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Avec : $\begin{cases} N_U = 2058.867KN & (\text{l'effort normal sur le poteau}). \\ \mu_c : \text{périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.} \end{cases}$

$$\mu_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 2(1.35 + 1.35) = 5.4m.$$

Nous avons : $N_U = 2.058MN > 0.045 \times 5.4 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15}$
 $\Rightarrow N_U = 2.058MN > 4.226MN.$ \Rightarrow La condition est vérifiée

VI.4.2.2. Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de $b = 1$ m, de longueur $d = 0.9 \times h_n = 0.72$ m.

$$V_U = \frac{N_U \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{45662.728 \times 5.15}{2 \times 279.03} = 421.393KN$$

$$\tau_U = \frac{421.393}{1 \times 0.72} = 0.585MPa < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2.3. Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. **Avec :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{Sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_x = 10702.784m^4 \quad \text{et} \quad X_G = 9.81m.$$

$$I_y = 5415.841m^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 7.92m.$$

N_u : Effort normal dû aux charges verticales.

σ_{max} et σ_{min} : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

M_y et M_x : Moment sismique à la base.

✓ **Sens X-X**

$$N = 33292.342KN \quad \text{et} \quad M_x = 26459.769KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{33292.342}{279.03} + \frac{26459.769}{10702.784} \times 7.92 = 0.138MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{33292.342}{279.03} - \frac{26459.769}{10702.784} \times 7.92 = 0.099MPa$$

$$\sigma_x = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.138 + 0.099}{4} = 0.128MPa$$

$$\sigma_x = 0.128MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.200MPa$$

→ Condition vérifiée.

✓ **Sens Y-Y**

$N = 33292.342KN$ et $M_y = 32714.896KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{33292.342}{279.03} + \frac{32714.896}{5415.841} \times 9.81 = 0.178MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{33292.342}{279.03} - \frac{32714.896}{5415.841} \times 9.81 = 0.060MPa$$

$N = 33292.342KN$ et $M_y = 32714.896KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{33292.342}{279.03} + \frac{32714.896}{5415.841} \times 9.81 = 0.178MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{33292.342}{279.03} - \frac{32714.896}{5415.841} \times 9.81 = 0.060MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 0.178 + 0.060}{4} = 0.148MPa$$

$\sigma_{moy} = 0.148KPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.200MPa$

→ Condition vérifiée.

VI.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X**

$$e = \frac{26459.769}{33292.234} = 0.794m < \frac{20.75}{4} = 5.187m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{32714.896}{33292.234} = 0.982m < \frac{14.65}{4} = 3.662m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2.5. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 33292.342KN$

$H = 1.60m$, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 338.51m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10KN/m^3$ (poids volumique de l'eau).

On trouve : $N \geq 6696.72KN \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VI.4.3. Etude de la dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.4.3.1. Calcul des sollicitations a l'ELU

$$Q_U = \frac{N_U}{S} = \frac{50344.316}{279.03} = 180.426 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier = 3467.843KN).

Les dimensions du panneau le plus sollicité :

$$L_X = 3.25 \text{ m} ; L_Y = 3.65 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porté sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \text{ [annexe 1]}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_U \times L_x^2 = 88.807 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 67.795 \text{ KN.m}$$

Sens X-X

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_x^t = 0.85 \times M_x = 75.485 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_x^a = 0.5 M_x = 44.403 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_y^t = 0.85 \times M_y = 57.625 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_y^a = M_x^a = 44.403 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$.

VI.4.3.2. Calcul de ferrailage

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

Tableau VI.1. Calcul de Ferrailage du radier

		M(KN.m)	$A_{cal} (cm^2/m)$	$A_{min} (cm^2/m)$	$A_{adop} (cm^2/m)$	N ^{bre} de barres	$S_t (cm)$
Sens X-X	Travée	75.485	8.35	2.53	10.05	5T16	20
	Appui	44.403	4.83	2.53	5.65	5T12	20
Sens Y-Y	Travée	57.625	6.31	2.40	7.70	5T14	20
	Appui	44.403	4.83	2.53	5.65	5T12	20

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12$ cm et $\alpha > 0.4$. La valeur minimale des armatures est :

$$A_x = \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$A_y = \rho_0 \times b \times e$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE400

$$\begin{cases} A_x = 2.53 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} V_x = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{180.426 \times 3.25}{2} \times \frac{3.65^4}{3.25^4 + 3.65^4} = 180.029 \text{ KN} \\ \tau_x = \frac{V_x}{b \times d} = 0.666 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \begin{cases} V_y = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{180.426 \times 3.65}{2} \times \frac{3.25^4}{3.25^4 + 3.65^4} = 127.090 \text{ KN} \\ \tau_y = \frac{V_y}{b \times d} = 0.470 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

VI.4.3.3. Vérification à l'ELS

1. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable donc on doit vérifier la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq 201.63 \text{ MPa}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{totale}} = \frac{36756.332}{279.03} = 131.728 \text{ KN/m}^2.$$

N_s : est l'effort normal de service + poids de radier

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases} \quad \text{(Annexe 01)}$$

$$M_x = \mu_x Q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0537 \times 131.728 \times 3.25^2 = 74.716 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 62.448 \text{ KNm}.$$

✓ **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 63.508 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 53.081 \text{ KNm}$$

✓ **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 37.385 \text{ KNm}$$

• **Calcul des contraintes**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes.

