

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté Des Sciences Et Des Sciences Appliquées
Département De Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master 02 en Génie Civil

Spécialité : Bâtiment.

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+11+sous-sol) à usage
d'habitation et commercial
contreventé par des Voiles Porteurs**

Réalisé par : Encadré par :

- **NEMOUCHE HICHAM** **Mr. BELMIHOUB**
HACENE
- **BOUTMEUR REDOUANE**

Soutenu publiquement le 6/11/2019 devant le jury:

Mr : MERIDJA .M.....(MCB).....Président
Mr :BELMIHOUB HACENE.....(MA).....Encadreur
Mr :AMRANE.....(MA)..... Examineur
Mr : MOUSSAOUI.....(MAA).....Examinatrice

Remerciements

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

Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné La force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M' HAZZAM notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.

Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

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

Hicham et redouane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance afin de réussir ma vie, merci mes chers parents.

A mes très chères tantes et cousin qui m'ont soutenu et encouragé, merci mes chères tantes

A mes très chers frères et très chères sœurs qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes études.

A mon oncle DADA SALAH athirham rabi et à toute sa famille.

A mon binôme RIADH et sa famille.

A tous mes amis

N.redouane

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A la mémoire de mon très cher ami mouhoubi Tawfiq qui nous a quittés.

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A mes chers frères et sœurs.

A mes tantes et à mes oncles.

A tous mes amis et à tous ceux qui me sont chère.

A mon binôme massi et sa famille .

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : GENERALITE	
I.1. présentation de l'ouvrage.....	02
I.1.1Description architecturale.....	02
I.1.2Description structurale.....	02
I.2. Règlements et normes utilisés	03
I.3. les états limites.....	03
I.4. Les actions	04
I.5. les matériaux.....	05
I.5.1.béton	05
I.5.2. l'acier	08
I.6. Caractéristiques du sol.....	09
Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT	
II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	10
II.2.1. Les planchers.....	10
II.2.1.1. Les planchers à corps creux	10
II.2.1.2. Les dalles plaines	14
II.2.2. Les murs extérieurs	16
II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers.....	17
II.2.3.1. Pré dimensionnement d'escalier S.SOL.....	18
II.2.3.2. Pré dimensionnement d'escalier RDC	19

II.2.3.3. Pré dimensionnement d'escalier étage courant	22
II.2.4. Pré dimensionnement de l'acrotère	23
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	23
II.3.1. Pré dimensionnement de poutre principale	23
II.3.2. Pré dimensionnement de poutre secondaire	2

II.4. Descente de charges	26
II.5. Vérification des poteaux	34
II.6. Conclusion	35
Chapitre III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. Introduction	37
III.2. Etude des planchers	37
III.2.1. Etude des planchers à corps creux	37
III.2.1.1. Etude des poutrelles	37
III.2.1.2. Méthode forfaitaire	37
III.2.1.3. Méthode de Caquot.....	40
III.2.1.4. Différents types de poutrelles.....	41
III.3. Ferrailage des poutrelles	59
III.3.1. Exemple de ferrailage des poutrelles de l'étage courant	59
III.3.2. Calcul de la flèche pour l'étage S.SOL.....	71
III.3.3. Calcul de la flèche pour la terrasse inaccessible.....	71
III.4.1. Etude des dalles planes	73
III.4.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	78
III.5. Etude de l'acrotère	78
III.5.1. Hypothèse de calcul	79
III.5.2. Charge et surcharge	79
III.5.2.1. Charge verticale	79
III.5.2.2 Charge horizontale.....	79
III.5.3. Calcul des sollicitations	80
III.5.4. Ferrailage de l'acrotère.....	82

III.6. Les escaliers.....	85
III.6.1. Définition.....	85
III.6.2. Etude d'escalier étage courant.....	85
III.6.2.1. Premier type d'escalier	85
III.6.2.2. Etude de la poutre palière d'ESC étage courant	88

III.6.3. Escalier S.SOL.....	91
III.6.3.1. Etude de la poutre palière S.SOL	96
III.6.4. Escalier RDC	100
III.6.4.1. Etude de la poutre palière d’escalier RDC	106
III.6.4.2. Etude de la poutre chinage d’escalier RDC.....	110
III.7. Etude de l’ascenseur	114
III.7.1. Etude de la dalle plaine locale machine.....	114
III.7.1. Etude de la dalle plaine locale machine.....	114

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	123
IV.2. Objectifs et exigences.....	123
IV.3. Méthodes de calcul	123
IV.3.1. Méthode statique équivalente	123
IV.3.2. Méthode d’analyse modale spectrale.....	126
IV.4. Disposition des voiles	127
IV.5. Interprétation des résultats de l’analyse dynamique donnée par SAP2000	128
IV.5.1. Période de vibration et taux de participation des masses modales	129
IV.5.2. Justification de l’interaction voile portique	130
IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismique.....	131
IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements	132
IV.5.5. Justification vis-à-vis de l’effet P- Δ	134
IV.5.6. Vérification de l’effort normal réduit	135
IV.6. conclusion.....	135

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction	136
V.2. Etude des poteaux	136
V.2.1. Recommandation du RPA 99/Version2003.....	136

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux	138
V.2.3. Ferrailage des armatures longitudinales	139
V.2.4. Ferrailage des armatures transversales	141
V.2.5. Vérification.....	143
V.2.5.1. Vérification à l'état ultime de stabilité de forme (flambement)	143
V.2.5.2. Vérification des contraintes de compression.....	144
V.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes	145
V.2.6. Déposition constructive des poteaux	146
V.3. Etude des poutres	148
V.3.1. Recommandations du RPA99/2003	148
V.3.2. Ferrailage des poutres	150
V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99.....	152
V.3.4. Armatures transversales	153
V.3.5. Vérification à l'ELU.....	154
V.3.6. Vérification à l'ELS	155
V.4. Etude des voiles.....	158
V.4.1. Recommandation du RPA 99/V2003	160
V.4.2. Disposition des voiles	161
V.4.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles	161
V.4.4. Ferrailage des voiles	166
V.5. Conclusion.....	175
 Chapitre IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI.1. Introduction.....	176
VI.2. Choix du type des fondations	176

VI.3. Etude des fondations	176
VI.3.1. Vérification des semelles isolées	176
VI.3.2. Vérification des semelles filantes	177
VI.3.3. Vérification du radier général	178
VI.3.3.1. Pré dimensionnement.....	178
VI.3.3.2. Vérification nécessaire.....	179

VI.3.4. Ferrailage	181
VI.3.4.1. La dalle du radier	181
VI.3.4.2. Calcul des nervures	184
VI.4. Etude du mur de périphérique	190
IVI.6. conclusion.....	195

CONCLUSION GENERAL

BIBLIOGRAFIE

ANNEXES

LES

PLANS

Liste.des.figures

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction l'âge de béton	05
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	06
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations pour les aciers.....	08
Chapitre II	
Figure II.1 : plancher à corps creux	10
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle	11
Figure II.3 : Disposition des poutrelles.....	12
Figure II.4 : Plancher terrasse inaccessible.....	12
Figure II.5 : Plancher étage courant.....	13
Figure II.6 : Dalle sur 2 appuis	15
Figure II.7 : Dalle sur 3 appuis	15
Figure II.8 : Dalle sur 4 appuis	15
Figure II.9 : Murs extérieurs	16
Figure II.10 : Schéma terminologie d'escalier.....	17
Figure II.11 : Schéma statique de l'escalier S.SOL.....	18
Figure II.12: vue en plan de l'escalier S.SOL.....	18
Figure II.13 : vue en plan de l'escalier RDC	19
Figure II.14: Schéma statique de l'escalier RDC 1 ^{ère} volée	19
Figure II.15 : Schéma statique de la 2 ^{ème} volée RDC	21
Figure II.16 : vue en plan de l'escalier étage courant	22
Figure II.17 : Schéma statique d'ESC étage courant.....	22
Figure II.18 : Coupe de l'acrotère.....	23

Figure II.19 : Coupe transversale d'une poutre	24
Figure II.20 : Hauteur libre d'étage	25
Figure II.21 : Vue en plan d'un voile	26
Figure II.22 : Surface revenant au poteau F-3 de l'ESC	30
Figure II.23 : Section brute	34

Chapitre III

Figure III.1: Schéma statique de la poutrelle.....	39
Figure III.2: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	39
Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	40
Figure III.4: Schéma statique de la poutrelle.....	40
Figure III.5: Schéma statique de la poutrelle type 4.....	43
Figure III.6: Schéma statique de la poutrelle type 3	46
Figure III.7: Dalle sur trois appuis	73
Figure III.8: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	78
Figure III.9: Coupe transversal de l'acrotère	79
Figure III.10: Section a ferrailer de l'acrotère.....	82
Figure III.11: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	84
Figure III.12: Schéma d'escalier étage courant.....	84
Figure III.13: Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.....	88
Figure III.14: Vue en plan d'escalier étage courant	88
Figure III.15: Schéma de ferrailage de la poutre palière d'ESC étage courant	91
Figure III.16: Schéma statique d'escalier s.sol.....	92
Figure III.17: Schéma d'escalier s.sol 1 ^{er} tronçon	92
Figure III.18: Schéma d'escalier s.sol 2 ^{ème} tronçon	92
Figure III.19: Schéma de ferrailage d'escalier s.sol.....	96
Figure III.20: Schéma statique de la poutre palière d'ESC s.sol.....	96
Figure III.21: Section creuse équivalente.....	97
Figure III.22: Schéma de ferrailage de la poutre palière s.sol	100
Figure III.23: Schéma de l'escalier RDC	100

Figure III.24: Schéma statique d'escalier RDC 1 ^{er} type.....	101
Figure III.25: Schéma statique d'escalier RDC 2 ^{ème} type	102
Figure III.26: Schéma de ferrailage d'escalier RDC	106
Figure III.27: Schéma statique de la poutre palière d'ESC RDC.....	106
Figure III.28: Schéma de ferrailage de la poutre palière d'ESC RDC	110
Figure III.29: Schéma statique de la poutre chinage RDC	110

Figure III.30: Schéma de ferrailage de la poutre chinage RDC	114
Figure III.31: Schéma représentant la surface d'impacte	118
Figure III.32: Schéma de ferrailage de la dalle local machine	122
Chapitre IV	
Figure IV.1: Spectre de réponse	127
Figure IV.2: Disposition des voiles.....	128
Figure IV.3: 1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x).....	128
Figure IV.4: 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).....	128
Figure IV.5: 3 ^{ème} mode de déformation (torsion suivant z-z)	129
Chapitre V	
Figure V.1: Zone nodale	137
Figure V.2: Section et moment dans les poteaux à ferrailer	139
Figure V.3: Disposition des armatures des poteaux.....	146
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux.....	147
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poutres.....	156
Figure V.6: Différents moments dans la zone nodale	156
Figure V.7: Disposition des armatures dans les voiles	160
Figure V. 8 : Schéma de répartition des voiles	161
Figure V.9: Schéma d'un voile plein.....	166
Figure V.10: Schéma de ferrailage du voile RDC V_{x2}	175
Chapitre VI	
Figure VI.1: Schéma d'une semelle isolée	177
Figure VI.2: Schéma d'une semelle filante.....	177
Figure VI.3: Schéma de ferrailage du radier.....	184

Figure VI.4: charges transmises aux nervures longitudinales de radier.....	185
Figure VI.5: charges transmises aux nervures transversales de radier	186
Figure VI.6: section à ferrailer.....	187
Figure VI.7: Schéma de ferrailage des nervures.....	189
Figure VI.8: Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	191
Figure VI.9: Schéma de ferrailage de voile périphérique	195

Liste.des.tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Charge permanente totale sur le plancher étage terrasse inaccessible	12
Tableau II.2 : Charge permanente totale sur le plancher étage terrasse accessible	13
Tableau II.3 : Charge permanente totale sur le plancher étage courant:.....	14
Tableau II.4: Charge permanente totale sur une dalle pleine	15
Tableau II.5: Charge permanente totale sur un mur extérieur	16
Tableau II.6: Charge permanente totale et surcharge de la volée d'escalier s.sol.....	18
Tableau II.7: Charge permanente totale et surcharge des paliers d'escalier.....	19
Tableau II.8: Charge permanente totale et surcharge de la 1 ^{ere} volée du RDC	20
Tableau II.9: Charge permanente totale et surcharge de la 2 ^{eme} volée du RDC	21
Tableau II.10: Charge permanente totale et surcharge de la volée de étage courant	22
Tableau II.11 : Charge permanente totale et surcharge de l'acrotère:.....	24
Tableau II.12 : Récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau G-5):	28
Tableau II.13 : Récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau F-3):.....	31
Tableau II.14 : Vérification à la compression simple des poteaux :	33
Tableau II.15 : Vérification au flambement des poteaux	34

Chapitre III

Tableau III.1: Les différents types de poutrelles	41
Tableau III.1: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	43
Tableau III.3: Sollicitations à l'ELU des poutrelles type (3) plancher s.sol	46
Tableau III.4. Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles type (6) plancher Terrasse	49
Tableau III.5. Moment en travées des poutrelles type (6) plancher terrasse.....	49

Tableau III.6: Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles type (7) plancher terrasse	50
Tableau III.7: Moment en travées des poutrelles type (7) du plancher terrasse.....	50
Tableau III.8: Moment isostatique et en travée des poutrelles type (8) plancher terrasse.....	50
Tableau III.9. Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (8) du plancher terrasse	50

Tableau III.10: Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type (9) plancher terrasse	51
Tableau III.11: Moment au niveau des travées de poutrelle de type (9) du plancher terrasse	51
Tableau III.12: Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type(10) du plancher terrasse	51
Tableau III.13: Moment au niveau des travées des poutrelles de type (10) du plancher terrasse.....	52
Tableau III.14: Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type(1) du plancher d'étage courant.....	52
Tableau III.15: Moment au niveau des travées de poutrelle de type(1) du plancher étage courant	53
Tableau III.16: Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type (2) du plancher étage courant	53
Tableau III.17: Moment au niveau des travées de poutrelles de type(2) du plancher étage courant	53
Tableau III.18: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type(5) du plancher étage courant	53
Tableau III.19: Moment au niveau des travées de poutrelle de type(5) du plancher étage courant	54
Tableau III.20: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (6) du plancher étage courant	54
Tableau III.21: Moment au niveau des travées de poutrelles de type (6) du plancher étage courant	54
Tableau III.22: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type(7) du plancher étage courant	55
Tableau III.23: Moment au niveau des travées de poutrelle de type(7) du plancher étage courant	55

Tableau III.24: Moment isostatique et en travée de poutrelle de type (8) du plancher étage courant	55
Tableau III.25: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type(8) du plancher étage courant	55
Tableau III.26: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (1) du plancher S.SOL.....	56
Tableau III.27: Moment au niveau des travées de poutrelle type (1) du plancher S.SOL	56

Tableau III.28: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (2) du plancher S.SOL.....	57
Tableau III.29: Moment au niveau des travées de poutrelle de type (2) du plancher S.SOL	57
Tableau III.30: Moment isostatique et en travée de poutrelle de type (3) du plancher S.SOL	57
Tableau III.31: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (3) du plancher S.SOL.....	58
Tableau III.32: Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (4) du plancher S.SOL.....	58
Tableau III.33: Moment au niveau des travées de poutrelle de type (4) du plancher S.SOL.....	58
Tableau III.34: Sollicitation à l'ELU et l'ELS des poutrelles de tous les planchers	58
Tableau III.35: Moment max au niveau des appuis de rive	59
Tableau III.36: Moments max aux niveaux des poutrelles de l'étage courant.....	59
Tableau III.37: Calcul des armatures principales de tous les planchers.....	62
Tableau III.38: Vérifications de cisaillement à l'ELU de tous les planchers	64
Tableau III.39: Efforts tranchant dans le béton pour tous les planchers.....	65
Tableau III.40: Vérification des contraintes à l'E.L.S de tous les planchers	67
Tableau III.41: Section d'armature et position de l'axe neutre du plancher étage courant.....	68
Tableau III.42: Evaluation des flèches du plancher étage courant	70
Tableau III.43: Evaluation des flèches du plancher étage S.SOL.....	71
Tableau III.44: Evaluation des flèches du plancher terrasse inaccessible	71
Tableau III.45: Schéma de ferrailage des poutrelles	72

Tableau III.46: Moment et effort tranchant au niveau de la dalle plane de type(2)	75
Tableau III.47: Vérification des contraintes de la dalle plane de type(2)	75
Tableau III.48: Charge et surcharge dans la dalle plane type(3).....	75
Tableau III.49: Moment dans la dalle plane type(3)	76
Tableau III.50: Vérification de l'effort tranchant dans la dalle plane type(3)	76
Tableau III.51: Armature dans la dalle plane type(3)	76

Tableau III.52: Calcule des sections min dans la dalle plane type(3).....	77
Tableau III.53: Calcul des moments de la dalle plane type(3) à l'ELS	77
Tableau III.54: Vérification des contraintes de la dalle plane de type(3)	77
Tableau III.55: Charge permanente revenant à l'acrotère	79
Tableau III.56: Combinaison d'action de l'acrotère	80
Tableau III.57: Sollicitation sur le 1 ^{er} type d'escalier étage courant.....	85
Tableau III.58: Moment et effort tranchant dans le 1 ^{er} tronçon du 1 ^{er} type ESC étage courant.....	85
Tableau III.59: Moment et effort tranchant dans le 2 ^{ème} tronçon du 1 ^{er} type ESC étage courant.....	83
Tableau III.60: Ferrailage d'ESC en travée et en appuis d'étage courant.....	86
Tableau III.61: Vérification de ferrailage de l'ESC en travée et en appui d'étage courant.....	86
Tableau III.62: Vérification des contraintes de compression d'ESC étage courant.....	87
Tableau III.63: Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'ESC étage courant.....	87
Tableau III.64: Pré dimensionnement de la poutre palière d'étage courant	88
Tableau III.65: Calcule a la flexion simple de la poutre palière d'étage courant.....	89
Tableau III.66: Résultats de ferrailage longitudinal de la poutre palière d'étage courant	89
Tableau III.67: Contrainte de cisaillement dans la poutre palière d'étage courant.....	89
Tableau III.68: Armature en torsion de la poutre palière d'étage courant	90
Tableau III.69: Contrainte de compression dans le béton pour la poutre palière d'étage courant.....	90
Tableau III.70: Charge permanente sur la volée et palier d'ESC S.SOL	91
Tableau III.71: Moment et effort tranchant dans le 1 ^{er} tronçon d'ESC S.SOL.....	92

Tableau III.72: Moment et effort tranchant dans le 2 ^{ème} tronçon d'ESC S.SOL	93
Tableau III.73: Moment et effort tranchant max dans ESC S.SOL	93
Tableau III.74: Ferrailage d'ESC S.SOL	93
Tableau III.75: Vérification de l'effort tranchant d'ESC S.SOL	93
Tableau III.76: Armature de répartition dans ESC S.SOL.....	94
Tableau III.77: Charge revenant sur la volée et palier d'ESC S.SOL.....	94

Tableau III.78: Sollicitation sur ESC S.SOL	95
Tableau III.79: Evaluation de la flèche dans ESC S.SOL.....	95
Tableau III.80: Charge et moment revenant sur la poutre palière (30*30) du S.SOL	96
Tableau III.81: Calcul d'armature de la poutre palière du S.SOL	96
Tableau III.82: Charge et moment revenant sur la poutre palière (35*35) du S.SOL	98
Tableau III.83: Calcul d'armature de la poutre palière (35*35) du S.SOL.....	98
Tableau III.84: Armature en torsion de la poutre palière du S.SOL	98
Tableau III.85: Contrainte de cisaillement dans la poutre palière du S.SOL.....	99
Tableau III.86: Armature transversale de la poutre palière du S.SOL.....	99
Tableau III.87: Charge et surcharge d'exploitation du 1 ^{er} type ESC RDC	100
Tableau III.88: Moment réel du 1 ^{er} type ESC RDC.....	102
Tableau III.89: Moment réel du 2 ^{ème} type ESC RDC	103
Tableau III.90: Ferrailage d'ESC RDC.....	103
Tableau III.91: Vérification de l'effort tranchant de l'ESC RDC.....	104
Tableau III.92: Vérification à l'ELS par la méthode de la RDM d'ESC RDC	104
Tableau III.93: Charge revenant a l'ESC RDC.....	105
Tableau III.94: Evaluation de la flèche dans ESC RDC	105
Tableau III.95: Charge et moment revenant sur la poutre palière (30*30) de l'ESC RDC.....	106
Tableau III.96: Calcul d'armature de la poutre palière du RDC	107
Tableau III.97: Charge et moment revenant sur la poutre palière (35*35) de l'ESC RDC	108
Tableau III.98: Armature en flexion simple de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC....	108
Tableau III.99: Armature de torsion de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC	108