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$
X-X	travée	63.508	10.05	7.64	8.56	15	325.548	201.63
	appui	37.385	5.65	5.97	5.94	15	250.132	201.63
Y-Y	travée	53.081	7.70	6.82	7.67	15	340.841	201.63
	appui	37.385	5.65	5.97	5.94	15	250.132	201.63

On remarque que la condition des contraintes dans l'acier n'est pas vérifiée dans les deux sens. Donc on doit augmenter la section des aciers, en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service.

Tableau VI.3. Revérification des contraintes.

Sens	Localisation	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$
X-X	travée	15.39	9.09	5.83	15	172.18	201.63
	appui	7.70	6.82	4.43	15	196.44	201.63

Y-Y	travée	12.44	8.34	5.92	15	198.67	201.63
	appui	7.70	6.82	4.43	15	196.44	201.63

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

• **Calcul des espacements des armatures**

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier les conditions suivantes

Sens X-X : $S_t \leq \min(3e ; 33cm)$; on prend $S_t = 20cm$.

Sens Y-Y : $S_t \leq \min(4e ; 45cm)$; on prend $S_t = 33.33cm$.

VI.4.3.4. Schéma de ferrailage du radier

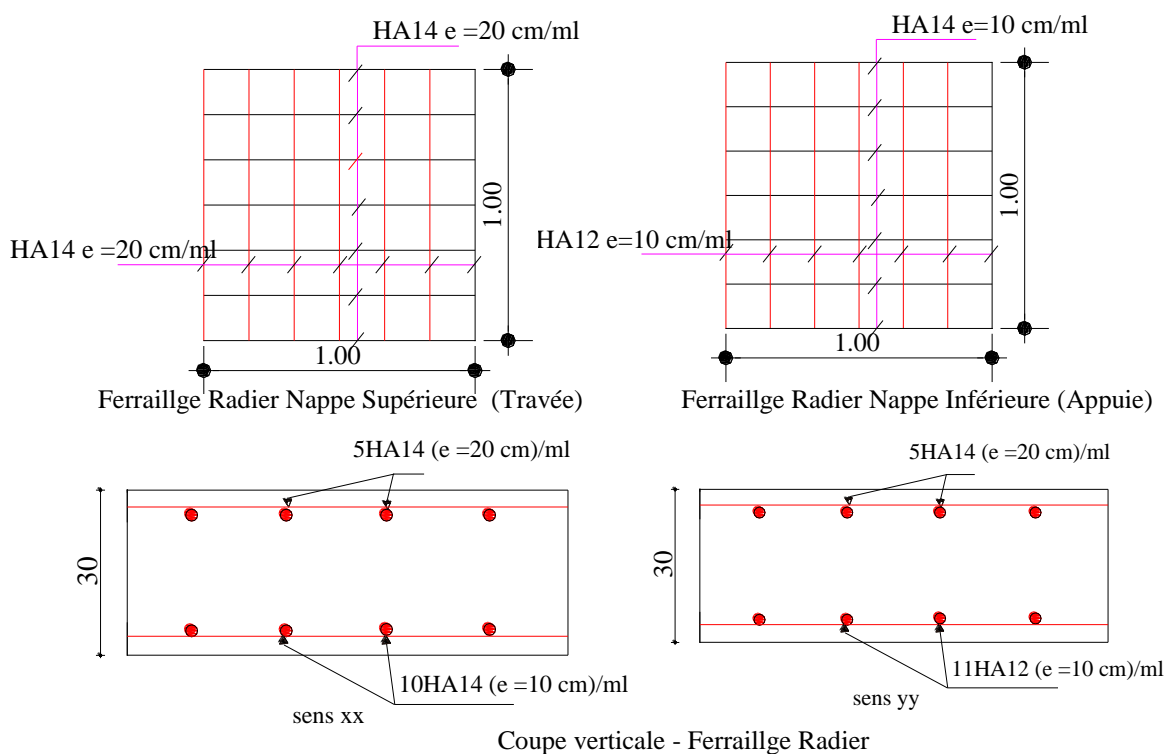


Figure VI .4. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.4. Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est ; selon les lignes de ruptures ; trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

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.

Tableau VI.4. Répartition des charges selon les linges de rupture.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$	$P_v = P_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y} ; \quad Q_u = 180.426 \text{ KN}; \quad Q_s = 131.728 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.4.1. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

▪ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

▪ **Moments en travée :**

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

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

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

a. Sens X-X

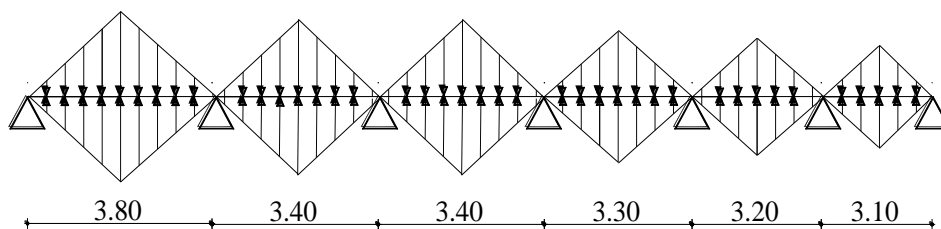


Figure.VI.5. Chargement de la nervure dans le sens X-X

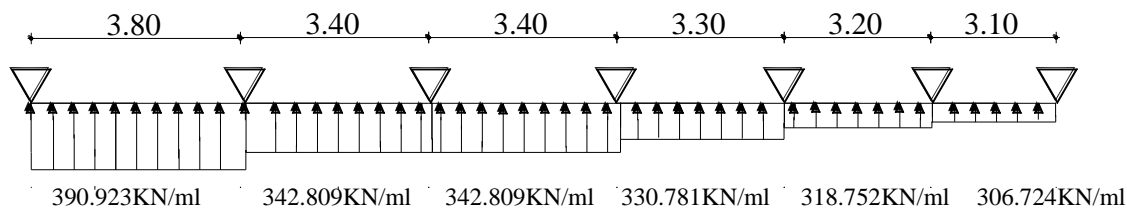


Figure.VI.6. Schémas statique équivalent de la nervure dans le sens X-X.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Sollicitation sur la nervure dans le sens X-X

Localisation	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	$V(KN)$
Travée	437.026	345.352	877.368
Appui	-511.535	-373.469	

b. Sens YY

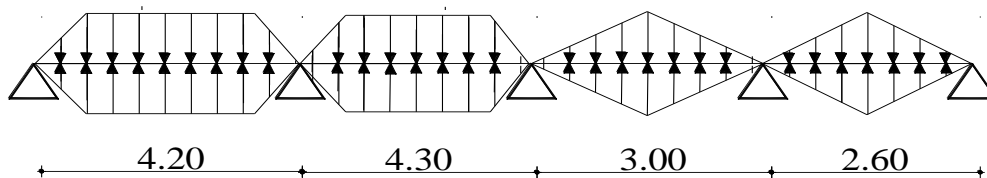


Figure.VI.7. Chargement de la nervure dans le sens Y-Y

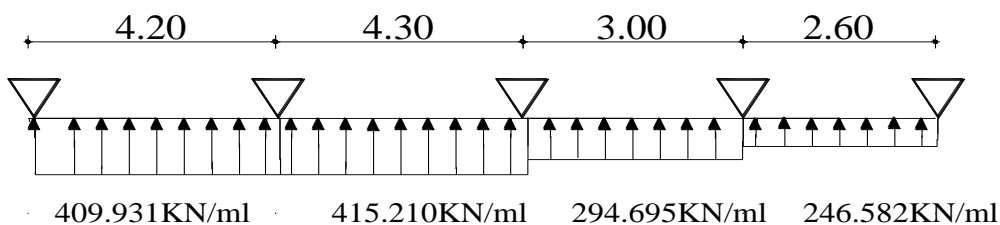


Figure.VI.8. Schémas statique équivalent de la nervure dans le sens Y-Y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 6. Les sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Localisation	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	$V(KN)$
Travée	576.563	420.945	1034.177
Appui	-727.951	-531.473	

VI.4.4.2. Calculs de ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Sens X-X**

$h = 0.80 \text{ m}$

$h_0 = 0.30 \text{ m}$

$b_0 = 0.55 \text{ m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.2}{10}; \frac{3.8}{2}\right)$

Soit : $b_1 = 0.40 \text{ m}$

$b = 2 b_1 + b_0 = 1.35 \text{ m}$

$d = 0.72 \text{ m}$

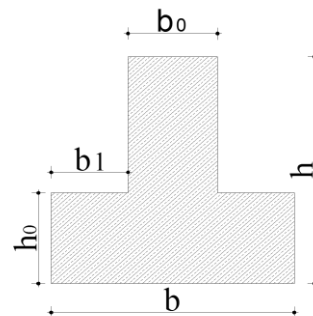


Figure.VI.9. Section de la nervure à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Calcul Ferrailage longitudinale des nervures

Localisation	$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
Travée	473.026	19.35	13.04	4T25=19.64
Appui	-511.535	20.99	13.04	8T20=25.13

➤ **Sens Y-Y**

D'une manière semblable au premier calcul on trouve $b=1.65 \text{ m}$ et les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI.8. Ferrailage transversales des nervures.