Tableau III.100: Contrainte de cisaillement de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC....	108
Tableau III.101: Armature transversale de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC	109
Tableau III.102: Charge et moment revenant sur la poutre chinage (30*30) de l'ESC RDC.....	110
Tableau III.103: Armature en flexion simple de la poutre chinage (30*30) d'ESC RDC.....	111
Tableau III.104: Armature de torsion de la poutre chinage (30*30) d'ESC RDC.....	111

Tableau III.105: Contrainte de cisaillement de la poutre chinage (30*30) d'ESC RDC..	111
Tableau III.106: Charge et moment revenant sur la poutre chinage (35*35) RDC	112
Tableau III.107: Armature de la poutre chinage (35*35) d'ESC RDC.....	112
Tableau III.108: Armature de torsion de la poutre chinage (35*35) d'ESC RDC.....	112
Tableau III.109: Contrainte de cisaillement dans la poutre chinage (35*35) du RDC	112
Tableau III.110: Armature transversale de la poutre chinage (35*35) RDC	113
Tableau III.111: Ferrailage de dalle local machine.....	116
Tableau III.112: Résultat de calcul des contraintes dans la dalle locale machine	117
Tableau III.113: Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dans la dalle locale machine	119
Tableau III.114: Moment en travée et en appui dans la dalle locale machine	119
Tableau III.115: Ferrailage de la dalle locale machine	120
Tableau III.116: Vérification des contraintes dans le béton de la dalle locale machine ...	122
Chapitre IV	
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q	124
Tableau IV.2: Période de vibration et taux de participation massique	129
Tableau IV.3: Vérification de l'interaction sous charges verticales	130
Tableau IV.4: Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	131
Tableau IV.5: Vérification de l'effort tranchant à la base	132
Tableau IV.6: Vérification des déplacements selon x-x	132
Tableau IV.7: Vérification des déplacements selon y-y.....	133
Tableau IV.8: Vérification de l'effort tranchant à la base	126
Tableau IV.9: Vérification des déplacements de la structure	127
Tableau IV.10: Vérification a L'effet $P-\Delta$	134
Tableau IV.11: Vérification de l'effort normal réduit	135

Chapitre V

Tableau V.1: les sections min et max dans les poteaux préconisés par le RPA	137
Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux	139
Tableau V.3: Armatures longitudinales des poteaux	141
Tableau V.4: Armatures transversales des poteaux	142
Tableau V.5: Vérification du flambement des poteaux	144

Tableau V.6: Vérification des contraintes dans le béton	145
Tableau V.7: Vérification des contraintes tangentielles	146
Tableau V.8: Ferrailage des poutres principales et secondaires	151
Tableau V. 9: Vérification de l'effort tranchant	153
Tableau V.10: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	154
Tableau V.11: Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	154
Tableau V.12: Vérification de la flèche pour les poutres	155
Tableau V.13: Moment résistant dans les poteaux	157
Tableau V.14: Moment résistant dans les poutres	157
Tableau V.15: Vérification de la zone nodale	158
Tableau V.16: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.15m$ à tous les niveaux.....	161
Tableau V.17: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.25m$ à tous les niveaux.....	162
Tableau V.18: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=1.45m$ à tous les niveaux.....	162
Tableau V.19: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=1.4m$ à tous les niveaux.....	163
Tableau V.20: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x5}=1.85m$ à tous les niveaux.....	164
Tableau V.21: Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2.05m$ à tous les niveaux.....	164
Tableau V.22: Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=1.6m$ à tous les niveaux.....	164
Tableau V.23: Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=1.5m$ à tous les niveaux.....	165
Tableau V.24: Sollicitations maximales dans le voile $V_{y4}=1.3m$ à tous les niveaux.....	165
Tableau V.25: Ferrailage du voile $V_{x1}=1.15m$ sur toute la hauteur	169
Tableau V.26: Ferrailage du voile $V_{x2}=1.25m$ sur toute la hauteur	169
Tableau V.27: Ferrailage du voile $V_{x3}=1.45m$ sur toute la hauteur	170
Tableau V.28: Ferrailage du voile $V_{x4}=1.4m$ sur toute la hauteur	171
Tableau V.29: Ferrailage du voile $V_{x5}=1.85m$ sur toute la hauteur	172

Tableau V.30: Ferrailage du voile $V_{y1}=2.05\text{m}$ sur toute la hauteur	173
Tableau V.31: Ferrailage du voile $V_{y2}=1.6\text{m}$ sur toute la hauteur	174
Tableau V.32: Ferrailage du voile $V_{y3}=1.5\text{m}$ sur toute la hauteur	174
Tableau V.33: Ferrailage du voile $V_{y4}=1.3\text{m}$ sur toute la hauteur	175

Chapitre VI

Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrailages du radier	182
--------------------------------------------------------------------------	-----

Tableau VI.2: vérification des contraintes de la dalle du radier	183
Tableau VI.3: recalcul des sections d'armatures à ELS.....	183
Tableau VI.5: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU)	185
Tableau VI.5: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU)	186
Tableau VI.6: Sollicitations de la nervure de radier dans les deux sens à (ELS)	186
Tableau VI.7: Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	187
Tableau VI.8: vérification de l'effort tranchant de la nervure de radier	188
Tableau VI.9: Résumé des résultats de des contraintes de la nervure	188
Tableau VI.10: vérification du résultat des contraintes de la nervure	188
Tableau VI.11: section d'armature du voile périphérique	191
Tableau VI.12: Résumé des résultats des contraintes du voile périphérique.....	194
Tableau VI.13: vérification du résultat des contraintes du voile périphérique	194

Introduction générale

L'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation) l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règlements parasismiques Algériens RPA99/2003.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou de mauvaises exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure à fin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (**R + 11+sous-sol**) à usage d'habitation et commerciale, contreventé par des voiles porteurs.

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/version2003**). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel **ETABS**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Conception structurelle

L'objet de notre travail consiste en un bâtiment (R+11 avec sous-sol) L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (importance moyenne), dont le lieu d'implantation est à Tazmalt à la wilaya de Bejaia, qui est classée selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa, RPA99/Version 2003), Selon le rapport du sol

- Le site est considéré meuble (S3) d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2.2 \text{ bars}$
- La structure du bâtiment est de système voiles porteurs en béton armé qui contient une cage d'escalier.
- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'une cage d'escalier et d'un ascenseur.
- D'une terrasse inaccessible et accessible avec un acrotère de 0.60m de hauteur.

I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

Longueur totale	L=30.65m
Largeur totale	L=22,95m
Hauteur totale	H=41.82
Hauteur du R.D.C	H=4,42m
Hauteur d'étage courant	H=3,06m
Hauteur du sous-sol	H=3.74m

I.2.2 Système de contreventement:

Le système de contreventement représente l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales.

L'ouvrage doit en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- ✚ Prendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✚ Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- ✚ Minimiser les effets de torsion

L'ouvrage étant d'une hauteur totale dépassant les 14 mètres ; le système de contreventement est de voiles porteurs en béton armé. (**Art: 3.4 RPA 99**)

I.2.3 Les différents éléments de l'ouvrage :

✖ **Les éléments structuraux** : On distingue :

-**Éléments principaux** : C'est les éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres et voiles).

- **Éléments secondaires** : C'est les éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (planchers, balcons et escaliers).

-**Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

-**Les escaliers** : Sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

-**Les balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

✖ **les Éléments non structuraux** : C'est les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, murs extérieurs, acrotère, ascenseur).

-**Murs extérieurs** : Ils sont en doubles cloisons de 30 cm d'épaisseur, réalisés en briques creuses de (15 et 10 cm) et séparés par une lame d'air de 5 cm.

-**Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

-**L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastres à sa base au plancher terrasse.

-**L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

-**L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :

- ✚ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- ✚ Limiter les tassements différentiels.
- ✚ L'encastrement de la structure dans le sol.

I.4 Etat Limites :

I.4.1 Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait d'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

I.4.2 États limite ultimes (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue:

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

I.4.3 Etats limite de service (ELS) :

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

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

I.5 Actions et sollicitations :

I.5.1 les actions :

I.5.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :
 - ✚ Le poids propre de la structure.
 - ✚ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
 - ✚ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - ✚ Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ✚ Les charges d'exploitations.
- ✚ Les charges climatiques (neige et vent).
- ✚ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- *Les chocs.
- *Les explosions.
- *Les séismes.
- *Les feux.

I.5.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

➤ **Les combinaisons d'action :**

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitué par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

1) **Combinaison d'actions à l'ELU : (Art : A.3.3.2 CBA93)**

a) **Combinaisons fondamentales :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est: $1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q1 + \sum 1.3\psi Qi$. Ψ_{oi} : Coefficient de pondération ($\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant)

b) **Combinaisons accidentelles:**

$$1.35G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{1i}Q1 + \sum \Psi_{2i}Qi (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i}Q1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{1i}Qi$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

0.15 Si l'action d'accompagnement est la neige. $\Psi_{1i} = 0.50$ Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

0.20 Si l'action d'accompagnement est le vent.

2) **Combinaison d'action à l'E L S : (Art : A.3.3.3 CBA93)**

$$G_{max} + G_{min} + Q1 + \sum \Psi_{0i}Qi \quad ;$$

Avec : $\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable de base.

Q_i : Action variable d'accompagnement.

3) Combinaisons de calcul : (Art : 5.2 RPA99/2003)

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

	$G \mp Q \pm E.$
Situations- accidentelles	$G \mp Q \pm 1.2E.$
	$0.8G \pm E.$
Situations durables	ELU : $1,35G + 1,5Q$
	ELS : $G + Q$

I.6 Caractéristique des matériaux :

I.6.1 Le béton armé :

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant du béton et de l'acier.

Le béton, matériau réalisé par mélange de sable de gravier, de ciment et d'eau.

Le béton armé est le plus utilisé vu les caractéristiques qu'il présente, il est de masse volumique généralement prise égale à 2500 Kg/m^3 .

I.6.2 Les constituants du béton :

*Le Ciment *Les Adjuvants

*Les Granulats *L'eau de gâchage

I.6.2.1 Le Dosage des constituants

Pour 1m^3 du béton courant, et une résistance à la compression $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on prend les dosages suivants :

- ✚ 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- ✚ 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- ✚ 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25
- ✚ 175 L d'eau de gâchage

- En compression (f_{cj})

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de f_{c28} , par:

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} & \text{Si } j < 60j. \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{Si } j > 60j. \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j. \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j. \end{cases}$$

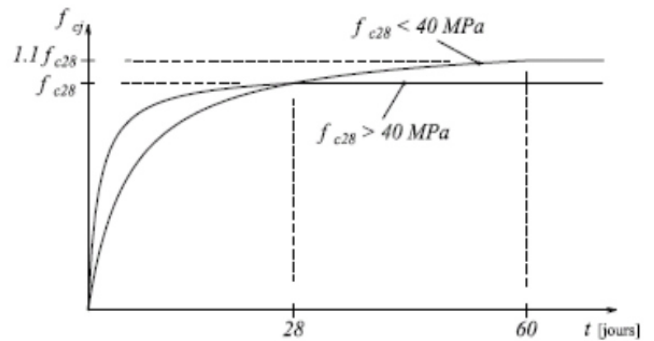


Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

En traction (f_{tj}) : (Art A.2.1, 12/ BEAL 91 modifiée 99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée f_{c28} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} (\text{MPa}).$$

Dans notre cas nous avons : $f_{t28} = 2,11 \text{ MPa}$

a) Module de déformation longitudinale du béton (Art 2.1.21/BAEL91 modifié 99)

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale a : $E_{ij} = 11000(F_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

b) Module de déformation différée (Art 2.1.22/ BAEL91 modifié 99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de L'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{Vj} = 3700(F_{cj})^{1/3} \text{ MPa}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_V = 10818,86 \text{ MPa}$

c) Module d'élasticité transversale (Art 2.1.3/ BAEL91 modifié 99)

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \nu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l}$$

Avec : E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

d) Coefficient de poisson (Art 2.1.3/ BAEL91 modifié 99)

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal :

$\nu = 0$ Pour des sollicitations à ELU

$\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations à ELS

e) Contraintes à la compression:

- ELU (Etat Limite Ultime) :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), et de stabilité de forme (flambement) et surtout de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous (*Art 4.3.41/BAEL91 modifié 99*)

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (MPa)$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\Rightarrow \gamma_b = 1.15 \rightarrow$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ pour les situation courantes.

θ : Coefficient de durée d'application des combinaisons d'actions considérées,

$$\begin{cases} \theta = 1: T > 24h \\ \theta = 0.9: 1h < T < 24h \\ \theta = 0.85: T \leq 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25MPa$

on obtient :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 MPa$$

en situation courante $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$

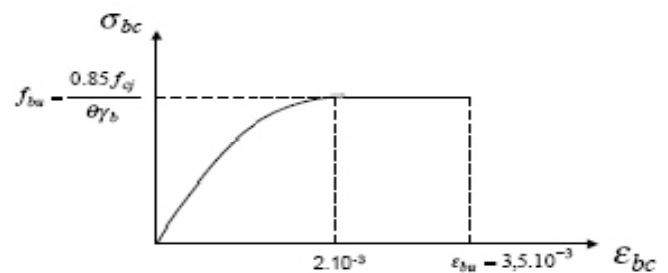


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

- ELS (Etat Limite de Service) : (Art A .4 .5, 2/BAEL91 modifié 99)

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Pour notre cas: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \times 25 = 15MPa$

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

ϵ_{bc} : Déformation relative de service du béton en compression.

- Contrainte limite ultime de cisaillement : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad V_u : \text{Valeur (MPa) du tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)}$$

b: Valeur de la longueur de la section cisailée

d : Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$)

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

➤ **Fissuration peu nuisible** : $\tau_u = \min[0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}]$

➤ **Fissuration préjudiciable**: $\tau_u = \min[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}]$

➤ **Fissuration très préjudiciable** : $\tau_u = \min[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}]$

I.6.3 Aciers : (99 Art A.2.2/BAEL 91 modifié 99)

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que ce dernier ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface :

- Les ronds lisses (*FeE215 et FeE235*) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de *215 MPa* et de *235 MPa*
- Les aciers de haute adhérence (*FeE400 et FeE500*) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de *400 MPa* et de *500 MPa*
- Treillis soudé de type *520 MPa*

a) Module d'élasticité :(Art A.2.2, 1/ BAEL 91 modifié 99).

À L'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

b) Coefficient de Poisson des aciers:

Le coefficient de Poisson(ν) pour les aciers est pris égal à 0.3

c) Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

-Contrainte limite à l'ELU:(Art A.4.3.2/BAEL 91 modifiée 99)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Où : } \gamma_s \text{ est coefficient de sécurité tel que :}$$

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{cases}$$

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{cases}$$

-Contrainte limite à l'ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissurations dans le béton on doit vérifier les contraintes des aciers à l'ELS selon les formules suivantes :

➤ **Fissuration peu préjudiciable**

Les aciers étant protégés aucune vérification n'est effectuée (pas de limitation)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

➤ **Fissuration préjudiciable : (Art A 4.5, 32/BAEL 91 modifié 99)**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, faut vérifier la contrainte de traction des armatures :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable**

Lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif au doivent assurer une

étanchéité, la contrainte sera limitée : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left[\begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses} \end{array} \right.$$

Le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $E_s / E_b = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

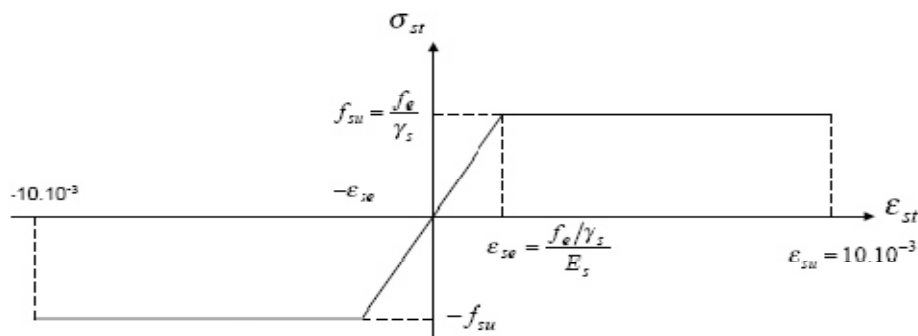


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

I.7 Protection d'armatures : (Art A 7.2, 4/BAEL 91 modifié 99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage(C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

C ≥ 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

C ≥ 3 cm : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

C ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.8 Diamètre maximal des aciers:

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\phi \leq h/10$

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à:

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_l ; b_0/10).$$

Avec : **b₀**: Largeur de l'âme **h**: Hauteur du pou

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des éléments:

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leur transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1 Plancher en corps creux :

a) Condition de coupe-feu :

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b) Condition acoustique :

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm**.

c) Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{\min(445; 455)}{22,5} = 19,78\text{ m}$$

On opte pour un plancher de $20\text{cm} = (16+4)\text{ cm}$

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

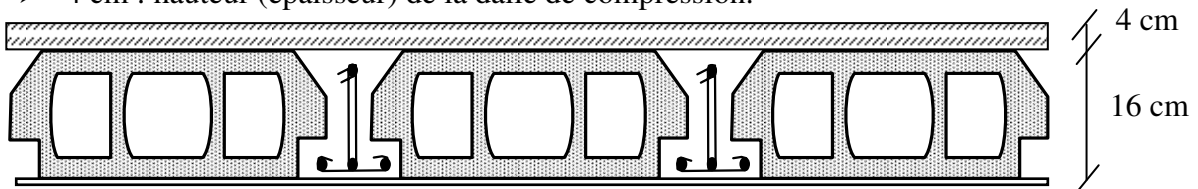


Figure.II.1: Plancher à corps creux.

II.2.2 les poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

Selon BAEL91 $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h < b < 0,8 h \end{array} \right.$ avec

L : travée de la poutre.
h : Hauteur de la poutre.

a) Les poutres principales : (sens porteur)

$L_{\max} = 455 \text{ cm}$

$455/15 < h < 455/10$ Donc : $30,33 < h < 45,5$ On prend : **h = 40 cm.**

$0,3h < b < 0,8h$ Donc : $12 < b < 32$ On prend : **b = 30 cm.**

Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$b \geq 20 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ **vérifiée** \Rightarrow

$h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ **vérifiée.** \Rightarrow

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$ **vérifiée** \Rightarrow

On opte pour poutres de section (b, h) = **(30,40)**.

b) Les poutres secondaires : (sens non porteur)

$L_{\max} = 445 \text{ cm}$

$445/15 < h < 445/10$ Donc : $29,66 < h < 44,5$ On prend : **h = 40 cm.**

$0,3h < b < 0,8h$ Donc : $12 < b < 28$ On prend : **b = 30 cm.**

Les conditions du RPA sont vérifiées.

On opte pour les poutres de section (b, h) = **(30,40)**

II.2.3 Les escaliers :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

- g: giron.
- h: hauteur de la contre marche.
- L: Longueur de la paillas.
- L_0 : longueur totale d'escalier.

❖ **Escalier à deux volées :**

* **Rez-de-chaussée :**

Nous utilisons la formule de BLONDEL :

Hauteur d'étage : $H=4.42$ m

Hauteur de contre marche $14.5 \leq h \leq 18$:

On prend $h = 17$ cm

Nombre de contre marche : $n = \frac{442}{17} = 26$

On a 16 marches pour le 1^{er} volée et 8 marches pour le 2^{ème} volée.

On calcule le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h+g < 65 \Rightarrow 25 < g < 31$ on prend $g = 30$ cm

➤ **L'embranchement :**

On adopte un jour de : **15 cm**

⇒ Largeur de l'embranchement: $Le = \frac{325 - 15}{2} = 1.55m$

• **Palier :**

- Longueur de palier de repos : $L = 1.35m$

• **Paillasse :**

- L'inclinaison de la paillasse:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2.72}{4.8} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

- La longueur de la paillasse est égale à : $LP = \frac{4.8}{\cos \alpha} = 5,51m$

• **Epaisseur :**

- L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{686}{30} < e_p < \frac{686}{20}$$

⇒ $11.4 \text{ cm} < e_p < 34,3 \text{ cm}$ on prend $e_p = 20 \text{ cm}$.