Localisation	$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
Travée	576.563	23.72	13.04	5T25 = 24.54
Appui	-727.951	30.20	13.04	10T20 = 31.42

• **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.9. Vérification de l'effort tranchant

Sens	$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	observation
Sens X-X	877.368	0.90	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1034.177	1.06	2.5	Vérifiée

VI.4.4. 3. Les vérifications à l'ELS

Les étapes des vérifications sont semblables à celles de la dalle de radier, donc les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
X-X	travée	345.352	15.67	1005328.204	297.82	201.63	5.52	15
	appui	373.469	17.98	1206564.559	250.21	201.63	5.56	15
Y-Y	travée	420.945	17.27	1197028.604	288.70	201.63	6.07	15
	appui	531.473	19.54	1433819.561	291.67	201.63	7.24	15

On remarque que les contraintes dans l'acier sont pas vérifiées donc on recalcul à l'ELS
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Localisation		Achoisit (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	Obs.
X-X	travée	10T20=31.42	345.352	19.20	1443670.272	196.07	Vérifiée
	appui	8T20+2T25=34.95	373.469	20.08	1561647.311	186.25	vérifiée
Y-Y	travée	8T25=39.27	420.945	21.07	1699404.635	189.23	Vérifiée
	appui	16T20=50.27	531.4	23.32	2019406.460	192.14	vérifiée

• **Calcul des Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(28.5; 75; 14)$$

$\phi_t \leq 14mm$. Soit $\phi_t = 10mm$.

• **Calcul des espacements des aciers transversaux**

Soit : **4HA10=3.16cm²** (un cadre entourant les barres des angles + un petit cadre pour celles du milieu)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t = 40cm \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 52.36cm \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 67.02cm \dots \dots \dots (3)$$