❖ **Escaliers à trois volées:**

✓ **SOUS SOL :** Hauteur : $H=3,74$ m.

Giron : $g = 30$ cm. $26 \text{ cm} < g < 32$ cm.

On a: $59 < 2h+g < 65 \Rightarrow 14.5 < h < 18$.

Pour: $h=17$ cm

Nombre de contre marche : $n = \frac{374}{17} = 22$

On aura : $\left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ marches pour } 1^{\text{er}} \text{ volées et } 3^{\text{ème}} \text{ volées.} \\ 6 \text{ marches pour } 2^{\text{ème}} \text{ volées.} \end{array} \right.$

-1^{er} volées et 3^{ème} volées :

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{1,36}{2,40} \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse $\frac{2,40}{\cos\alpha} \Rightarrow L_{p1} = 2,76 \text{ m}$

-2^{ème} volées :

La longueur de la paillasse $\frac{1,8}{\cos\alpha} \Rightarrow L_{p2} = 2,07 \text{ m}$

• **L'emmarchement :**

- Longueur de l'emmarchement de chaque volées **Le = 1,30 m**

• **Epaisseur :**

- L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{480}{30} < e_p < \frac{480}{20}$$

$\Rightarrow 16 \text{ cm} < e_p < 24 \text{ cm}$ on prend **ep = 20cm.**

✓ **Etage courante :**

Nous utilisons la formule de BLONDEL :

➤ Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$

➤ Hauteur de contre marche : $12.5 \leq h \leq 17$

On prend **h = 17cm**

Nombre de contre marche : $n = \frac{3.06}{17} = 18$

On calcule le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a : $59 < 2h+g < 65 \Rightarrow 26 < g < 30$ on prend **g = 30 cm**

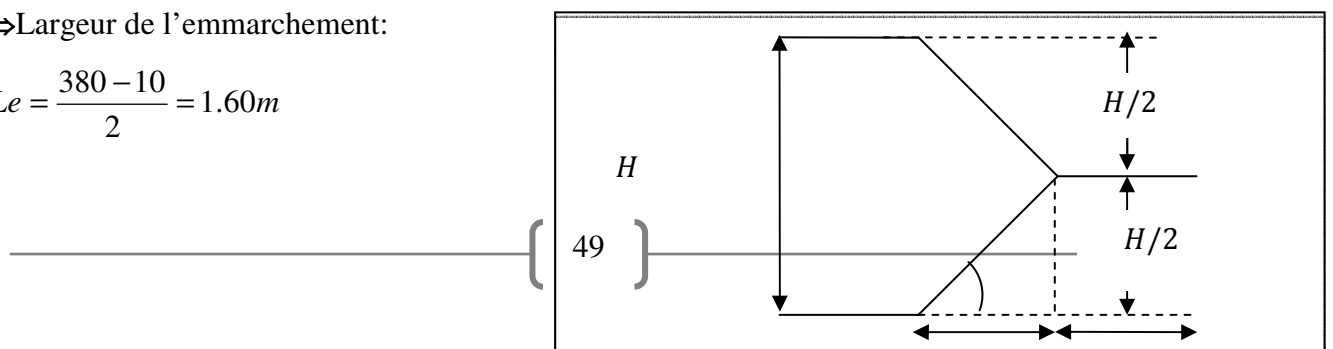
Il y a deux volées ($\frac{H}{2} = 1.53 \text{ m}$) on aura 18 contre marches entre chaque étage ; et on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1,53m Donc : il y a 9 contre marches sur une volée.

➤ **L'emmarchement :**

On adopte un jour de : **10 cm**

\Rightarrow Largeur de l'emmarchement:

$$Le = \frac{380 - 10}{2} = 1.60 \text{ m}$$



- **Palier :**

- Longueur de palier de repos : $L = 3.10\text{m}$
- Longueur de palier d'arriver : $L = 1.40\text{ m}$

- **Paillasse :**

- L'inclinaison de la paillasse:

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ :$$

- La longueur de la paillasse est égale à : $L_p = \frac{2.40}{\cos \alpha} = 2.85\text{ m}$

- **Epaisseur :**

- L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{380}{30} < e_p < \frac{380}{20}$$

$$\Rightarrow 12.66\text{cm} < e_p < 19\text{cm} \quad \text{on prend } e_p = \mathbf{18\text{cm.}}$$

II.2.4 les balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans une extrémité et libre dans l'autre.

La portée du balcon est de 1.1 m.

Selon le **BAEL91**:

- condition de flèche :

$$e \geq \frac{1.10}{10} = 0.11\text{m}$$

- condition de sécurité :

$$e \geq 5\text{cm}$$

Donc on prend $e = \mathbf{15\text{cm.}}$

II.2.5 Les voiles :

L'article 7.7.1 RPA99/2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage :

- $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$

e: Epaisseur du voile.

h_e : la hauteur libre d'étage.

Sous-sol: $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{334}{20} = 16.7\text{ cm}$

RDC : $\Rightarrow e \geq \frac{he}{20} = \frac{442}{20} = 20.1 \text{ cm}$

Étages courants : $\Rightarrow e \geq \frac{he}{20} = \frac{282}{20} = 13.3 \text{ cm}$

$\Rightarrow e \geq \text{Max} (13.3 ; 16.7; 20.1)$

\Rightarrow On prend $e = 20 \text{ cm}$

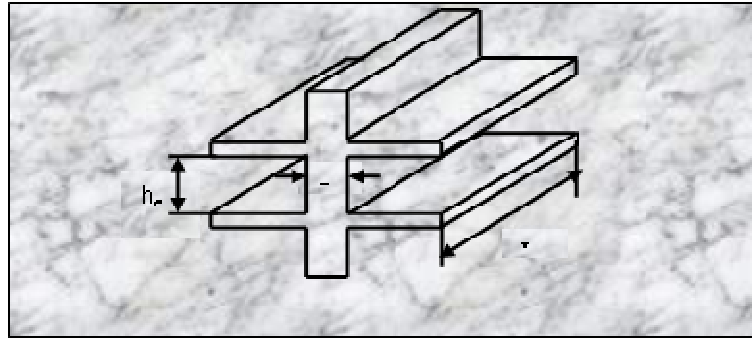


Figure II.3: coupe de voile en élévation

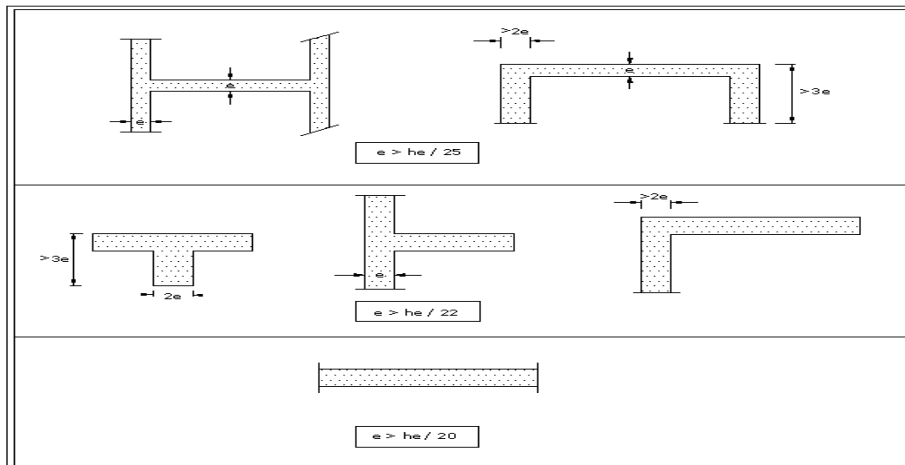


Figure II.4: coupe de voile en plan

II.2.6 L'acrotère:

$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$

$G = 0.0675 \times 25 = 1.69 \text{ KN/ml}$

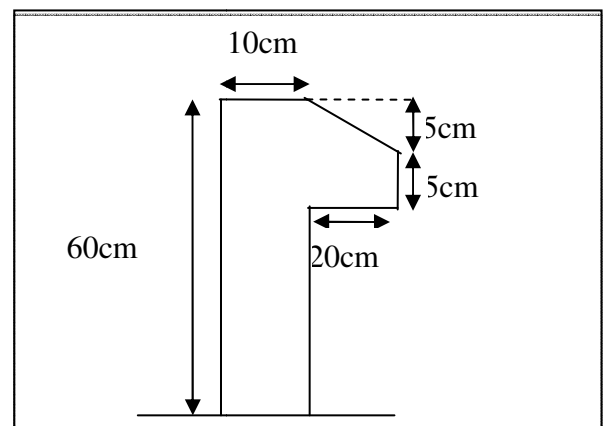


Figure II.5 : Dimension de L'acrotère

II.2.7 l'ascenseur :

- L'épaisseur:

F_C : Charge due à la cuvette = 145KN

P_m : Charge due à l'ascenseur = 51KN

D_m : Charge due à la salle des machines = 15KN

P_n : Charge nominale est de 630kg

La vitesse $V=1,6\text{m/s}$

$L_x=1,80\text{m}$ · $L_y=1,80\text{m}$. $S = L_x L_y = 3,24\text{m}^2$

$\Rightarrow e \geq \frac{L_x}{20} = 9\text{ cm}$ On prend $e = 20\text{ cm}$

▪ **évaluation des charges et surcharges:**

$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75\text{KN/m}^2$: poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25\text{KN/m}^2$: poids de revêtements en béton.

$G = \frac{F_C}{S} = \frac{145}{3,24} = 44,75$. $G' = G_1 + G_2 = 3,75 + 1,25 = 5\text{ KN/m}^2$

$G_{\text{totale}} = G + G' = 5 + 44,75 = 49,75\text{ KN/m}^2$

$Q = 1.0\text{ KN/m}^2$

II.2.8 Les poteaux:

Le poteau le plus sollicité est à une surface : $S_{\text{maj}} = 21.11\text{ m}^2$

Comme il est recommandé par le RPA que les poteaux aient la même section pour chaque niveau, donc on dimensionne tous les poteaux par cette section (S_{maj}).

II.2.8.1 Calcul de la section réduite des poteaux :

1) **Poteaux rectangulaire:**

$$B_r = \frac{k \cdot \beta \cdot Nu}{\theta \cdot f_{bu} \frac{1}{0.9} + 0.85 f_{ed} \frac{1}{100}}$$

$\Rightarrow B_r = 0.64Nu$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (cm^2) $\Rightarrow B_r = (a-0.02)(b-0.02)$

K : dépend de la reprise du béton $\Rightarrow k=1$ (pas de reprise du béton)

$Nu = 1.35G + 1.5Q$

$\gamma_s = 1.15$

$\gamma_b = 1.5$

{

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

θ : Coefficient d'application. $\Rightarrow \theta = 1$

β : La correction qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \dots\dots\dots \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85 \lambda^2 / 1500 \dots\dots\dots 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement) $\Rightarrow \beta = 1.2$

On prend des poteaux carrés d'arrêtes égales à (a), tel que : $B_r = (a + 0.02)^2$

« B_r » majorée par 20 % pour tenir compte de l'effet du séisme (cas des zones de moyenne ou de forte sismicité), alors : $a = \sqrt{1.2 B_r} + 0.02$

2) Poteaux circulaire :

$$B_r = \frac{\pi(D - 2)^2}{4}$$

$$B_r = 0.64 \times N_u$$

$$D = \sqrt{\frac{B_r \times 4}{\pi}} + 2$$

Pour les Poteaux circulaire :

$$D \geq 30 \dots\dots\dots (1) \Rightarrow \text{On prendre } D = 60$$

$$D \geq \frac{h_e}{15} \dots\dots\dots (2)$$

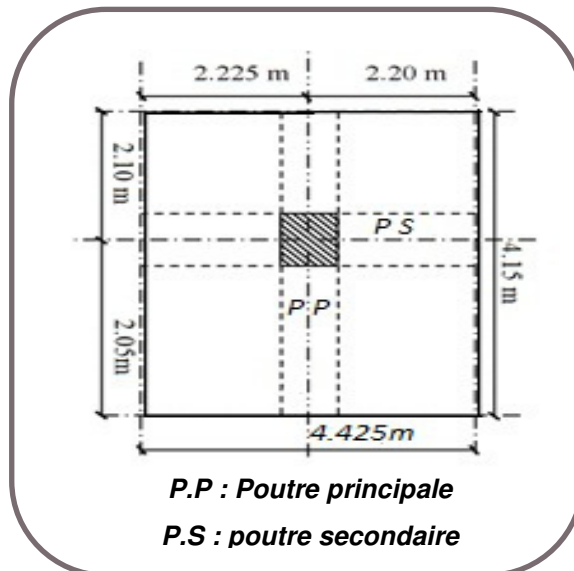


Figure II.6 : Section afférente d'un poteau sollicité.

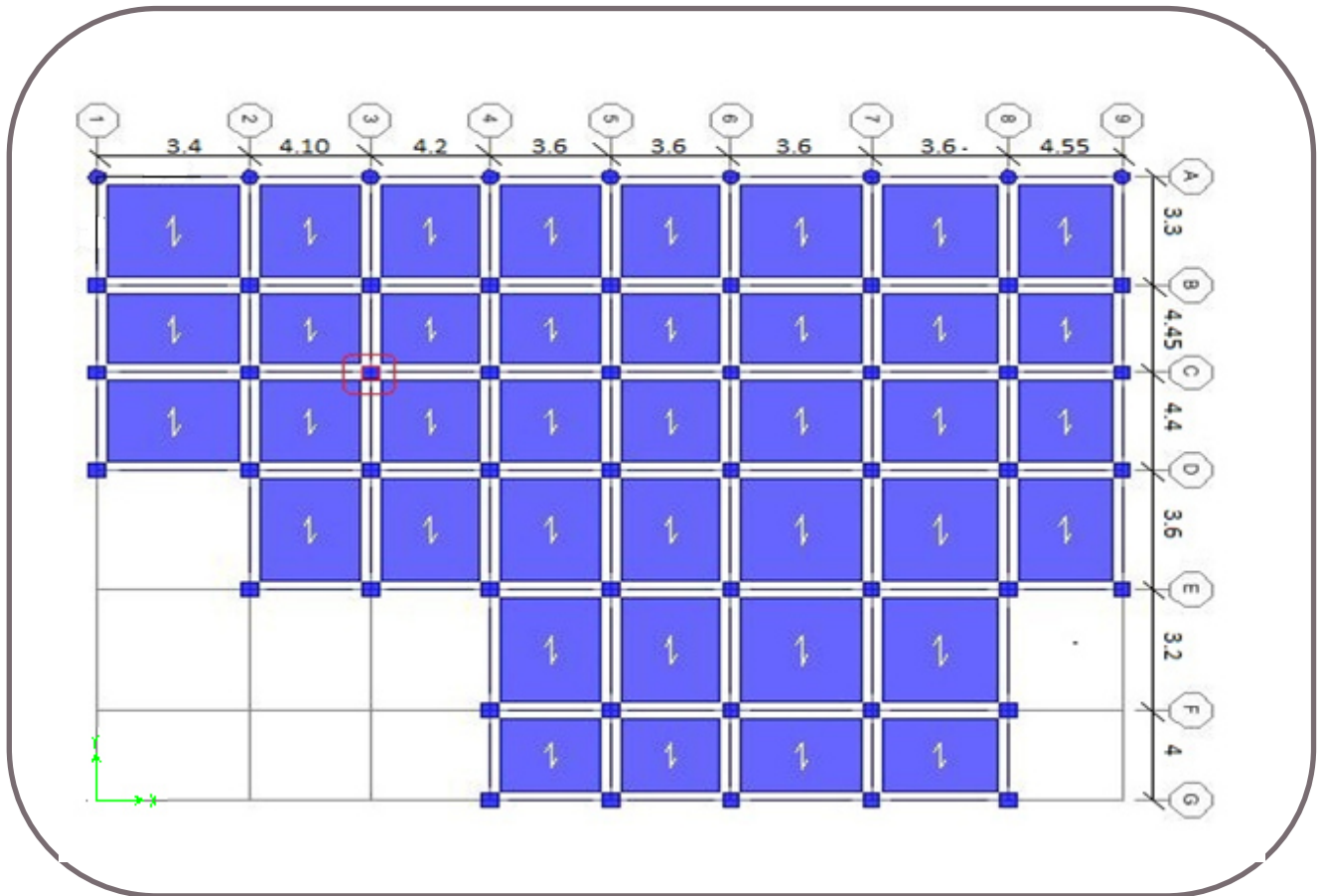


Figure II.7: Plan de repérage des poteaux.

Remarque :

- 1/ On a majoré la charge permanente « G » par 10% pour tenir compte du poids propre des poteaux et des poutres.
- 2/ Pour les charges surfaciques permanentes et d’exploitation, voir le tableau de la descente de charges.

II.2.8.2 Vérification vis-à-vis du RPA :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (Art : 7.4.1 RPA 99/2003)

- 1) $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- 2) $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{C.V}$
- 3) $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

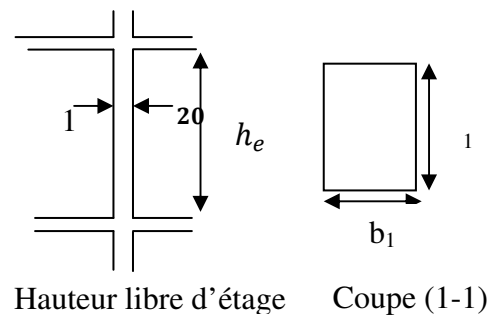


Figure II.8: Plan de repérage des poteaux.

Tableau II.1 : Résultats de calcul de B_r pour les poteaux circulaire.

Niveau	[] /	[] /	[] /	N /	N	N	E	
Terrasse	7.26	1.5	7.98	13.03	/	/	/	/
RDC	5.06	4	5.56	13.50	13.03	275.06	211.25	(
S/SOL	/	/	/	/	26.54	560.26	430.28	(

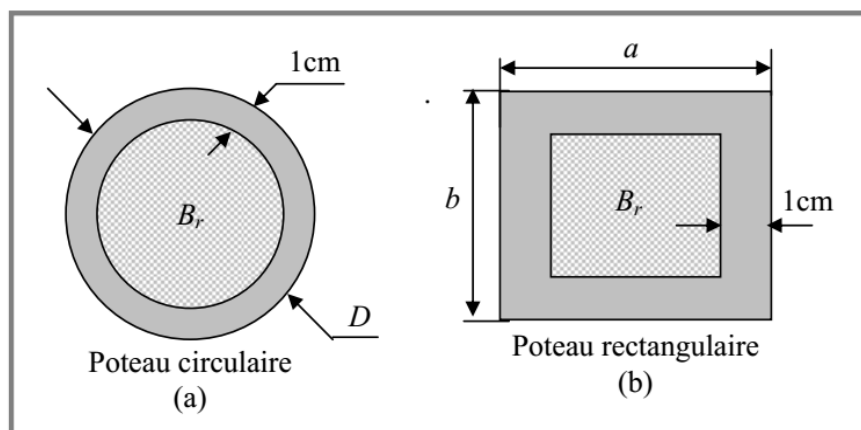


Figure II.8: schémas des poteaux.

Tableau II.2 : Résultats de calcul de B_r pour les poteaux rectangulaire.

Niv	h /	h_c /	C /	N /	N	I	S	S	N \leq
Terr	7.21	1	7.93	12.20	/	/	/	/	
11	5.06	1.5	5.56	9.75	12.20	257.64	197.868	45x45	0.05
10	5.06	1.5	5.56	9.75	21.95	463.36	355.86	45x45	0.09
9	5.06	1.5	5.56	9.75	31.70	669.37	514.02	45x45	0.13
8	5.06	1.5	5.56	9.75	41.46	875.22	672.168	45x45	0.17
7	5.06	1.5	5.56	9.75	51.21	1081.04	830.23	50x50	0.17
6	5.06	1.5	5.56	9.75	60.96	1286.86	988.30	50x50	0.2
5	5.06	1.5	5.56	9.75	70.71	1492.68	1146.37	50x50	0.23
4	5.06	1.5	5.56	9.75	80.46	1698.5	1304.448	55x55	0.22
3	5.06	1.5	5.56	9.75	90.21	1904.33	1462.46	55x55	0.25
2	5.06	1.5	5.56	9.75	99.96	2110.15	1620.58	55x55	0.28
1	5.06	1.5	5.56	9.75	109.71	2315.97	1778.66	60x60	0.25
RDC	5.06	4	5.56	13.50	119.46	2521.80	1936.74	60x60	0.28
S/SOL	/	/	/	/	132.96	2806.79	2155.61	60x60	0.3

II.3 Evaluation des charges et des surcharges: (DTR B.C. 2.2)

a) Plancher terrasse inaccessible (corps creux):

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Protection en gravillon	5	17	0.85
Etanchéité multicouche	5	20	1.00
Forme de pente	10	22	2.20
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle de compression +corps creux	16+4	14	2.80
Enduit plâtre	2	10	0.20
			7.21

G = 7.21 KN/m²

Q = 1.00 KN/m²

b) Plancher terrasse accessible (corps creux):

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Revêtement en carrelage	2	20	0.4
Etanchéité multicouche	5	20	1.00
Forme de pente	10	22	2.20
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle de compression +corps creux	16+4	14	2.80
Enduit ciment	2	10	0.30
Mortier de pose	2	20	0.4
			7.26

G = 7.26 KN/m²

Q = 1.00 KN/m²

c) Plancher étage courant (corps creux) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	22	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle de compression + corps –creux	16+4	14	2.80
Enduit plâtre	2	10	0.20
Cloison de distribution	10	9	0.90
			5.06

G = 5.06 KN/m²

Q = 1.50 KN/ m²

d) Balcon :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	3	18	0.36
Dalle en BA	20	25	5.00
Enduit de ciment	3	10	0.30
			6.46

G = 6.46KN/m²

Q = 3.50KN/m²

e) Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	20	5	5.00
Enduit de ciment	3	10	0.30
			6.46

G = 6.46KN/m²

Q = 2.50 KN/m²

f) Paillasse:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	17/2	22	1.87
Paillasse	20	25	5
Enduit en ciment	3	10	0.30
Gardes corps	/	/	1 :00
			8.93

G=8.93KN/m²

Q = 2.50 KN/m²

g) Cloison extérieure :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Revêtement extérieur	2	20	0.4
Brique creuse extérieur	10	9	0.9
L'âme d'air	5	0	0
Brique creuse intérieur	10	9	0.9
Enduit de plâtre	2	10	0.2
			2.4

G = 2.4 KN/m²

h) Cloison intérieure : (mur simple) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Enduit en ciment extérieur	2	20	0.4
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	2	14	0.28
			1.58

$$G = 1.58 \text{ KN/m}^2$$

II.4 La loi de dégression : (Art : 6.3 DTR B.C 2.2)

La loi de dégression est comme suit :

Terrasse : Q_0

Etage 11 : $Q_0 + Q_1$

Etage 10 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1$

Etage 9 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1$

Etage 8 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1$

Etage 7 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1$

Etage 6 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_2$

Etage 5 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2$

Etage 4 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2$

Etage 3 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2 + \dots + 0.5Q_2$

Telle que :

Q_0 : Surcharge de la terrasse

Q_1 : Surcharge d'étage à usage d'habitation

Q_2 : Surcharge d'étage à usage commercial/service.

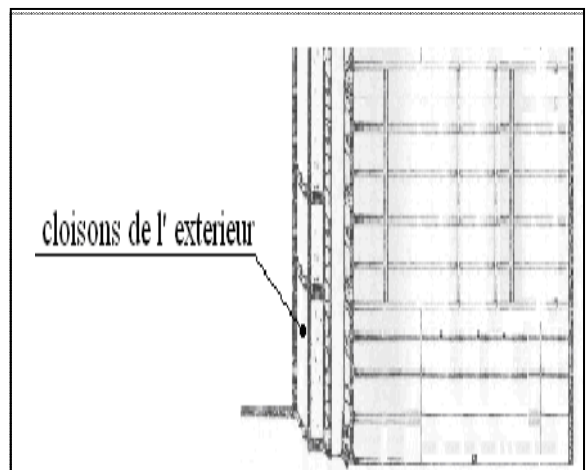


Figure II.9: Maçonnerie extérieure.

III.1 Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux (qui contribuent directement au contreventement).
- Les éléments secondaires (qui ne contribuent pas directement au contreventement).

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les balcons, les planchers et la salle machine.

III.2 Calcul de L'acrotère:

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'*ELU*, et à l'*ELS*.

III.2.1 Charges:

- **Poids propre de L'acrotère :**

$$G = G_{acr}(KN/ml) \times 1 ml$$

$$G = 1.69 \times 1ml = 1.69 KN$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1KN/ml = 1 \times 1 ml = 1 KN$$

(Surcharge due à la main courante)

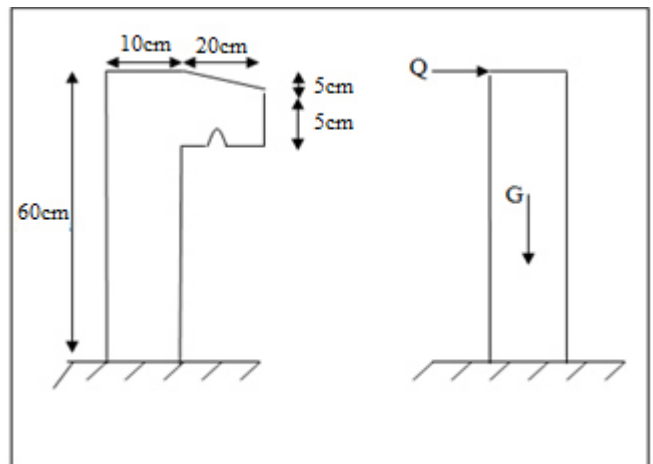


Figure III.1: schéma de L'acrotère.

III.2.2 Force sismique :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone, $A = 0,15$ (groupe d'usage 2, zone *Ila*).

C_p : facteur de force horizontale, $C_p = 0,80$ (tableau 6.1, RPA99/V2003)

W_p : Poids de l'acrotère pour 1ml, $W_p = 1.69 KN$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.69 = 0.81 KN$$

$$F_p = 0.81 KN$$

Soit $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (surcharge due à la main courante)

Donc : $Q > F \Rightarrow$ La condition au séisme est vérifiée

III.2.3 Caractéristiques de l'acrotère :

1/ Le centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (20 \times 5) \times 20 + (20 \times 5) \times (1/2) \times 16.67]}{60 \times 10 + 20 \times 5 + (20 \times 5) \times (1/2)} = 7.77 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (20 \times 5) \times 52.5 + (20 \times 5) \times (1/2) \times 56.67]}{60 \times 10 + 20 \times 5 + (20 \times 5) \times (1/2)} = 34.77 \text{ cm}$$

2/ La surface :

$$\Rightarrow S = 0.075 \text{ m}^2$$

III.2.4 Calcul des sollicitations :

G ; crée un effort normal : $N_G = G = 1.69 \text{ KN}$

Q ; crée un moment de renversement : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

✓ **Combinaisons d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml :

Tableau III.1 : Calcul des sollicitations.

	Combinaison		
Sollicitation			

III.2.5 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée, et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). Pour le calcul, on considère une section (**b × h**) **cm**² soumise à la flexion composée.

$h = 10\text{cm}$: Epaisseur de la section.

$b = 1\text{ml}$: Largeur de la section.

$c' = 2\text{cm}$: Enrobage.

$d = h - c'$: Hauteur ultime.

1/Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.28} = 0.39\text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

$$e_1 : \text{excentricité structurelle} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 0.39\text{ m}$$

e_a : excentricité accidentelle tel que :

$$\Rightarrow e_a = \max\left(2\text{ cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2\text{ cm}$$

e_2 : excentricité du second ordre tel que :

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

Avec :

$$l_f : \text{Longueur de flambement} \quad \Rightarrow \quad l_f = 2 h = 2 \times 0.6 = 1.2\text{ m}$$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section} \quad \Rightarrow \quad h_0 = 10\text{ cm}$$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre :

$$\Rightarrow \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge, généralement considérée égal à 2.

\Rightarrow La vérification à faire est :

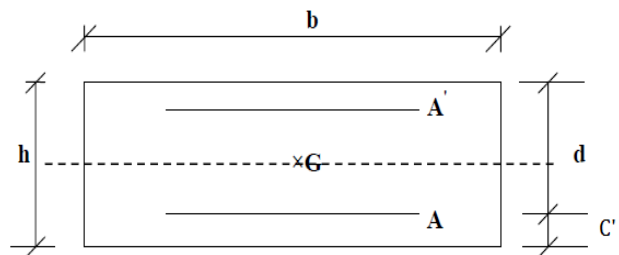


Figure III.2: Dimensions de L'acrotère.

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0,1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0,39}{0,1} = 0,078\right)$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2 :

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{0,1 \times 10^4} (2 + 0) = 0,0086 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,39 + 0,02 + 0,0086 = 0,4186 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :

$$N_u = 2,28 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,28 \times 0,4186 = 0,95 \text{ KN.m}$$

III.2.5.1 Armatures longitudinales :

On a à l'ELU :

$$N_u = 2,28 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,95 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,28} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_G = 0,39 \text{ m} > Y = \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et « c » en dehors de la section \Rightarrow Section partiellement comprimée.

\Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 1,018 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,018 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,17} = 0,011$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armatures comprimées).}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,014$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,08 \text{ m}$$

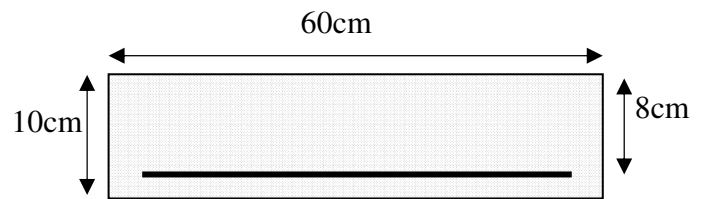


Figure III.3: Section de calcul d'acrotère.

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.018 \times 10^{-3}}{348 \times 0.08} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.37 - \frac{2.28 \times 10^{-3}}{348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal}; A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte: $A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8}$

III.2.5.2 Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 8$

✓ **Espacement:**

1. Armatures principale: $S_t \leq 100/3 = 33, 3 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.**
2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications à effectuées dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

1/ Contrainte limite de l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tel que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) ; \quad \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

○ **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.69} = 0.35 \text{ m} \quad ; \quad e_y = \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e_G > e_y \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.3 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \quad q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.3^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.3) = -0.28 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.3^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.3)^2 = -0.055 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.3 y_c - 0.055 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.3 \leq y_c \leq -0.2$$

$$y_c = -0.25 \text{ m}$$

$$\text{Donc } y = -0.25 + 0.3 = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) \Rightarrow \mu_t = 1.16 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = 0.168 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{C.V}$$

2/ Contrainte limite du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} = 0.019 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa C.V} \end{array} \right. \Rightarrow \left. \begin{array}{l} 0.019 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \text{i} \end{array} \right\}$$

Donc la section et le nombre d'armatures choisies sont acceptables.

Schéma de Ferrailage

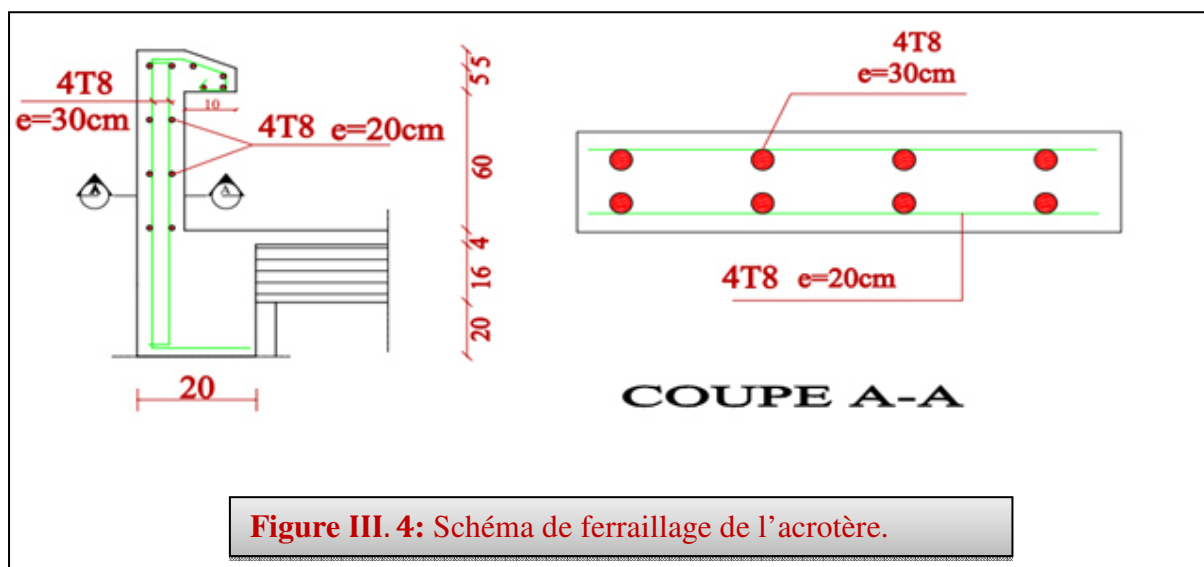


Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Etude des balcons :

On considère le balcon comme une console soumise à la flexion simple, dont le calcul se fait par une bande de 1 ml pour le balcon le plus sollicité.

III.3.1 Détermination des sollicitations:

- Charge permanente : $G_1 = 6.46 \text{ KN/m}^2$
- Charge de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge sur le balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

a. Cas de charges :

- L'état limite ultime (ELU) :

$$P_u = 1.35G_1 + 1.5Q \quad P_u = 13.97 \text{ KN/ml}$$

$$p = 1.35G_2 \quad p = 1.35 \text{ KN/ml}$$

- L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = G_1 + Q \quad P_s = 9.96 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_2 \quad p = 1 \text{ KN/ml}$$

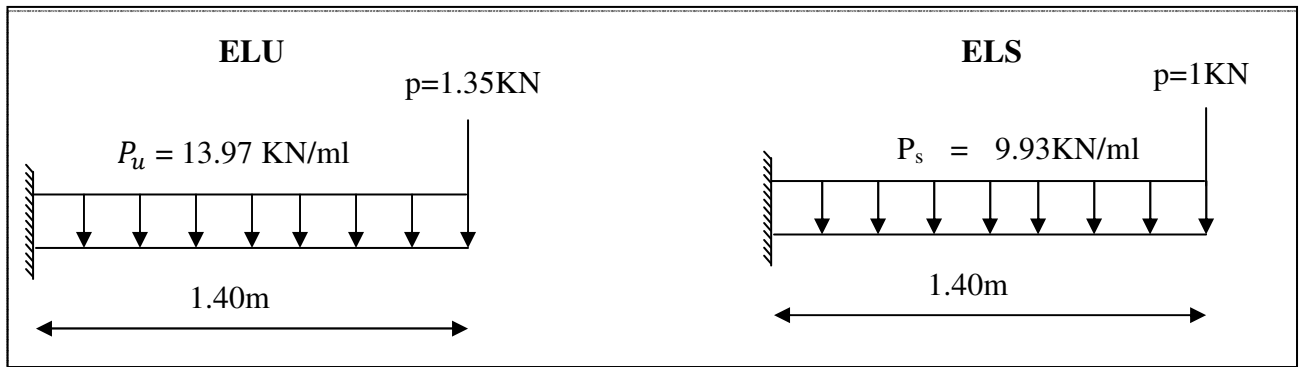


Figure III.5: Schéma statique de calcul.

b. Sollicitations de calcul :

- L'ELU :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l = 15.58 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + p = 20.91 \text{ KN}$$

- L'ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} + p \times l = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = P_s \times l + p = 14.90 \text{ KN}$$

III.3.2 Le ferrailage du balcon :

Le ferrailage se fait à L'ELU, en considérant que la fissuration est préjudiciable :

III.3.2.1 Armatures longitudinales:

On a:
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$b=1\text{ml}$; $d=0.9h = 0.9 \cdot 0.15 = 0.135 \text{ m}$; $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.392$

\Rightarrow Donc : $A'_s = 0$

$Zb = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.130$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.

$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 3.44 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 5HA10

Avec: $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.2.2 Armatures de répartition:

$A_{rep} = \frac{A_s}{3} = 1.31 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_{rep} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 4HA8

Avec : $S_t = 25$

III.3.3 Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_s \geq A_{\min} \\ A_{rep} \geq A_{\min} \end{cases}$$

D'où:

$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \\ A_{rep} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \end{cases} \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Espacement des armatures de répartition :

- **Longitudinales:**

$$S_t < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Transversales:**

$$S_t < \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

a. La contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art : A.6.1.3 BAEL91/99)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec:

$$\psi = 1.5 \quad \text{pour HA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 3.15$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\emptyset = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.096 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

b. Vérification des efforts tranchants : (Art : A.5.1.211 BAEL91/99)

$$\tau_u = \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.3.4 : Vérification à l'ELS :

a. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tel que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$$

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

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 3.44 \text{ cm}$$

$$I = 732287 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.93 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

b. Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\sigma_s = 172.07 \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.3.5 : Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2/ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

l : la portée entre nus d'appui.

M_t : moment maximal en travée.

M₀ : moment isostatique.

$$1/ \frac{h}{l} = 0.11 \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$2/ \frac{A_s}{bd} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$3/ \frac{h}{l} = 0,11 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{C.V}$$

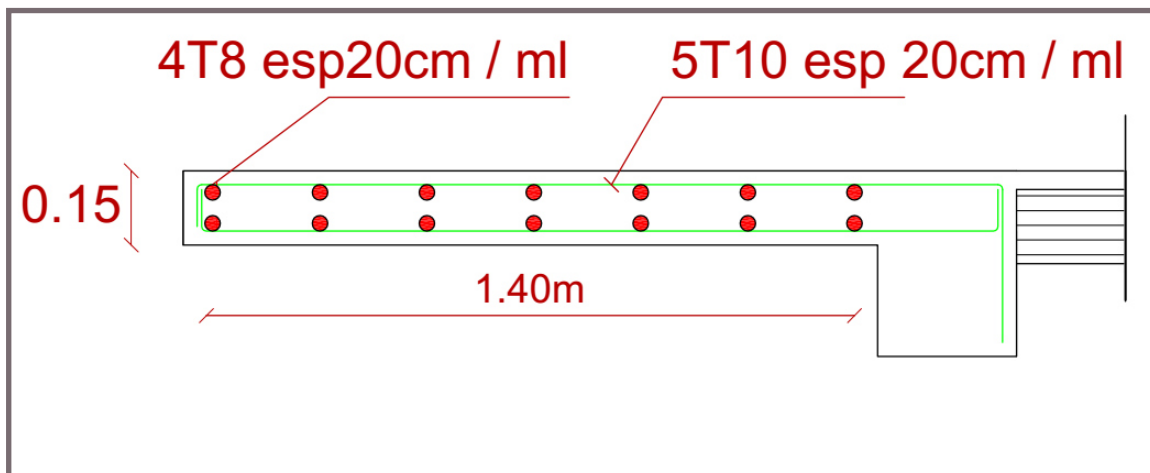


Figure III.6: Schéma du ferrillage des balcons.

III.4 Etudes des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- 1- transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Le type de plancher dans notre bâtiment :

- Plancher en corps creux (16+4) : constitue d'une poutrelle élaborée sur chantier et la dalle de compression associée à des poutrelles réalisées sur chantier.

III.4.1 Les charges et les surcharges :

- • Plancher terrasse inaccessible : $G = 7.21 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- • Plancher d'étage d'habitation : $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

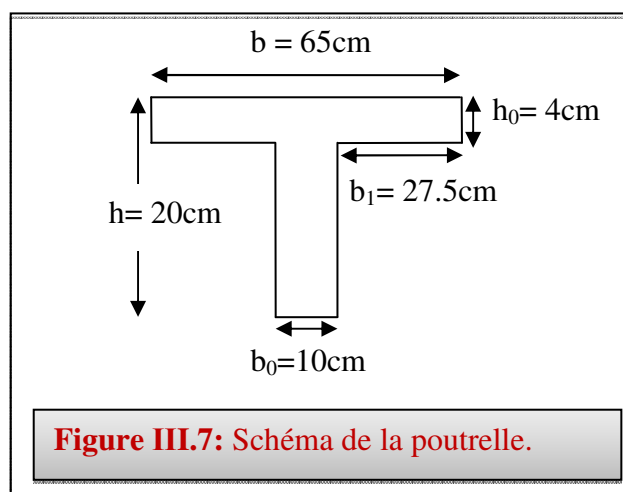


Figure III.7: Schéma de la poutrelle.