VI.4.4. 4. Schémas de ferrailage des nervures

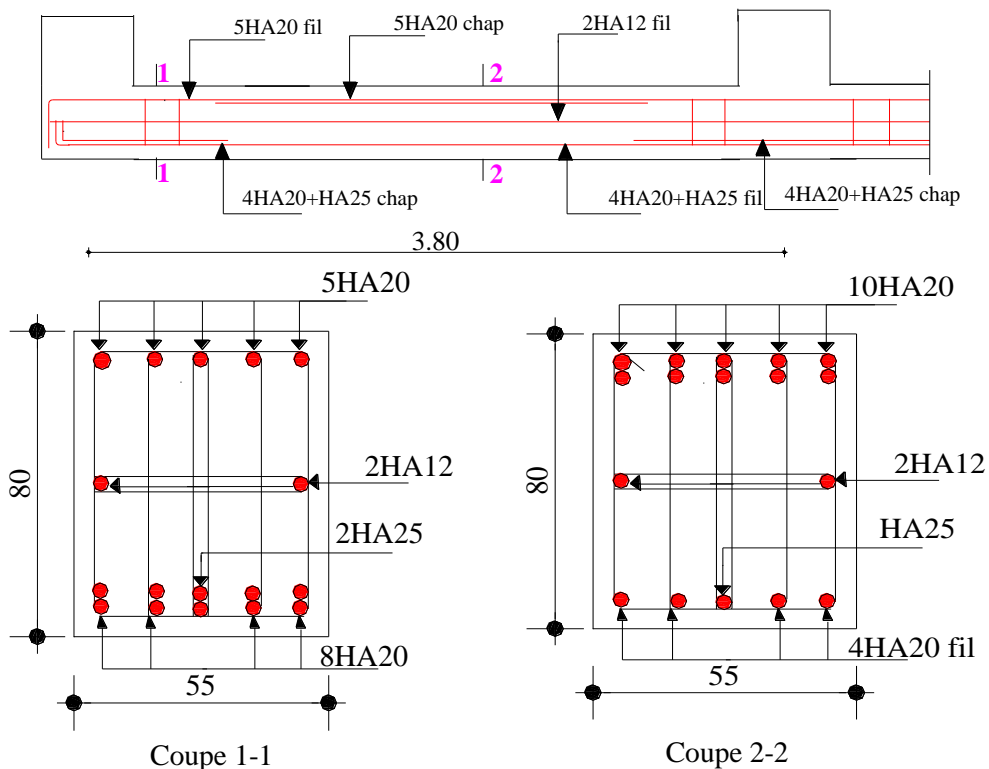


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures sens X-X

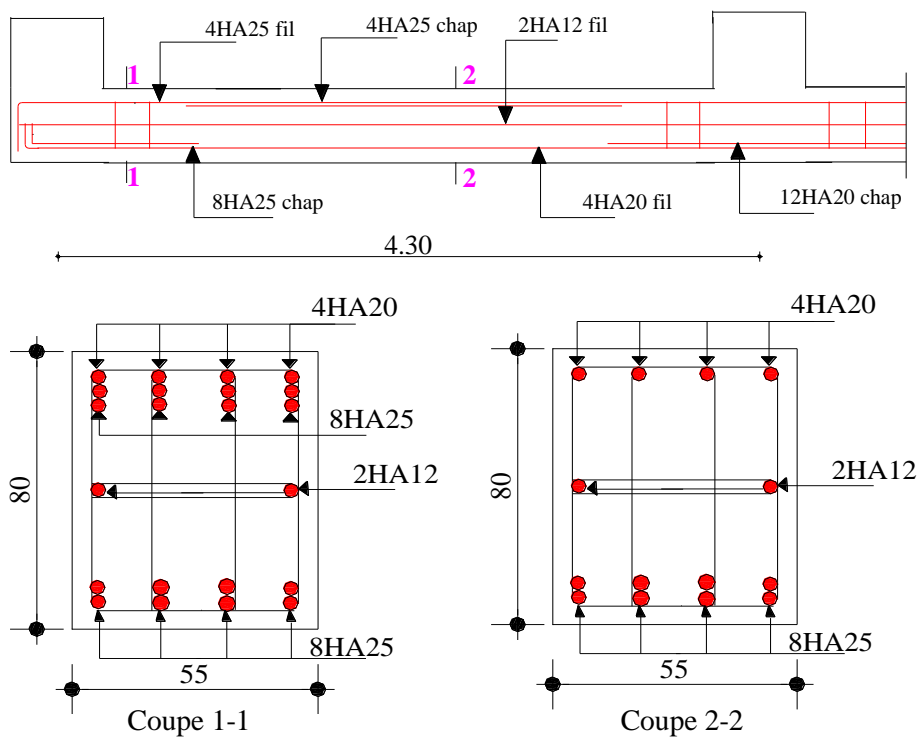


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y

VI.5. Etude du mur adossé

Le mur (adossé) est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le **RPA99/2003**, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

✓ Dimensionnement des voiles

1. La hauteur $h = 3.14$ m
2. La longueur $L = 3.65$ m
3. L'épaisseur $e = 20$ cm

✓ Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$
- La cohésion $c = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.5.1 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

a. La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.14 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) - 2 \times 1.5 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2})) = 21.027 \text{ KN} / \text{ml}$$

b. Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4.058 \text{ KN/ml}$$

VI.5.2. Ferrailage du mur adossé

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

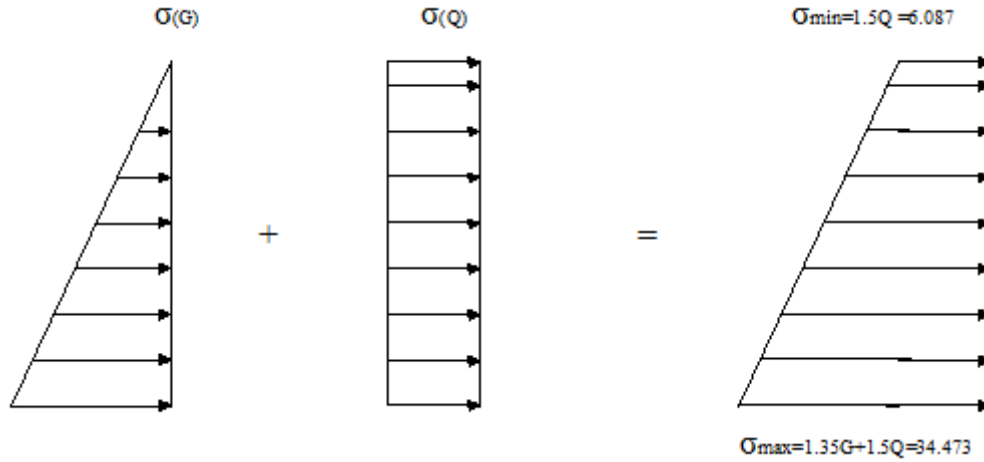


Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.38 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 27.38 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.14 \text{ m} \quad b = 100cm$$

$$L_y = 3.75 \text{ m} \quad e = 20cm$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.83 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.83 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 14.25 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 9.26 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 0.85 \times M_{0x} = 12.11 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 \times M_{0y} = 7.87 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.3 \times M_{0x} = 4.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ (condition exigée par le RPA).

Tableau VI.12. Les sections d'armatures pour le mur adossé.

	Sens	M(KN.m)	A(cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{min} BAEL91 (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	12.11	2.21	5HA12 = 5.65/ml	A _{min} = 0.1%×b×h = 1.2 cm ²	20
	YY	7.87	1.43	5HA12=5.65/ml		20
appui		4.28	0.77	4HA12 = 4.52/ml		25

• **Espacement des armatures**

Sens **X-X** : St=20cm ≤ min (2e, 25 cm) = 25cm

Sens **Y-Y** : St=20cm ≤ min (3e, 33 cm) = 33cm

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

➤ **En travée**

$$\rho = 0.83 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour des HA et $f_e E400$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times (3 - 0.83) \times 100 \times 20 / 2 = 1.736cm^2 / ml \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

➤ **En appui**

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81cm^2 / ml$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$V_u^x = \frac{27.38 \times 3.14}{2} \times \frac{3.75^4}{3.14^4 + 3.75^4} = 28.45KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.18 < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.17MPa \text{vérifiée}$$

Donc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

VI.5.3. Calcul a l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4.058 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 25.085 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 19.828 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 11.65 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 8.75 \text{ KN.m} \\ M_x = 9.90 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.43 \text{ KN.m} \\ M_a = 3.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Tableau VI.13. Vérification des contraintes pour le mur adossé.