III.4.2 Evaluation des charges et surcharges

➤ A l'ELU : $(1.35G + 1.5Q) \times b$

➤ A l'ELS : $(G + Q) \times b$

Tableau III.2 : Evaluation des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)		Combinaison des charges	
				(KN/m ²)	(KN/m ²)
Terrasse inaccessible	7.21	1	0.65	7.30	5.34
Terrasse accessible	7.26	1.5	0.65	8.54	5.69
Étage courant	5.06	1.5	0.65	5.90	4.26
RDC	5.06	4	0.65	8.34	5.88

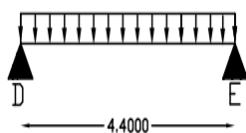
III.4.3 Calcul des poutrelles:

a) Type des poutrelles :

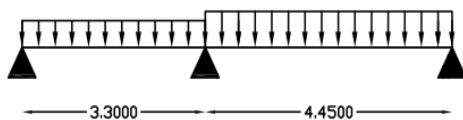
Notre ouvrage comporte 4 types de poutrelles :

Plancher de RDC :

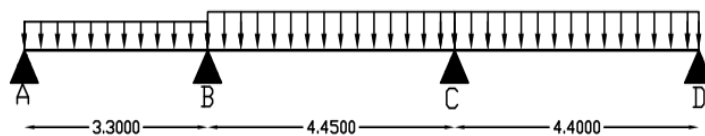
*Type 01:



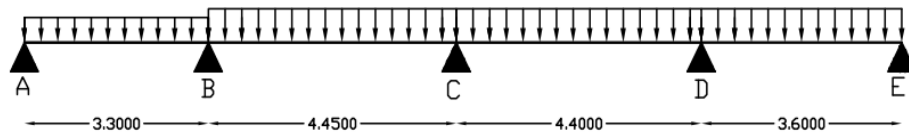
*Type02:



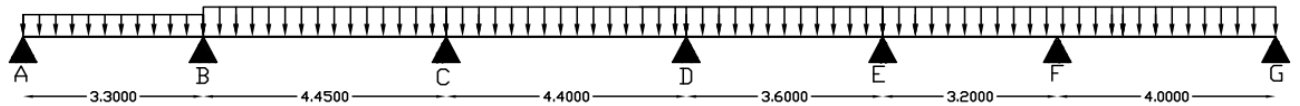
*Type03:



***Type04:**

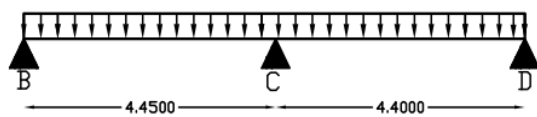


***Type05:**

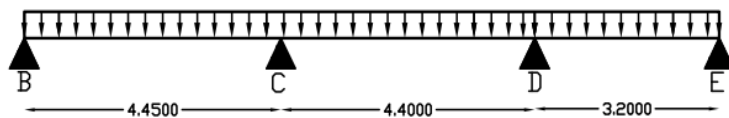


Plancher étage courant et terrasse inaccessible:

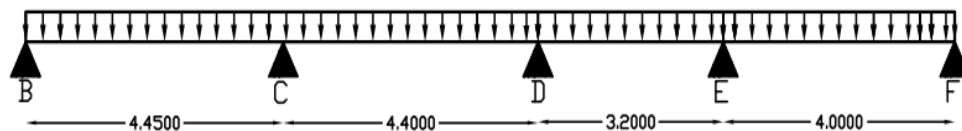
***Type 01:**



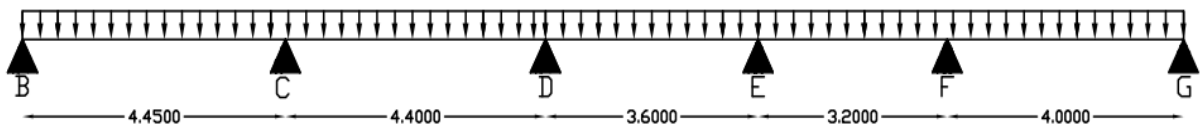
***Type 02:**



***Type 03:**



***Type 04:**



III.4.4 Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.4.4.1 Méthode forfaitaire:

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1- $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4- Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

- Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

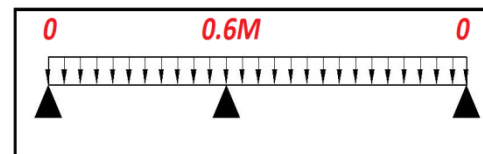
-Moment sur appuis :

- Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

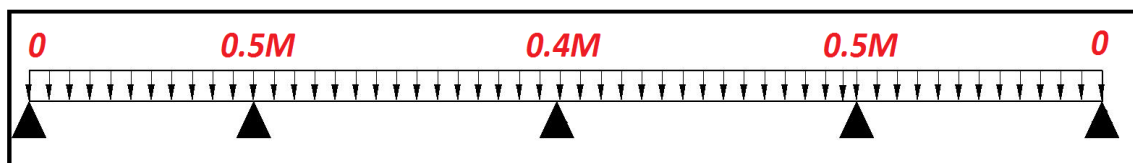
-Appuis intermédiaires :

- Poutres à deux travées :

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6 \times M_0)$



- Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de : $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.
 $(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

-Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

- Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$1) Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow (\text{C.V})$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,3}{4,45} = 0,74 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \Rightarrow (\text{C.N.V})$$

4) Fissuration peu nuisible.

\Rightarrow Donc la méthode forfaitaire non applicable dans ce cas.

III.4.4.2 Méthode de Caquot :

1/ Condition d'application:

La méthode de Caquot est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

✓ Principe de calcul de la méthode de Caquot :

- Pour les travées de rive sans porte à faux. $\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = l_e \end{cases}$

- Pour les travées intermédiaires. $\begin{cases} l'_w = 0.8l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$

- Moment en appuis.

$$\Rightarrow M_{A2} = -\frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

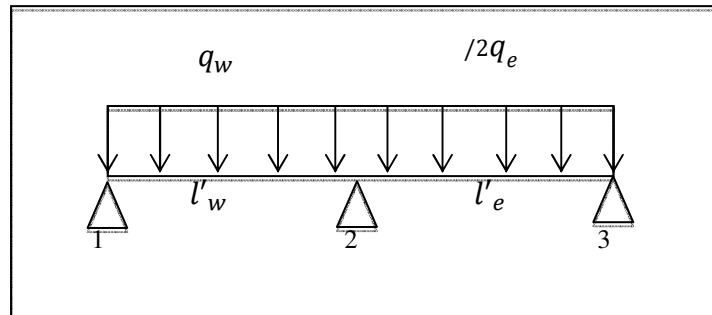


Figure III.8: Schéma statique de la poutrelle.

- Efforts tranchant sur travée. $\Rightarrow \begin{cases} V_e = V_w + q \times l \\ V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \end{cases}$

- Position où l'effort tranchant est nul. $\Rightarrow x_0 = -\frac{V_w}{q}$

- Moment en travée. $\Rightarrow M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$

Tableau III.3 : Récapitulation des résultats des différents types de

Niveau	Type des poutrelles	Moments en travée $M_t(KN.m)$		Moments en appuis $M_A(KN.m)$		Efforts tranchants	
		ELU	ELS	ELU	ELS		
terrasse inaccessible	01	10.64	7.78	-16.81	-12.3	-12.46	20.02
	02	11.67	8.53	-14.19	-10.38	-13.05	19.43
	03	11.67	8.53	-14.19	-10.38	-13.05	19.43
	04	11.67	8.53	-14.19	-10.38	-13.05	19.43
Etage courants	01	8.59	6.21	-13.59	-9.81	-10.07	16.07
	02	9.43	6.89	-11.47	-8.28	-10.54	15.70
	03	9.43	6.89	-11.47	-8.28	-10.54	15.70
	04	9.43	6.89	-11.47	-8.28	-10.54	15.70
Plancher RDC	01	20.18	14.23	0	0	-18.34	18.34
	02	13.47	9.59	-15.81	-10.96	-22.10	15.00
	03	12.95	9.13	-16.06	-11.32	-22.00	14.70
	04	8.64	6.19	-12.43	-8.77	-18.42	18.68
	05	8.64	6.19	-12.43	-8.77	-18.42	18.68

✓ Exemple de calcul: (poutrelle type 2, étage RDC)

✓ Calcul des moments en appuis :

$$M_{A(2)} = -\frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{(8.54 \times 3.3^3) + (8.34 \times 4.45^3)}{8.5 \times (3.3 + 4.45)} = -15.81 KN.m$$

Appuis	1	2	3
Moment M_A	0	-15.81	0

Tableau III.4 : moments aux appuis.

✓ Calcul Des efforts tranchants :

➤ Travée 01 :

$$V_w = \frac{0 - (-15.81)}{3.3} - \frac{8.54 \times 3.3}{2} = -9.3 \text{ KN.m}$$

$$V_e = -9.3 + 8.54 \times 3.3 = 18.88 \text{ KN.m}$$

$$x_0 = -\frac{(-9.3)}{8.54} = 1.09 \text{ cm}$$

➤ Travée 02 :

$$V_w = \frac{-15.81 + 0}{4.45} - \frac{8.34 \times 4.45}{2} = -22.10 \text{ KN.m}$$

$$V_e = -22.10 + 8.34 \times 4.45 = 15.00 \text{ KN.m}$$

$$x_0 = -\frac{(-22.10)}{8.34} = 2.65 \text{ cm}$$

✓ Calcul moment en travée :

➤ Travée 01 :

$$M_t = 0 + 9.3 \times 1.09 - \frac{8.54 \times 1.09^2}{2} = 5.06 \text{ KN.m}$$

➤ Travée 02 :

$$M_t = -15.81 + 22.10 \times 2.65 - \frac{8.34 \times 2.65^2}{2} = 13.47 \text{ KN.m}$$

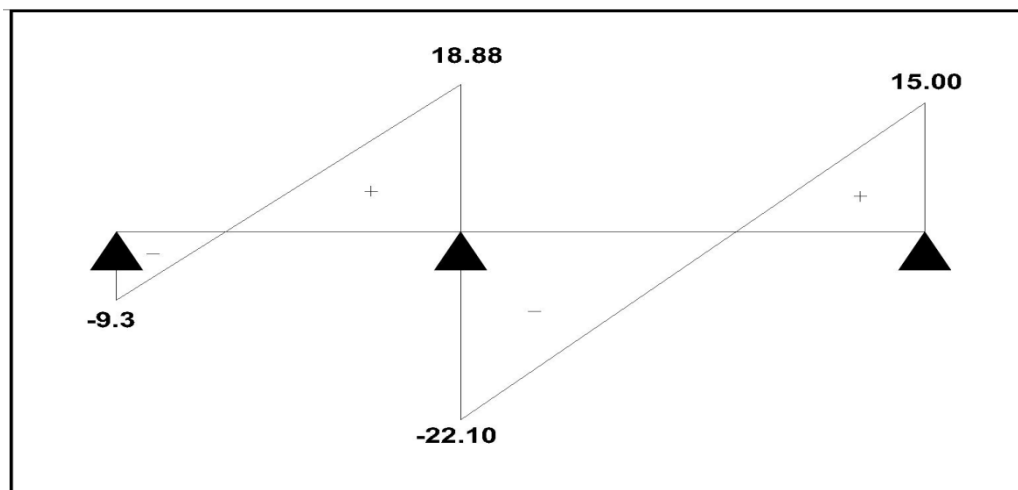


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants "Poutrelle RDC.

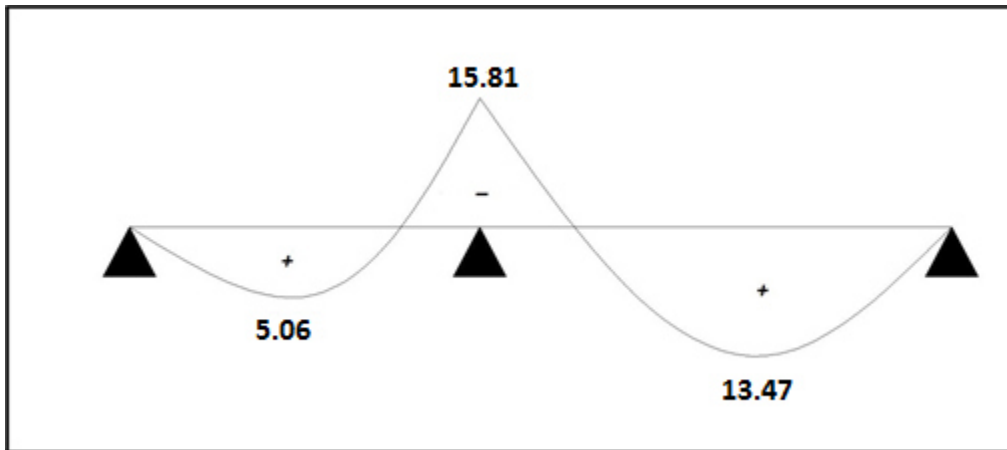


Figure III.10: Diagramme des moments "Poutrelle RDC.

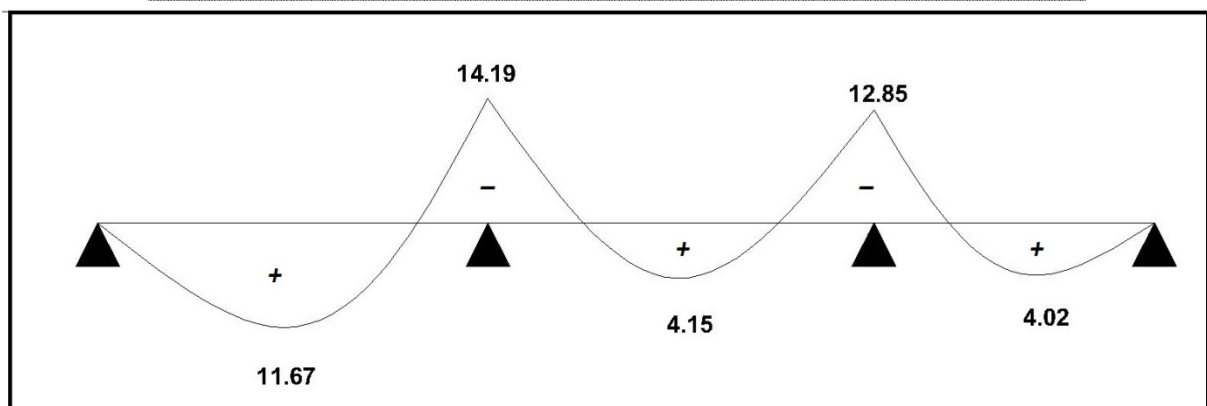


Figure III.11: Diagramme des moments "Poutrelle terrasse inaccessible.

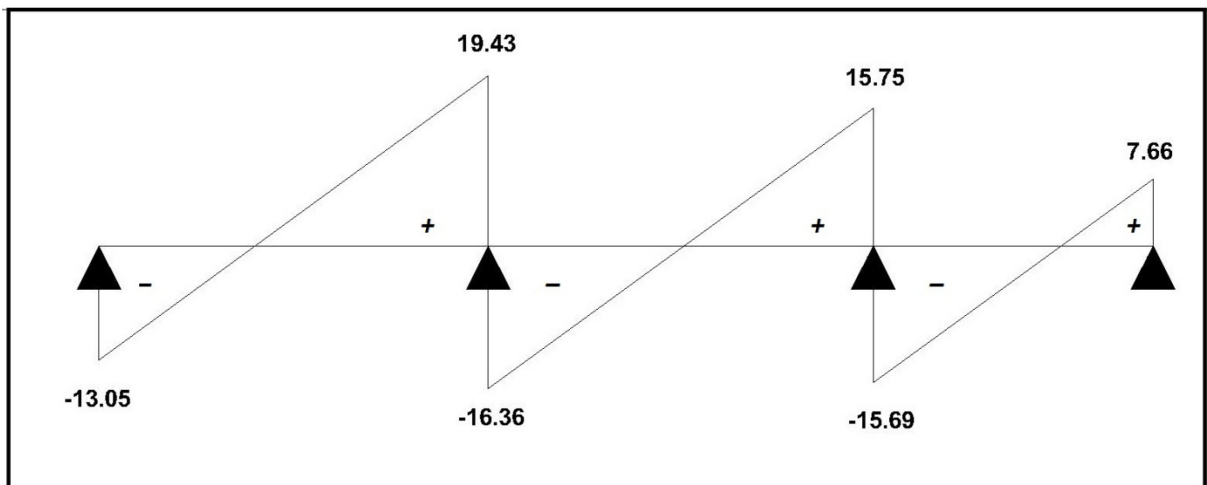


Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants "Poutrelle terrasse

Remarque :

1/ Nous allons adopter le même ferrailage pour les poutrelles dans l'étage courant et planche terrasse.

2/ le calcul se fera par les sollicitations les plus défavorables (M_{max} ; V_{max}) à l'ELU.

III.4.5 Calcul des armatures longitudinales (Niveau étage courant et terrasse):

Le calcul ce fait avec les moments Max en travée et sur appuis

➤ **En travée :**

a. A L'ELU :

Le moment maximal en travée : $M_{t \max} = 11.67 \text{ KN.m}$

✓ **Le moment équilibré par la table de compression :**

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

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tab} > M_{\max}^t \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (65 × 20)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{11.67 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039 \langle \mu_t = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A_s' = 0 \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0497 \Rightarrow \beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,801$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{11670}{0,801 \times 18 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2$$

b. A L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

Position de l'axe neutre Y :

$$\Rightarrow \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 6.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 10013.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.53 \times 10^6}{10013.51 \times 10^4} \times 61.9 = 5.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Vérification des contraintes de traction dans l'acier :**

Dans l'acier on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{8.53 \times 10^6}{10013.51 \times 10^4} \times (18 - 6.19) \times 10 = 150.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.91 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 2.33 \text{ cm}^2$$

Choix: 3HA12 = 3.39 cm².

➤ **En appuis :**

a. A L'ELU :

Le moment maximal en appui : $M_{a \max} = 16.81 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{16.81 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.365 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,6$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,76$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{16810}{0,76 \times 18 \times 348} = 3.53 \text{ cm}^2$$

b. A L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

Position de l'axe neutre Y :

$$\Rightarrow \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 9.39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 21863.91 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.81 \times 10^6}{21863.91 \times 10^4} \times 93.9 = 7.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Vérification des contraintes de traction dans l'acier :**

Dans l'acier en doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma}_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y) = 15 \frac{12.3 \times 10^6}{21863.91 \times 10^4} \times (18 - 9.39) \times 10 = 72.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 72.65 \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 1\text{T}16 + 1\text{HA}14 = 3.55 \text{ cm}^2$$

❖ **Tableau récapitulatif des ferrailages :**

Tableau III.5: Choix des ferrailages

Niv	$M_t (max)$ (KN.m)	$M_a (max)$ (KN.m)	section calculées (cm ²)		Section adoptées (cm ²)		Choix	
			Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
RDC	20.18	16.06	3.33	3.31	4.62	3.55	3T14	1T14 + 1T16
Etage C.	11.67	16.81	2.33	3.53	3.39	3.55	3T12	1T16 + 1T14

✓ **Vérification l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = 0.951 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.951 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.6 : vérification de l'effort tranchant.

Niveau	$V_{u\max}$ (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_{u\lim}$ (Mpa)	Observation
RDC	22.10	1.228	3.33	C.V
Etage courant	20.02	1.112	3.33	C.V

III.4.6 Ancrage des barres longitudinales :

✓ **Ancrages rectilignes: (Art A.5.1, 22 /BAEL99):**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \text{ On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec:

$$V_{u\max} = 22.10 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 3.14 \times 3 \times 12 = 113.09 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.10 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.09} = 1.206 \text{ Mpa} \leq 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau III.7 : Contrainte d'adhérence aux appuis

Niveau	ϕ_t (cm)	V_{umax} (KN)	τ_{se} (Mpa)	τ_s (Mpa)	Observation
RDC	1.4	22.10	1.034	3.15	C.V
Etage courant	1.2	20.02	1.09	3.15	C.V

III.4.7 Calcul les armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec : h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 0.571 \text{ cm} \\ b_0/10 = 1 \text{ cm} \\ \phi_t = 1.2 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix: **1T8** $\rightarrow 0.5 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = (0.9 \times 18; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau III.8: Armatures transversales.

Niveau	ϕ_t (cm)	S_t (cm)
RDC	0.8	15
Etage courant	0.8	15

III.4.8 Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\ service}}{M_{a\ service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\ service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\ service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé en (MPa).

✓ Vérification des conditions :

$$a) \frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$b) \frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0,045 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{8,53}{12,3} = 0,069 \rightarrow C.N.V$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,018 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V$$

Tableau III.9 : Vérification des conditions. de la flèche.

Niveau	Conditions		
	A	b	c
RDC	C.N.V.	C.N.V	C.N.V

Etage courant	C.N.V	C.N.V	C.N.V
----------------------	-------	-------	-------

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{si} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{si} = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{si} = 15 \frac{M_{si}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{spi} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

- f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes
- f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes
- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
 - f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes avant la mise en place de cloisons
- ✓ N.B : pour $\mu \neq 0$, on peut prendre $f_{ji} = 0(\text{BAEL})f_{pi}$

▪ **Le moment d'inertie fissurée :**

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

Avec:

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec:

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Tableau III.10: Valeurs des coefficients

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ_g	μ_{pi}	I_{fgv}	I_{fgi}	I_{fpi}
-------	--------	-------------	-------------	---------	------------	-----------	-----------	-----------

46587.73	0.018	2.37	0.95	0.737	0.736	30142.34	18529.64	18673.66
----------	-------	------	------	-------	-------	----------	----------	----------

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{11.6 \times 10^6 \times (4.45 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.86 \times 30142.34 \times 10^4} = 7.04 \text{ mm} \\ f_{gi} &= \frac{11.6 \times 10^6 \times (4.45 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 18529.64 \times 10^4} = 3.85 \text{ mm} \\ f_{pi} &= \frac{13.2 \times 10^6 \times (4.45 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 18673.66 \times 10^4} = 4.34 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

Donc : $\Delta f = 7.04 - 3.85 + 4.34 = 7.53 \text{ mm}$

$$\Delta f = 7.53 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 8.9 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau III.11 : Vérification de la flèche

Niveau	f_{gv}	f_{gi}	f_{pi}	Δf	\bar{f}	Obs
RDC	4.22	2.13	4.19	6.28	8.9	C.V
Etage courant	7.04	3.85	4.34	7.53	8.9	C.V

III.4.9 Ferrailages de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si:

$$* 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$* L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$ 'quadrillage de T.S.TIE 520.

On a : $L_1 = 65 \text{ cm}$

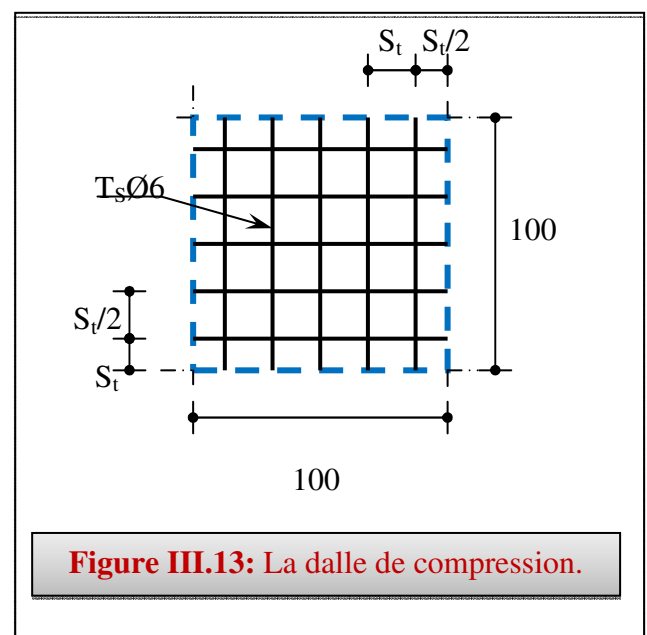


Figure III.13: La dalle de compression.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots 5\text{T6} \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• Armature de répartition :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 5\text{T6} \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont La dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

❖ Schémas de ferrailage (étage courant (terrasse) et RDC).

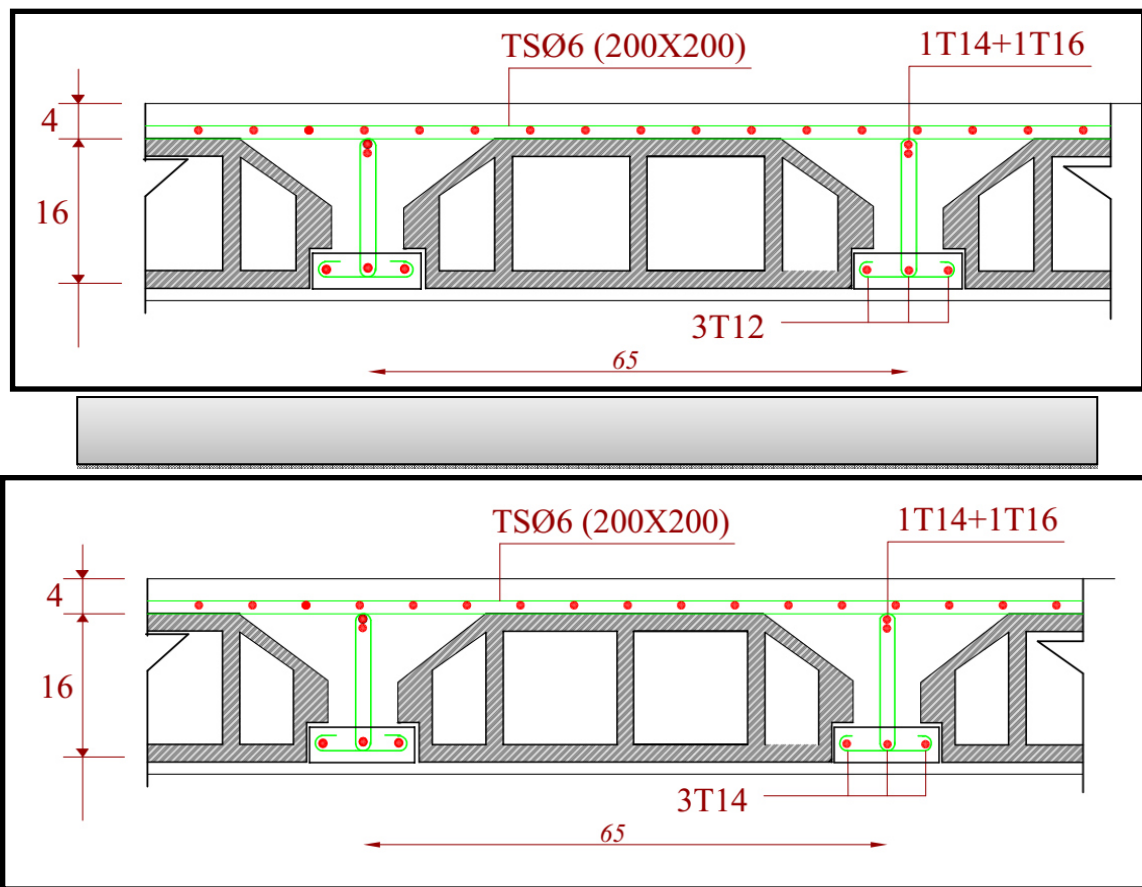


Figure III.15: schéma de ferrailage de plancher RDC.

III.5 Étude de l'ascenseur :

III.5.1 Définition :

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

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

✓ **Les Caractéristique:**

- $V=1\text{m/s}$ → Vitesse de levage.
- $P_m=51\text{KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m=15\text{KN}$: Charge due au poids propre de la l'ascenseur.
- $F_c=145\text{KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 37.36 m.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P=15+51+6.3=72.3\text{KN.}$$

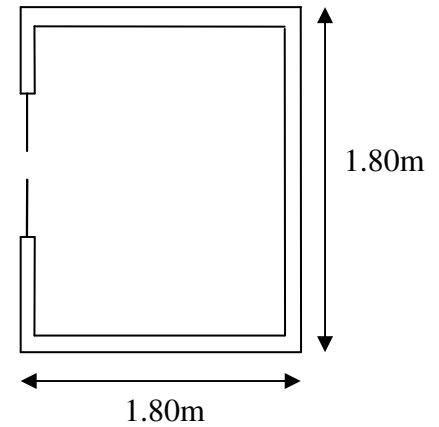


Figure III. 16: Cage de l'ascenseur

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

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

III.5.2 Calcul de premier type de dalle :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0=20\text{cm}$.

On a $P=72.3\text{KN}$.

$h_1=2\text{cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x=1.80$

b_0 et V dimensions // $l_y=1.80$

U et V les côtés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle.

Avec : $U=a_0+h_0+2\xi h_1$

$V=b_0+h_0+2\xi h_1$

et : $\xi=1$ (revêtement en béton) $v=1\text{m/s}$ ($a_0=b_0=100\text{cm}$)

$$U=100+20+2\times 2=124\text{cm.}$$

$$V=100+20+2\times 2=124\text{cm.}$$

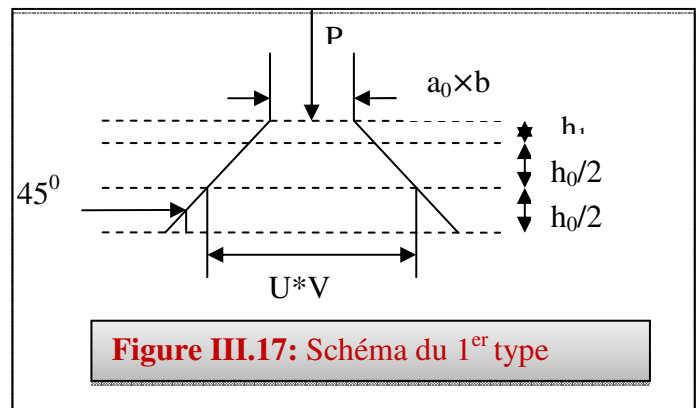


Figure III.17: Schéma du 1^{er} type

III.5.2.1 Calcul à l'ELU :

1) **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : ν : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y}.$$

$$\text{On } \rho = \frac{160}{160} = 1 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{V}{l_y} = \frac{124}{160} = 0,775$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

$$M_1 = M_2 = 0.056$$

$$Pu = 1,35 \times 72.3 = 97.6 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 97.6 \times 0.056 = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97.6 \times 0.056 = 5.47 \text{ KN.m}$$

2) **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:**

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

μ_x Et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0368 \quad , \quad \mu_y = 1$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 q$$

$$G = 25 (0.2 + 0.02) = 5.5 \text{ kN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 8.93 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 8.93 \times (1.6)^2 = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0,84 = 0.84 \text{ KN.m}$$

3) **Superposition des moments:**

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = M_y = 6.31 \text{ KN.m}$$

N.B: pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,31 = M_x^t = 5,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 6,57 = 3,16 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X-X :**

$$M_{tx} = 5,36 \text{ KN.m} \quad , \quad d_x = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \quad ,$$

$$z = 0,179, \quad A_{tx} = 0,86 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$M_{ty} = 5,86 \text{ KN.m} \quad , \quad A'_y = 2,01 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T8 = 2.01 cm²

➤ **En appui :**

$$M_a = 3,16, A_a = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$h_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\rho = 1 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad , \text{HA } f_e \text{ E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 1}{2} \right) \times 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 1 \times 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6$$

$$A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6$$

5) Vérification au poinçonnement:

$$\text{On doit vérifier : } P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (2 \times 124) = 496 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 4,96 \times 0,2 \times 25 / 1,5 = 744 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 72,3 = 97,6 \text{ KN} < 744 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié.}$$

✓ **les espacements :**

On doit vérifier:

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33cm) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 45cm) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

6) Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_U}{U_C \times d} \quad , \quad \tau = \frac{72,3 \cdot 10^3}{4960 \times 0,9 \times 100} = 0,162 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

III.5.2.2 Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$M_{x1} = 72,3 (0,056 + 0,2 \times 0,056) = 4,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 72,3 (0,056 + 0,2 \times 0,056) = 13,45 \text{ kN.m}$$

- **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.**

$$\text{On a: } q_s = q + G = 1 + 5,5 = 6,5 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 1 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0368 \quad , \quad \mu_y = 1$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,5 \times (1,6)^2 = 0,612 \text{ kN.m}, \quad M_{y2} = 1 \times 0,612 = 0,612 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Les moments en travées et en appuis:**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 (0,612 + 4,86) = 4,65 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,5 \times M_x = 2,33 \text{ kn.m}$$

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible \rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

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

- ✓ **Sens x-x=Sens y-y:**

-En travée:

$$M_{tx} = 4,65 \text{ kN.m}$$

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

$$\Rightarrow y = 2.24 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4323.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.65 \times 10^{-3}}{4323.85 \times 10^{-8}} \times 2.24 \times 10^{-2} = 2.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-En appui:

$$M_a = 2, 33 \text{ kN.m} \quad , \quad y = 1, 35 \text{ kN.m} \quad , \quad I = 1620.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Etat limite de déformation:**

$$1) \quad \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$3) \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5.3 Calcul de deuxième type de dalle :

On a $P = F_C = 145 \text{ KN}$.

Même procédure que la précédente on a :

$$P_u = 1,35 \times 145 = M_{y1} = 195.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 195.75 \times (0, 056) = 10.96 \text{ KN.m}, M_{y2} = M_{x2} = 0.84 \text{ KN.m} ,$$

$$M_x = 11.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 5.9 \text{ KN.m}$$

III.5.4 Ferrailage:

On remarque que les sollicitations sont moins défavorables que celles trouvées dans le premier type de dalle donc on opte le même ferrailage.

Schéma de ferrillage:

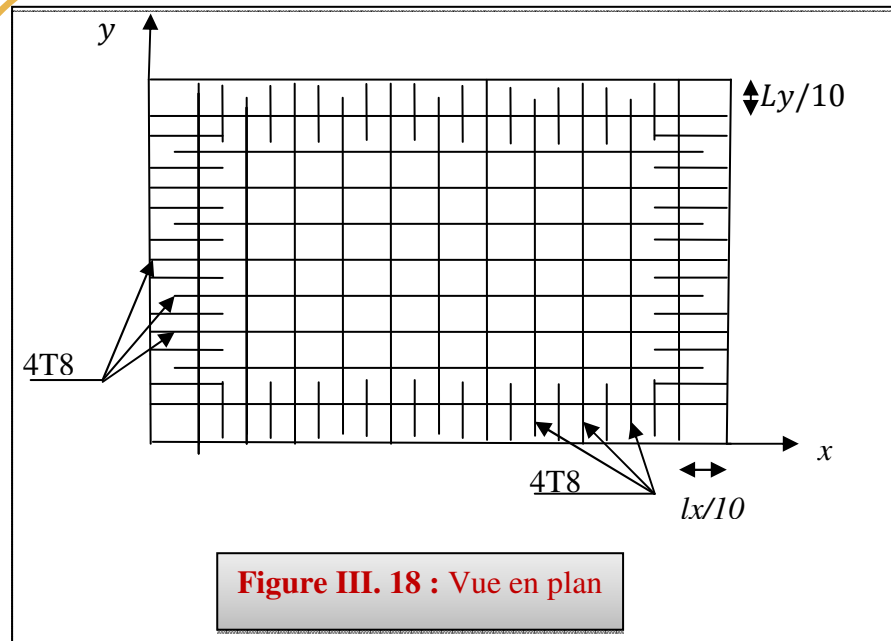


Figure III. 18 : Vue en plan

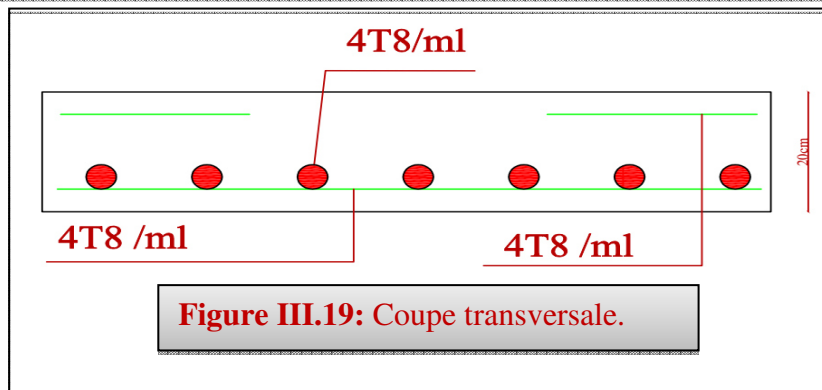


Figure III.19: Coupe transversale.

III.6 Etude des escaliers :

III.6.1 Définition :

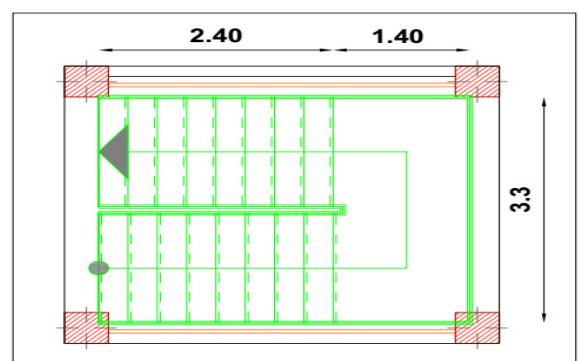
Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a cinq types d'escaliers en béton armé.

III.6.2 étage courants : e=20cm

$$G_{paillasse} = 8.93 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{palier} = 6.46 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$



À l'ELU: $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

Tableau III.12: Évaluation des charges

Eléments	P_u (KN/ m ²)	P_s (KN/ m ²)
Paillasse	15.81	11.43
Palier	12.47	8.96

$$\sum M_A = 0$$

$$R_A + R_B = 12.47 \times 1.4 + 15.81 \times 2.4 = 55.40 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$3.8 R_B - 15.81 \left(\frac{2.4}{2} \right) \times 2.4 - 12.47 \times (3.1) \times 1.4 = 0$$

$$R_B = 26.22 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$(R_A \times 3.8) - \left(\frac{-12.47 \times 1.4^2}{2} \right) - (15.81 \times 2.4 \times 2.6)$$

$$R_A = 29.18 \text{ KN}$$

- $0 \leq x \leq 2.4$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $2.4 \leq x \leq 3.8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 2.4 q_2 - q_1 (x - 2.4) \\ M(x) = R_A x - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 2.4)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

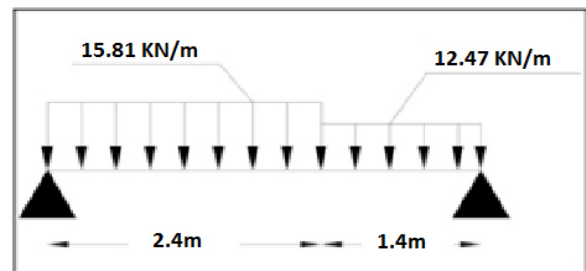
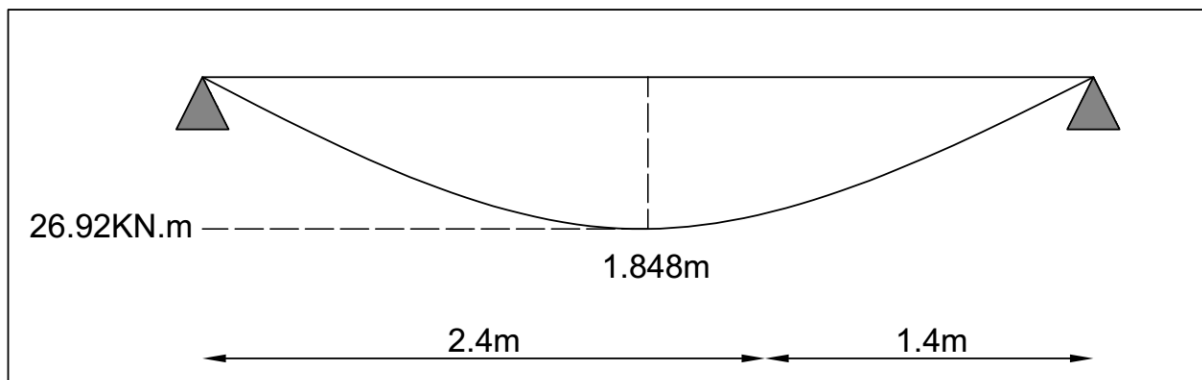
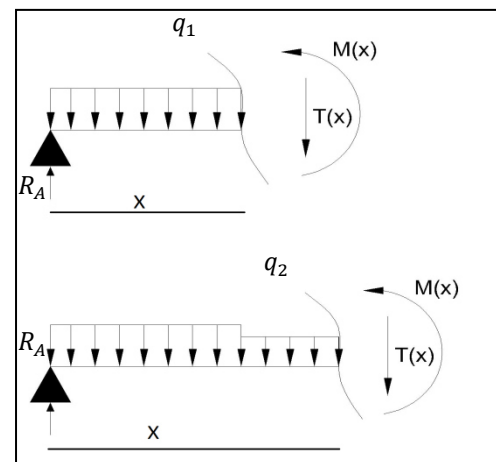


Schéma statique des escaliers



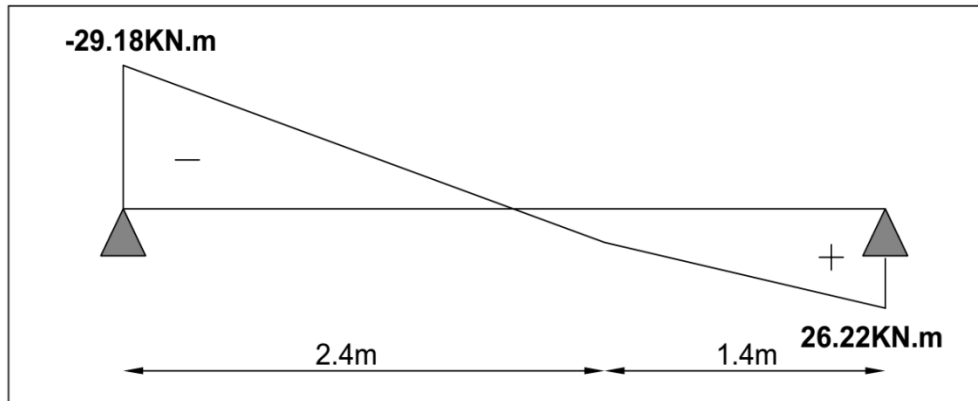


Figure III.20: Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELU).