		M (KN .m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X-X	9.90	3.41	129.112	Vérifiée
	Y-Y	7.43	2.56	96.899	Vérifiée
Appuis		3.49	1.31	56.349	Vérifiée

VI.5.4. Schéma de ferrailage du mur adossé

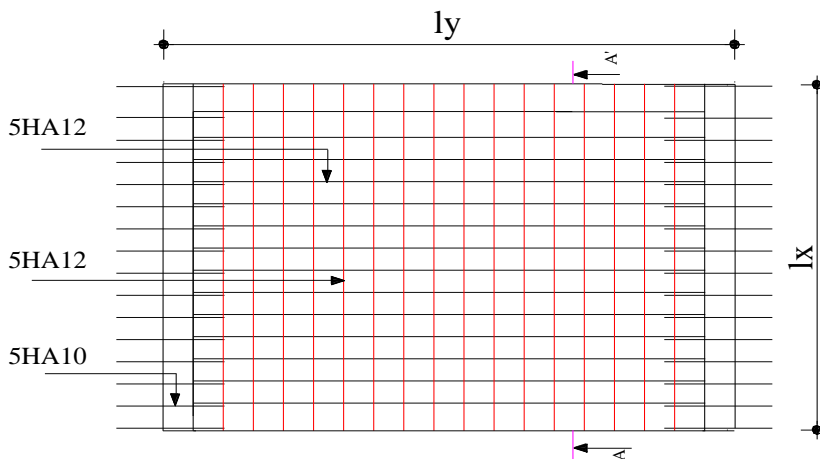


Figure VI.13. schémas de ferrailage du mur adossé

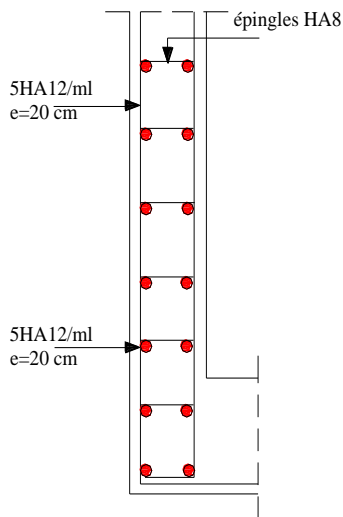


Figure VI.14. Coupe A-A' de schémas de ferrailage du mur adossé

VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés au caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Ensuite on a passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites.

Nous somme ensuite passé au calcul d'un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrailé.

Au niveau de l'infrastructure, un mur adossé est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le mur est calculé donc et ferrailé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier).



CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000. Et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus

Pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et limiter les effets de torsion (moment de torsion), il faut essayer de rapprocher dans la mesure du possible le centre de torsion du centre de gravité de la structure (réduire l'excentricité), on a donc testés plusieurs dispositions de voiles dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

Les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).

La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.

La modélisation des escaliers augmente davantage la période de vibration.

la résistance et l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.

Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe-feu et l'isolation phonique.

La vérification des moments résistants au niveau des nœuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé

En fin nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique



ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**


Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



BIBLIOGRAPHIE



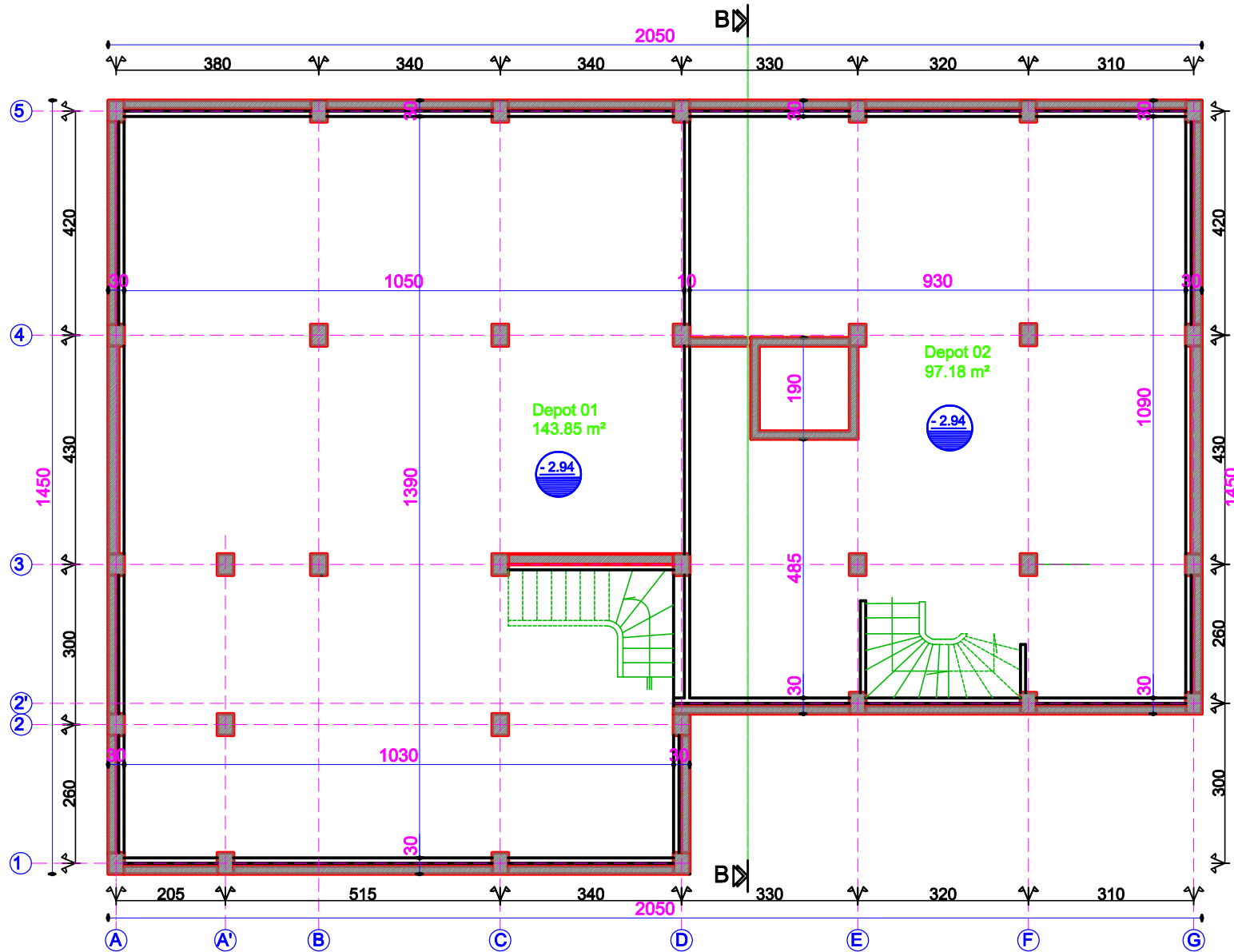
BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
 - ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
 - ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
 - ✓ Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
 - ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
 - ✓ Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.
- 