Tableau III.13 : Effort tranchant et moment fléchissant(ELU).

x (m)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	0				
1.848	26.92	29.19	26.92	-8.075	22.88
3.8	0				

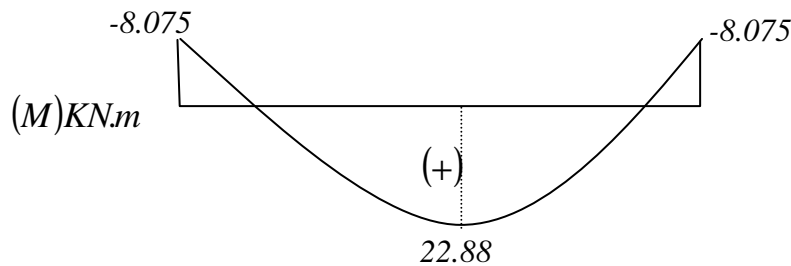


Figure III.21: Diagramme des moments retenus(ELU).

A l'ELS : $q = G + Q$

$$\sum F/A = 0$$

$$R_a + R_b = 11.43 * 2.4 + 8.96 * 1.4 = 39.98 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$3.8R_b - 11.43 * (2.4^2/2) * -8.96 * (3.1) * 1.4 = 0$$

$$R_b = 18.90 \text{ KN}$$

$$R_a = 40.94 - R_b = 21.08 \text{ KN}$$

- $0 \leq x \leq 2.4$

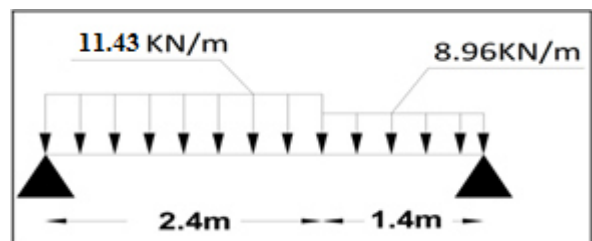


Figure III.22: Schéma statique des escaliers

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

• $2.4 \leq x \leq 3,8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 2.4q_2 - q_1(x - 2.4) \\ M(x) = R_A x - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 2.4)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

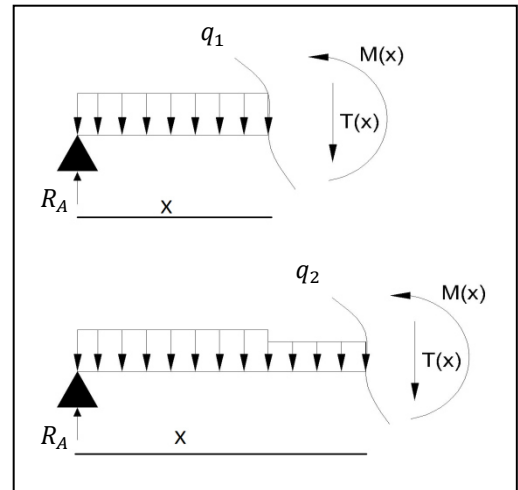


Tableau III.14 : Effort tranchant et moment fléchissant(ELS).

x (m)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	0				
1.848	26.92	21.08	19.44	-5.83	16.52
3.8	0				

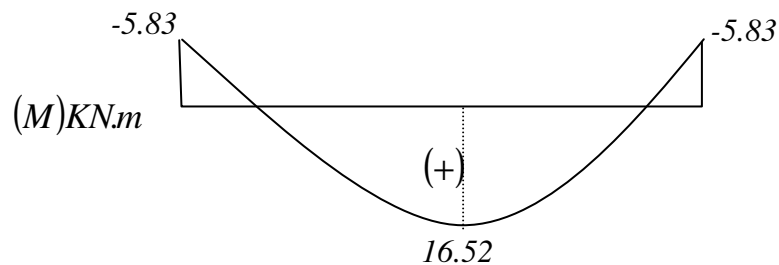


Figure III.23: Diagramme des moments retenus(ELS).

III.6.2.1 Ferrailage:

III.6.2.1.1 Calcul du ferrailage à L'ELU :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple :

$b_0=100\text{cm}$, $d=18$, $\gamma_s=1.15$, $\gamma_b=1.5$, $h=20\text{cm}$ FeE400Mpa, $f_{cd} =348\text{Mpa}$, $f_{bu}=14.2\text{Mpa}$.
 $f_{t28} =2.1\text{Mpa}$.

✓ **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.075 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018$$

$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

1/ Armatures longitudinales:

$$A_s = \frac{M_A}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.178$$

Donc :

$$A_s = \frac{8.075 \times 10^6}{178 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10$$

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$$

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

• **Vérification de la disposition des armatures :**

1/ Armature longitudinale:

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

2/ Armatures de répartition :

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.050$$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

1/ Armature longitudinales:

$$A_s = \frac{M_A}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$Z_B = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.175$$

Donc :

$$A_s = \frac{22.88 \times 10^6}{174 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.75\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.17\text{cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal}; A_{\min}) = 3.75\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 5.65\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10$$

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \Rightarrow St = 33 \text{ cm}$$

A. Vérification de disposition d'armatures :

✓ **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = (60; 45\text{cm}) = 45\text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

B. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = 0.162\text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc: } \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{C.V}$$

A. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \Rightarrow (\Psi_s: \text{Coefficient de scellement}) \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \end{array} \right.$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset \Rightarrow \sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.19 \times 10^3}{0.9 (180)(188.4)} = 0.96\text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \Rightarrow \text{C.V}$$

III.6.2.1.2 Vérifications à l'ELS:

a) Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n (A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec :

Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right]$$

✓ **En appui :**

Avec :

$$Y = 15 \frac{3.93}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{18 \times 100}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right) \Rightarrow Y = 4.05 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{100}{3} (4.05)^3 + 15 (3.93 (18 - 4.05)^2) \Rightarrow I = 13686.16 \text{ cm}^4$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé: $\sigma_{bc} = K \cdot Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{5.83 \times 10^6}{13686.16 \times 10^4} = 0.043 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$1.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **En travée :**

✓ Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{100}{3} (4.74)^3 + (15 \cdot 5.65 (18 - 4.74)^2) \Rightarrow I = 18451.27 \text{ cm}^4$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

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

$$K = \frac{16.52 \times 10^6}{18451.27 \times 10^4} = 0.09 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.09 \times 4.74 \times 10 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$4.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau III.15 : Vérification de la contrainte du béton.

		A_s (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	K			$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Sur appui	5.83	3.93	13686.16	4.05	0.043	1.73	15	C.V
En travée	16.52	5.65	18451.27	4.74	0.09	4.7	15	C.V

III.6.2.1.3 Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad ; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **En appui:**

$$\sigma_s = 15 \frac{5.83 \times 10^6}{13686.16 \times 10^4} \times (18 - 4.05) \times 10 = 89.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 89.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ **En travée:**

$$\sigma_s = 15 \frac{16.52 \times 10^6}{18451.27 \times 10^4} \times (18 - 4.74) \times 10 = 177.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 177.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III.6.2.1.4 Vérification de la flèche :

On peut dire que, si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La longueur de la paille (2.4 m)

h : hauteur de la section (20cm)

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment de référence.

A : section d'acier tendu en travée.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.20}{2.4} = 0.053 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C. N.V}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.083 > \frac{1}{10} \times \frac{22.88}{26.92} = 0.085 \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

❖ **Calcul de la flèche :**

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons

❖ **Evaluation des moments en travée :**

$$J = 7.47KN/m^2 \quad ; \quad G = 8.93KN/m^2 \quad ; \quad P = 11.43KN/m^2$$

-Les flèches instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.

-La flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ;$$

- les flèches instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes,

-la flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

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

Avec:

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c'' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Avec : I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$M_s = 17.96 \text{ KN.m}$$

E_v : Module de déformation différée = 10818,87MPa.

E_i : Module de déformation instantanée = 32164,2MPa.

$$I_0 = b \times \frac{h^3}{12} + n A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = 100 \times \frac{20^3}{12} + 15 \times 5.65 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2$$

$$I_0 = 72090.6 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \delta} = 6,77; \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 2,7$$

-Calcul des contraintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6,43}{18451,27} (18 - 4,74) \Rightarrow \sigma_{sg} = 69,31 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5,38}{18451,27} (18 - 4,74) \Rightarrow \sigma_{sj} = 58 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,23}{18451,27} (18 - 4,74) \Rightarrow \sigma_{sp} = 88,72 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

-Calcul des paramètres (μ):

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 69,31 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 1,25 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 58 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 1,31 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 88,72 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 1,16 \end{array} \right.$$

-Calcul de l'inertie fissurée:

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + 0,4 \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 72090,6}{1 + 0,4 \times 6,77 \times 1,25} \Rightarrow I_{fv}^g = 18063,70 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 72090,6}{1 + 6,77 \times 1,25} \Rightarrow I_{fi}^g = 8382,63 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 72090,6}{1 + 6,77 \times 1,31} \Rightarrow I_{fi}^i = 8042,56 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 72090,6}{1 + 6,77 \times 1,16} \Rightarrow I_{fi}^p = 8960,41 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

-Calcul des flèches:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{6,43 \times 240^2 \times 10^3}{10 \times 10818,86 \times 18063,70} \Rightarrow f_{gv} = 0,18 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{6,43 \times 240^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 8382,63} \Rightarrow f_{gi} = 0,14 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5,38 \times 240^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 8042,56} \Rightarrow f_{ji} = 0,12 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{8,23 \times 240^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 8960,41} \Rightarrow f_{pi} = 0,16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$\Delta f_t = 0.18 - 0.12 + 0.16 - 0.14 = 0.08 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.08 \text{ cm} < \bar{f} = 0.48 \text{ cm} \Rightarrow \text{ CV}$$

III.6.2.2 Étude de la poutre palière :

III.6.2.2.1 Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} & \text{on prend : } h_t = 30 \text{ cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 & \text{on prend : } b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

III.6.2.2.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Suivant R.P.A : $\min(h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.6.2.2.3 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre :

- (ELU): $R_B = 26.63 \text{ KN/m}$.
- (ELS): $R_B = 19.20 \text{ KN/m}$.
- $G_{palier} = 6.46 \text{ KN/m}$
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

Maçonnerie: $2.4 \times (3.06 - 0.30) / 2 = 3.31 \text{ KN/m}$

On a:

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 \times (1.87 + 3.31) + 1.5 \times 2.5 + 33.05 = 37.37 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = 1.87 + 3.31 + 2.5 + 19.20 = 26.88 \text{ KN/m}$$

III.6.2.2.4 Calcul des sollicitations :

- A l'ELU

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 50.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 43.24 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 15.26 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{37.37 \times 3.3}{2} = 61.66 \text{ KN}$$

• **A l'ELS :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 36.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 31.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 10.98 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26.88 \times 3.3}{2} = 44.35 \text{ KN}$$

III.6.2.2.5 Calcul du ferrailage:

✓ **En travée:**

• **L'ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{43.24 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.17 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc ($A' = 0$).

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.24$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{43.24 \times 10^6}{240 \times 348} = 5.17 \text{ cm}^2 \text{ On adopte: } A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{15.26 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc ($A' = 0$).

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.26$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{15.26 \times 10^6}{260 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2 \text{ On adopte: } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

✓ **En travée:**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{5.65}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{27 \times 25}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 10.55\text{cm} \Rightarrow y = 10.55\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$I = \frac{25(10.55)^3}{3} + 15 \times 5.63(27 - 10.55)^2 = 32718.91\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{31.10 \times 10^6}{32637.71 \times 10^4} \times 105.4 = 10.05\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.05\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

✓ **En appui:**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{3.39}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{27 \times 25}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right] = 8.64\text{cm} \Rightarrow y = 6.90\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$I = \frac{25 \times (8.64)^3}{3} + 15 \times 3.39(27 - 8.64)^2 = 22512.38\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.26 \times 10^6}{22512.38 \times 10^4} \times 86.4 = 5.86\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \quad 5\text{HA}12$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

A. Vérification de disposition d'armatures :

✓ **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ **Choix d'armatures :**

➤ **Armatures longitudinal :**

- **En travée :** Choix: 5T12 = 5.65 cm²

- **En appuis :** Choix: 3T12 = 3.39 cm²

❖ **Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 61.66 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$\text{Pour l'appui de rive: } A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \geq 2.07 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :** (Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec:

$$T_{u \max} = 61.66 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61.66 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 188.4} = 1.35 \text{ Mpa} \leq 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.2.2.6 Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}} \quad \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a \text{ service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

❖ **Vérification des conditions :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{25 \times 27} = 0.008 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,09 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{43.23}{50.86} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Schema de ferrailage:

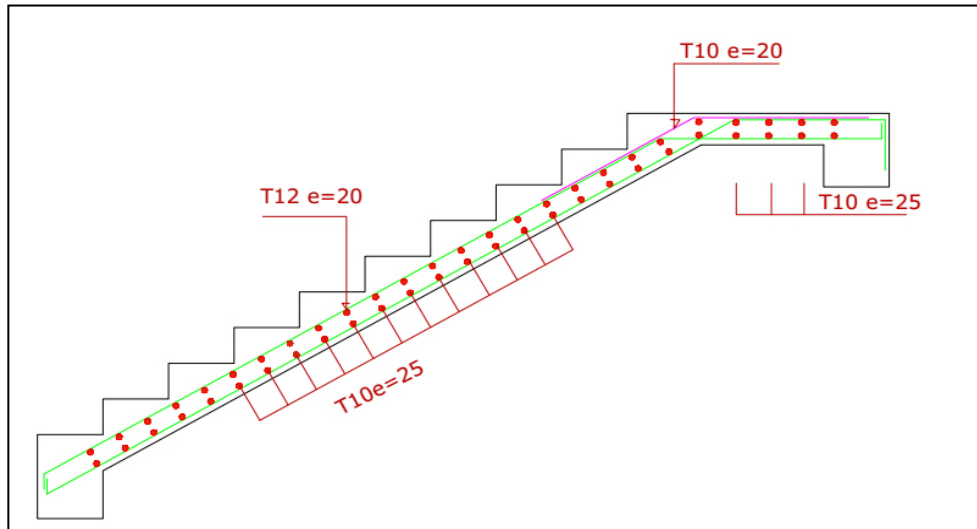


Figure III.24: Schéma de ferrailage L'escalier de l'étage courante.

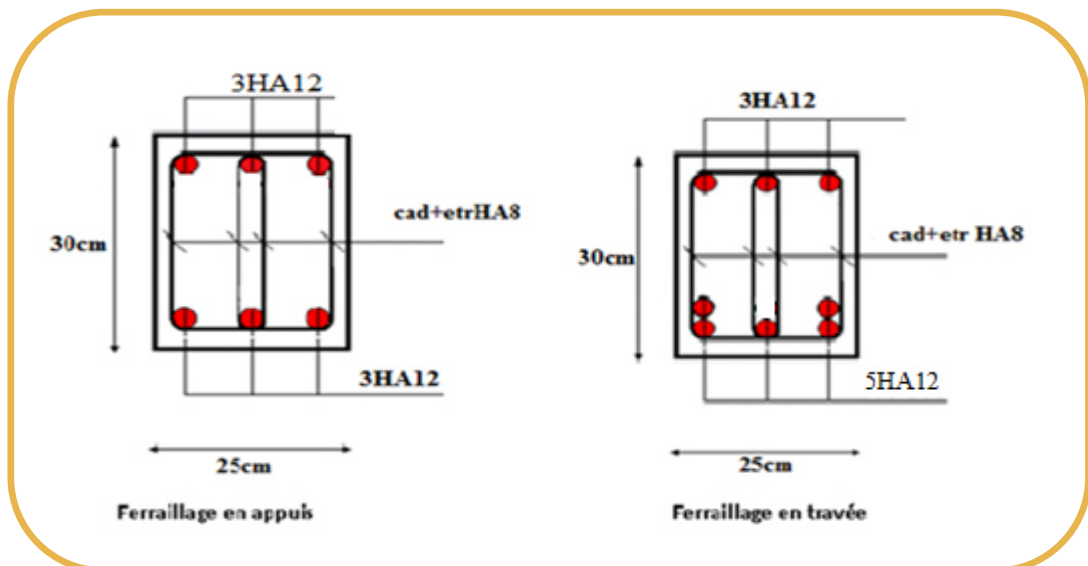


Figure III.25: Schéma de ferrailage la poutre palière.

III.6.3RDC :

III.6.3.1 Décente de charge :

Paillasse :

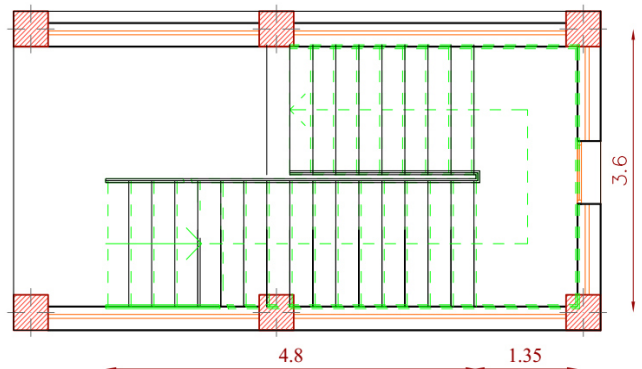
Charge permanente $G=8.93 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison d'action :

ELU: $q_{uvol}=(1.35G_1+1.5Q_1)\times 1\text{m} = 15.80\text{KN/ml}$.

ELS: $q_{svol}=(G+Q)\times 1 \text{ m} = 11.43 \text{ KN/ml}$.



Palier de repos:

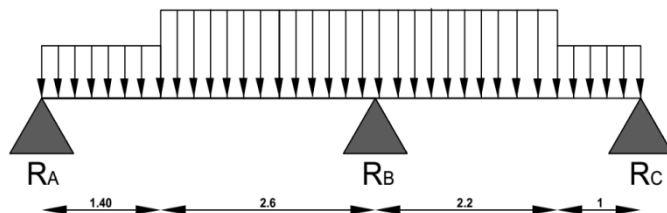
- Charge permanente : $G=6,46 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

ELU: $q_{upat} = (1.35 G_2 + 1.5 Q_2) \times 1\text{m} = 12,47 \text{ KN/ml}$.

ELS: $q_{spat} = (G+Q) \times 1\text{m} = 8.96 \text{ KN/ml}$.