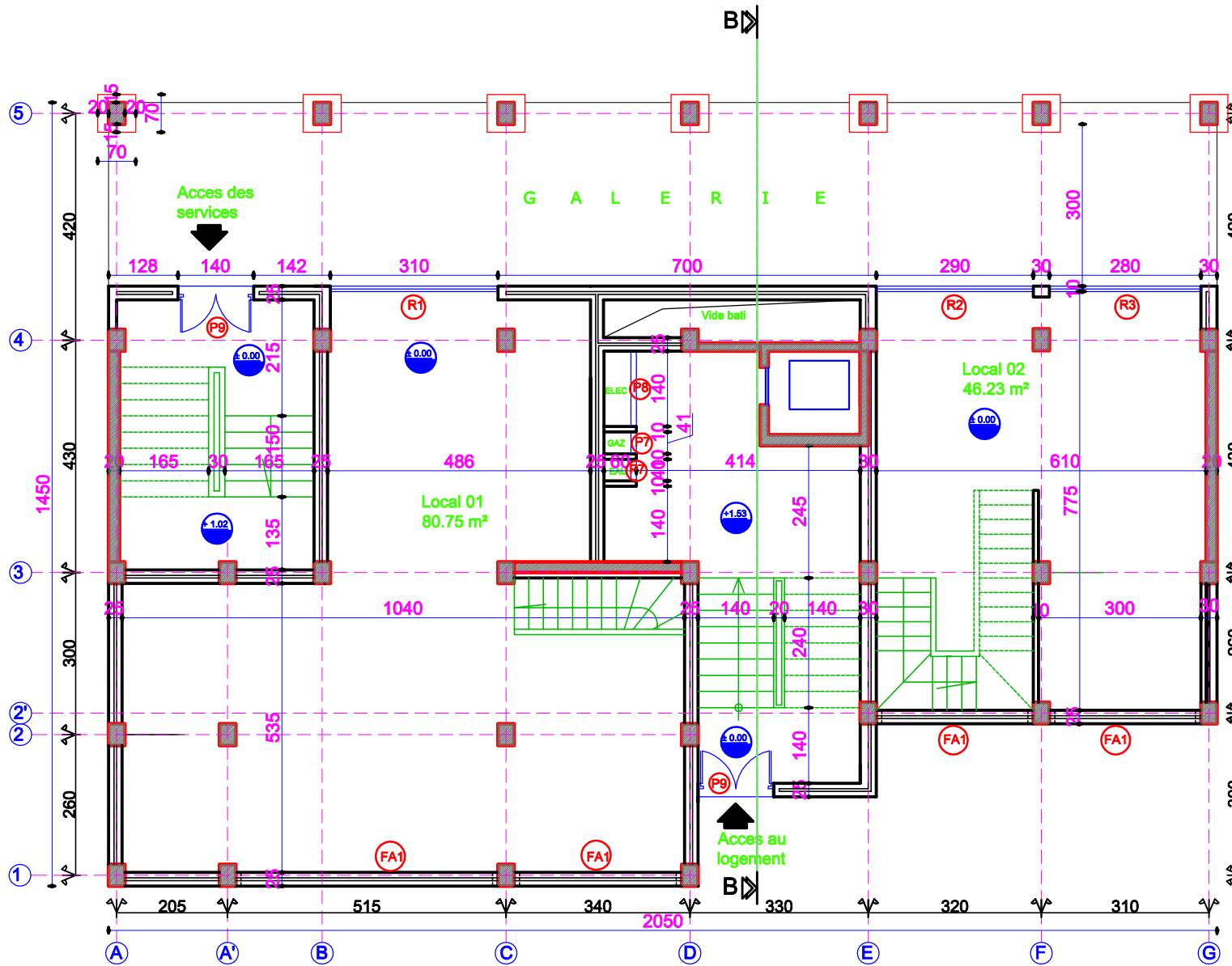


LES PLANS

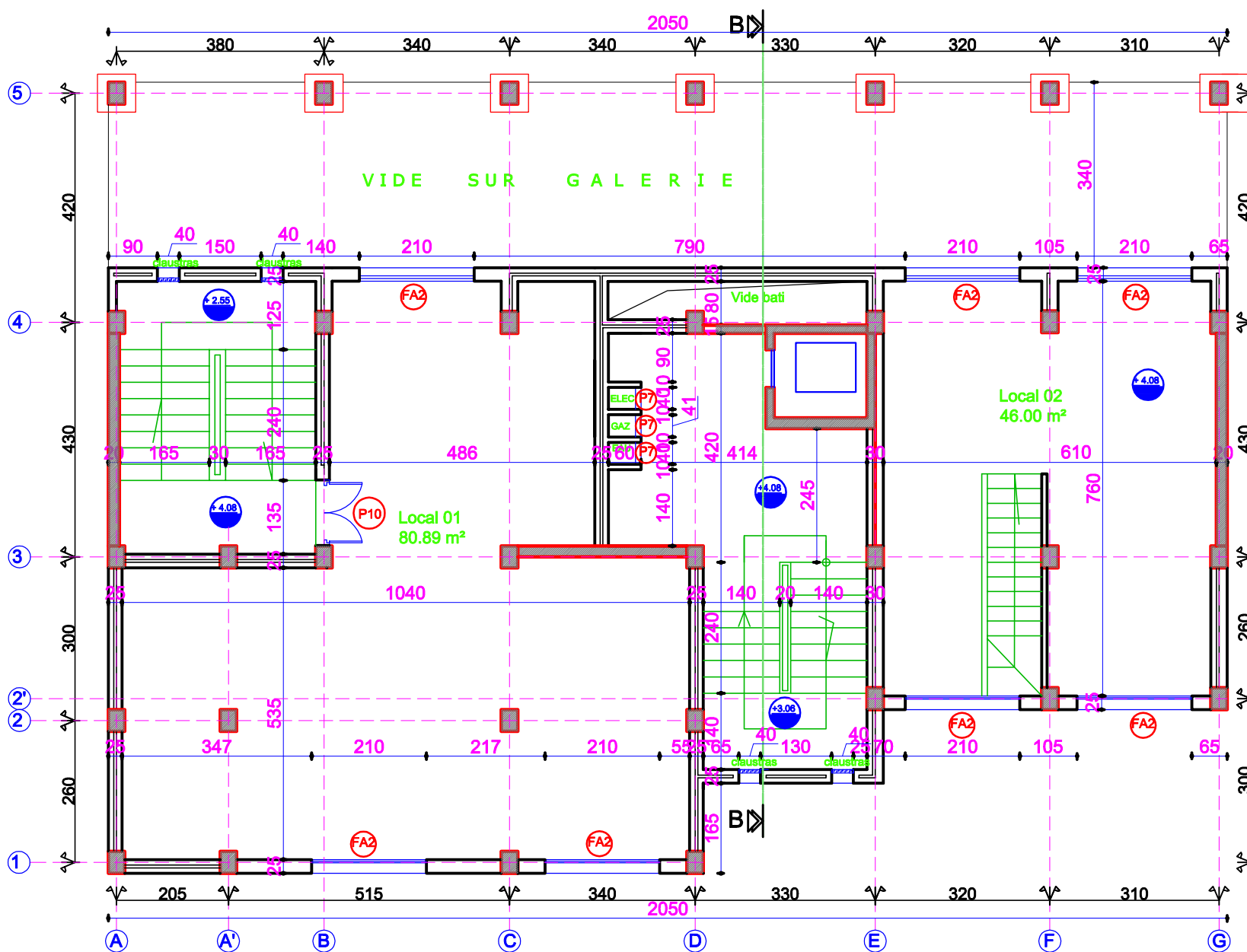
PLAN SOUS SOL Ech 1/100



VUE EN PLAN RDC Ech 1/100



VUE EN PLAN ETAGE 01 - SERVICE- Ech 1/100



VUE EN PLAN ETAGE 02 - SERVICE- Ech 1/100