➤ 1^{er} volée :

❖ Schéma statique :



III.6.3.2 Calcul les sollicitations :

Les sollicitations déterminées à l'aide de logiciel RDM6

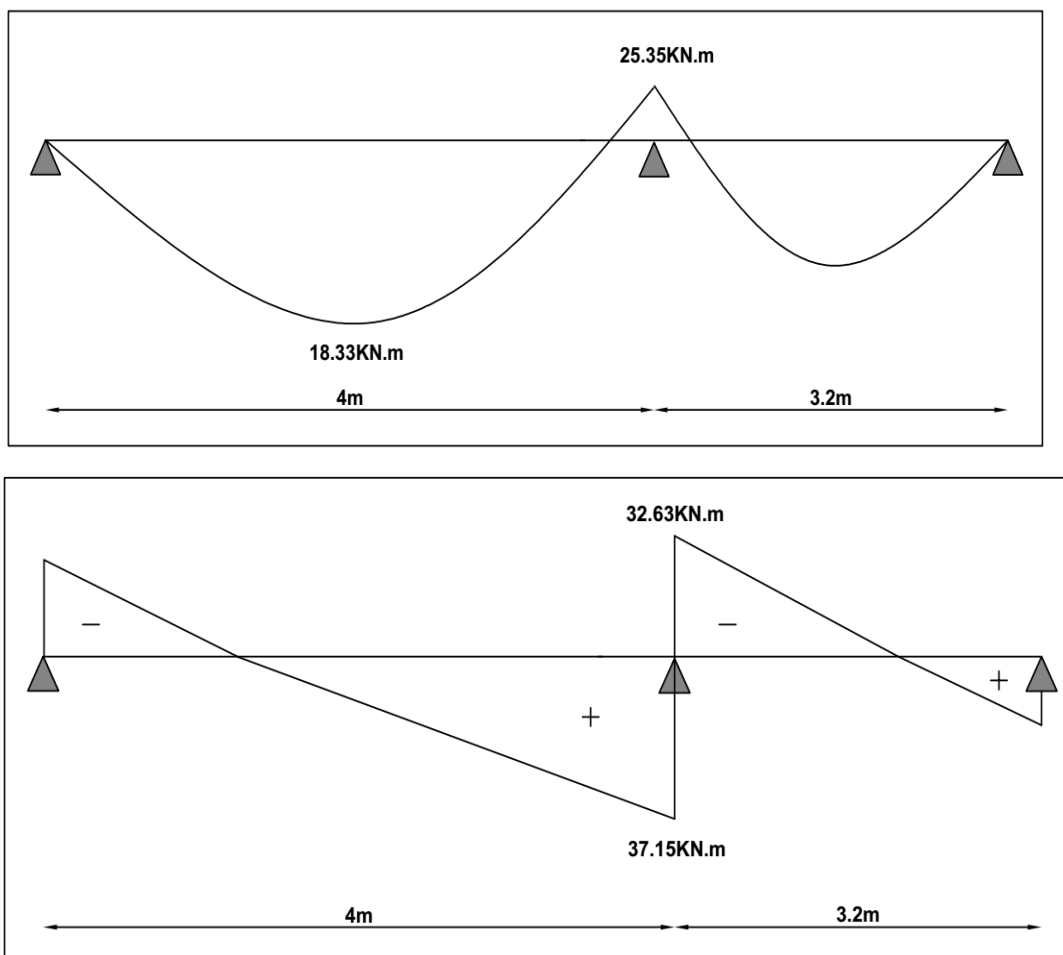


Figure III.26: Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELU).

- les moments majorés :

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{umax}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{umax}$

Tableau III.16 : Effort tranchant et moment fléchissant(ELS).

Etats limites	ELU	ELS
$M_{max}(KN.m)$	25.35	18.33
Aux appuis (KN.m)	7.605	5.50
En travée (KN.m)	21.55	15.58
$T_{max}(KN.m)$	37.15	26.86
R_A (KN)	21.44	15.47
R_B (KN)	69.78	50.45
R_C (KN)	14.45	10.42

III.6.3.3 Ferrailage :

III.6.3.3.1 Calcul du ferrailage à L'ELU :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple :

$b_0=100\text{cm}$, $d=18$, $\gamma_s=1.15$, $\gamma_b=1,5$, $h=20\text{cm}$ FeE400Mpa, $F_{ed} = 348\text{Mpa}$.

✓ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.065 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.015$$

$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

1/ Armatures longitudinales:

$$A_s = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.019$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.99$$

Donc : $A_s = \frac{7.065 \times 10^4}{0.99 \times 180 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.14 \text{cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 5HA10

Avec un espacement : $\Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 4HA10

Avec un espacement : $\Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

• **Vérification de la disposition des armatures :**

1/ Armature longitudinale:

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

2/ Armatures de répartition :

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

B/ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.047$$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

1/ Armature longitudinale:

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.06$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.98$$

Donc :

$$A_s = \frac{21.55 \times 10^4}{0.98 \times 180 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.51 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5.65\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12$

Avec un espacement : $S_t = 20\text{ cm}$

2/Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

On adopte: $A_s = 4.52\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}12$

Avec un espacement : $\Rightarrow S_t = 25\text{ cm}$

A. Vérification de disposition d'armatures :

✓ **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60; 33) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm} < 33\text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = (80; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

B. Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = 0.20\text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc: } \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{C.V}$$

C. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \Rightarrow (\Psi_s: \text{Coefficient de scellement}) \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 . d . \sum u_i} \end{array} \right.$$

$$\sum u_i = n . \pi . \emptyset \Rightarrow \sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.5\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.15 \times 10^3}{0.9 (180)(188.5)} = 1.22\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \Rightarrow \text{C.V}$$

III.6.3.3.2 Vérifications à l'ELS:

b) Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K.Y$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n(A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec :

Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

✓ **En appui:**

$$Y = 15 \left[\frac{3.93}{100} \sqrt{1 + \frac{18 \times 100}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 4.16 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n(A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2)$$

$$I = \frac{100}{3} (4.16)^3 + 15(3.93 (18-4.16)^2) \Rightarrow I = 13691.31 \text{ cm}^4$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = \frac{5.50 \times 10^6}{13691.31 \times 10^4} = 0.040 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$1.66 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **En travée:**

✓ Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n(A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2)$$

$$I = \frac{100}{3} (4.74)^3 + 15(5.65(18-4.74)^2) \Rightarrow I = 18451.27 \text{ cm}^4$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

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

$$K = \frac{15.58 \times 10^6}{18451.27 \times 10^4} = 0.08 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.12 \times 4.74 \times 10 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$4.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau III.17 : Vérification de la contrainte du béton.

	(A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K	((σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Sur appui	5.50	3.93	13691.31	4.16	0.11	1.66	15	C.V
En travée	15.58	5.65	18451.27	4.74	0.08	4.69	15	C.V

III.6.3.3.3 Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **En appui:**

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{5.50 \times 10^6}{13691.31 \times 10^4} (180 - 41.6) = 83.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 83.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **En travée:**

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{15.58 \times 10^6}{18451.27 \times 10^4} (180 - 47.4) = 168 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 168 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.6.3.3.4 Vérification de la flèche :

On peut dire que, si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La longueur de la paille (2.6 m)

h : hauteur de la section (20cm)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment de référence.

A : section d'acier tendu en travée.

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{0,20}{4} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ C.N.V
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,0416 \leq \frac{1}{10} \times \frac{21,55}{25,35} = 0,085 \Rightarrow$ C.N.V
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow$ C.V

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

III.6.3.3.5 Calcul de la flèche (Art - A.2.1, 21 et A.2.1, 22/BAEL91).

Tel que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad L < 5,00 \text{ m.}$$

$$f_i = \frac{L^2 \times M_{ser}}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} \quad , \quad f_v = \frac{L^2 \times M_t}{10 \times E_{vj} \times I_{fv}}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_{vj} : Module de déformation différé. $E_{vj} = 10818,86$ MPA.

E_{ij} : Module de déformation instantanée. $E_{ij} = 32164,20$ MPA.

I_{fi} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($\eta = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$L = 4\text{m}; A_s = 4,52\text{cm}^2$$

❖ Evaluation des moments en travée :

$$I_0 = b \times \frac{h^3}{12} + n A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = 100 \times \frac{20^3}{12} + 15 \times 5,65 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2$$

$$I_0 = 72090,66 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \delta} = 6,8; \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = 2,7$$

-Calcul des contraintes:

$$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) \sigma_s = 15 \times 0,08 \times (180 - 47,4) = 159,12 \text{ MPa} < 348 \text{ MPA}$$

-Calcul des paramètres (μ):

$$\mu = \max\left(\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}, 0\right) = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 159.12 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.90$$

-Calcul de l'inertie fissurée:

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 72090.66}{1 + 6.8 \times 0.90} = 11137.60 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{L^2 \times M_{ser}}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{400^2 \times 15.58 \times 100}{32164,20 \times 10 \times 11137.60} = 0,06 \text{ cm.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \lambda_i = 0.4 \times 6.8 = 2.72 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times 0,4 \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 72090.66}{1 + 0,90 \times 4 \times 2.72} = 7348.01 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{L^2 \times M_t}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4 \times 15.58 \times 100}{10818,86 \times 7348.01 \times 10} = 0.31 \text{ cm.}$$

-Calcul des flèches:

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm}$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0.31 - 0.06 = 0,25 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f = 0,25 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.8 \text{ cm}$ **vérifiée.**

III.6.3.4 Étude de la poutre palière:

III.6.3.4.1 Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} & \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 & \text{on prend : } b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

III.6.3.4.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Suivant R.P.A : $\min(h, b) > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

III.6.3.4.3 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier sur la poutre

- $G_t = G_{pp} + G_p + G_v = 17.26 \text{ KN/ml}$

- $Q = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/ml}$

• **Pondérations des charges :**

ELU : $q_u = 1.35G_t + 1.5Q \Rightarrow q_u = 24.23 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_t + Q \Rightarrow q_s = 18.01 \text{ KN/ml}$

III.6.3.4.4 Calcul des moments et l'effort tranchant :

$M_0 = ql^2/8$; $T = ql/2$; $M_T = 0.85M_0$; $M_a = 0.3M_0$

III.6.3.4.5 Calcul des sollicitations :

• **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 39.56 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{39.56 \times 3.6}{2} = 71.21 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 33.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 11.87 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 29.18 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.18 \times 3.6}{2} = 52.52 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 24.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 8.75 \text{ KN.m}$$

III.6.3.4.6 Calcul du ferrailage:

✓ **En travée:**

• **L'ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.14$$

$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

Donc (A_s') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39.56 \times 10^4}{0,95 \times 310 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.87 \times 10^4}{0,99 \times 31.5 \times 348} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal}; A_{\min}) = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 5\text{HA}12$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 3\text{HA}12$$

b- Vérification a l'ELS : (Fissuration peu nuisible).

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{5.65}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{31.5 \times 25}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 10.55 \text{ cm} \Rightarrow y = 10.55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$I = \frac{25(10.55)^3}{3} + 15 \times 5.65(31.5 - 10.55)^2 = 3271891 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{24.80 \times 10^6}{32718.91 \times 10^4} \times 105.5 = 8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.6.3.4.7 Dispositions constrictives :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \min \left(\frac{h}{35}, b/10, \phi_{\min} \right)$$

$$\phi \leq \min (10 \text{ mm} ; 25 \text{ mm} ; 12 \text{ mm})$$

Donc on adopte une section de : $\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8$

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.35 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Section d'armatures transversales : Vérification l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.90 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec: $V_{u \max} = 71.2 \text{ kN}$

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 3.14 \times 4 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{71.21 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 188.4} = 1.33 \text{ Mpa} \leq 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.3.4.8 Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}} \quad ; \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a \text{ service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

❖ Vérification des conditions :

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0,097 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée.
- 2) $\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{25 \times 31,5} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 Mpa$ Condition vérifiée.
- 3) $\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0,097 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{33,63}{39,56} = 0,085$ Condition vérifiée

Ces trois conditions sont vérifiées.

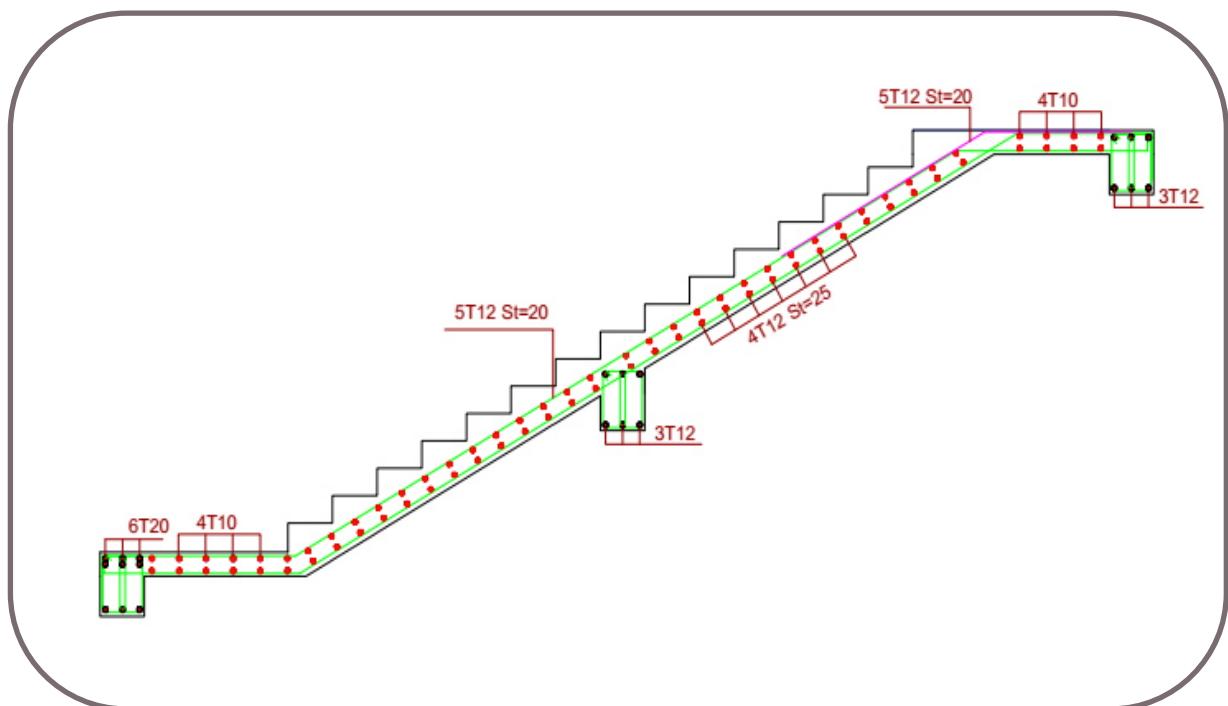
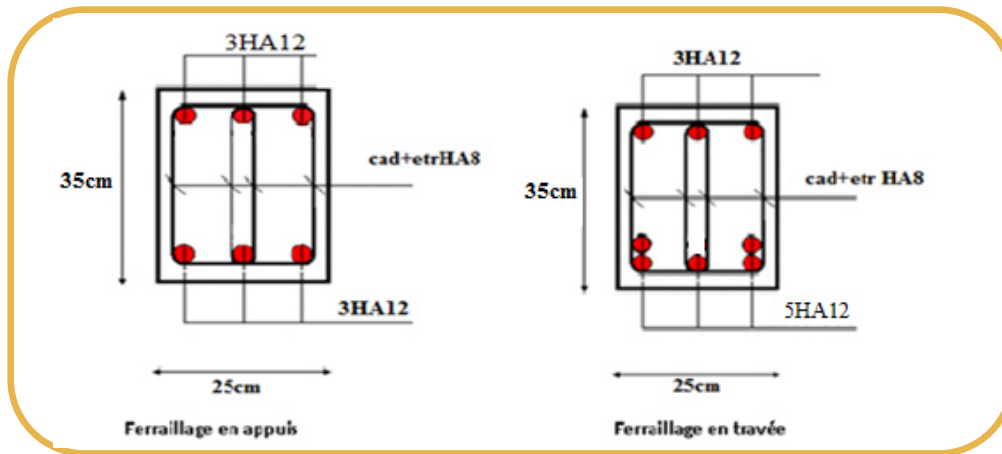


Figure III.27: Schéma de ferrailage L'escalier de RDC.

III.6.3.5 Etude de la console d'escalier :

Le consol se calcul à la flexion simple de section rectangulaire, de dimension (b×h) et uniformément chargée, les charges venant à ces consols sont :

- Poids propre du consol.
- Réaction du l'escalier.

III.6.3.5.1 Dimensionnement du consol :

L=125cm ; b = 30 cm ; h = 40 cm

Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$b \geq 20\text{cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ \Longrightarrow **vérifié.**

$h \geq 30\text{cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ **vérifié.** \Longrightarrow

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$ \Longrightarrow **vérifié.**

On opte pour une poutre de section (b, h) = (30 ;40).

III.6.3.5.2 Evaluation des charges :

Le poids propre : $25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{ KN/m}$.

Réaction d'appuis due à l'escalier :

ELU : $G_{\text{volée}} = 8.93 \text{ KN/ml}$; $G_{\text{PP}} = 3 \text{ KN/ml}$; $Q_1 = 2.53 \text{ KN/ml}$

III.6.3.5.3 Calcul des sollicitations :

➤ **Combinaisons des charges :**

• **L'ELU :**

$q_u = 1,35 G_T + 1,5 Q_1 = 1,35(3 + 8.93) + 1.5 \times 2.5$

$q_u = 19.85 \text{ KN/ml}$

• **L'ELS :**

$q_{\text{ser}} = G_T + Q_1 = 11.93 + 2.5$

$q_{\text{ser}} = 14.43 \text{ KN/ml}$

➤ **Schéma statique de calcul :**

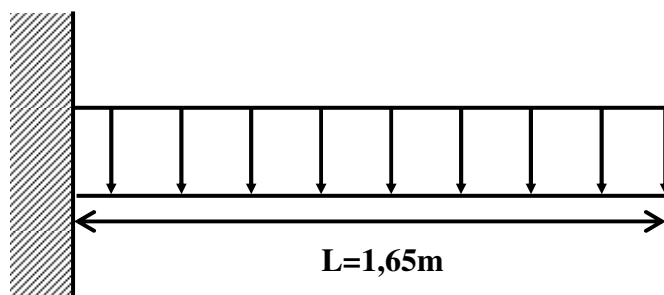


Figure (III.28) : schémas statiques de consol escalier.

➤ **Calculer moments et Les efforts tranchants :**

• **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{19.85 \times 1.65^2}{2} = 25.67 \text{ kN.m} \\ V_u = q_u \times l = 19.67 \times 1.65 = 31.12 \text{ kN} \end{cases}$$

• **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = \frac{14.43 \times 1.65^2}{2} = 19.64 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = q_{ser} \times l = 14.43 \times 1.65 = 23.81 \text{ kN} \end{cases}$$

III.6.3.5.4 Calcul du Ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple, libre d'un côté et encastré d'un autre.

Avec :

h = 40 cm; **b** = 30 cm;

d = 0,9 h = 36 cm.

d' = **C'** = 4 cm.

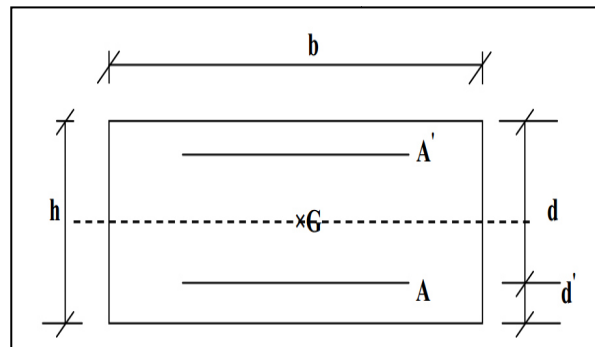


Figure (III.29) : Section de calcul de contrainte.

➤ **Moments ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,046 < \mu_l = 0,391$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$A_{s'} = 0$ (pas d'armature comprimée)

D'ou $A_s = \frac{25.67 \times 10^6}{350 \times 348} = 2.10 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{s'} = 0 \\ A_s = 2.10 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité :** (Art. A.4.2.1/BAEL91/ 99):

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

En prend $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Vérification au cisaillement** :(Art 5.1.1) BAEL91/99

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{ET: } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 31.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.12 \times 10^3}{30 \times 36 \times 10^2} = 0.29 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Alors il n'est pas risque de cisaillement.

➤ **Vérification de Contrainte d'adhérence** :(Art.6.1 ,3) BAEL91/99

On doit vérifier $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

$$\bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 3 \times \pi \times R = 113.04 \text{ mm.}$$

D ou $\tau_u = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Espacement de l'armature transversale selon RPA** (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

Donc armature transversale:

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t 0,4}{f_e} = \frac{30 \times 10 \times 0,4}{400} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003b_0 S_t = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$A_t = 3 \times HA 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

III.6.3.5.5 Vérification armature à L'ELS :

➤ **Vérification la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$M_{ser} = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2 = 44359.65 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$$

➤ **vérification La contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_s = 179.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201.6 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$$

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Schéma de ferrailage de consol escalier RDC :

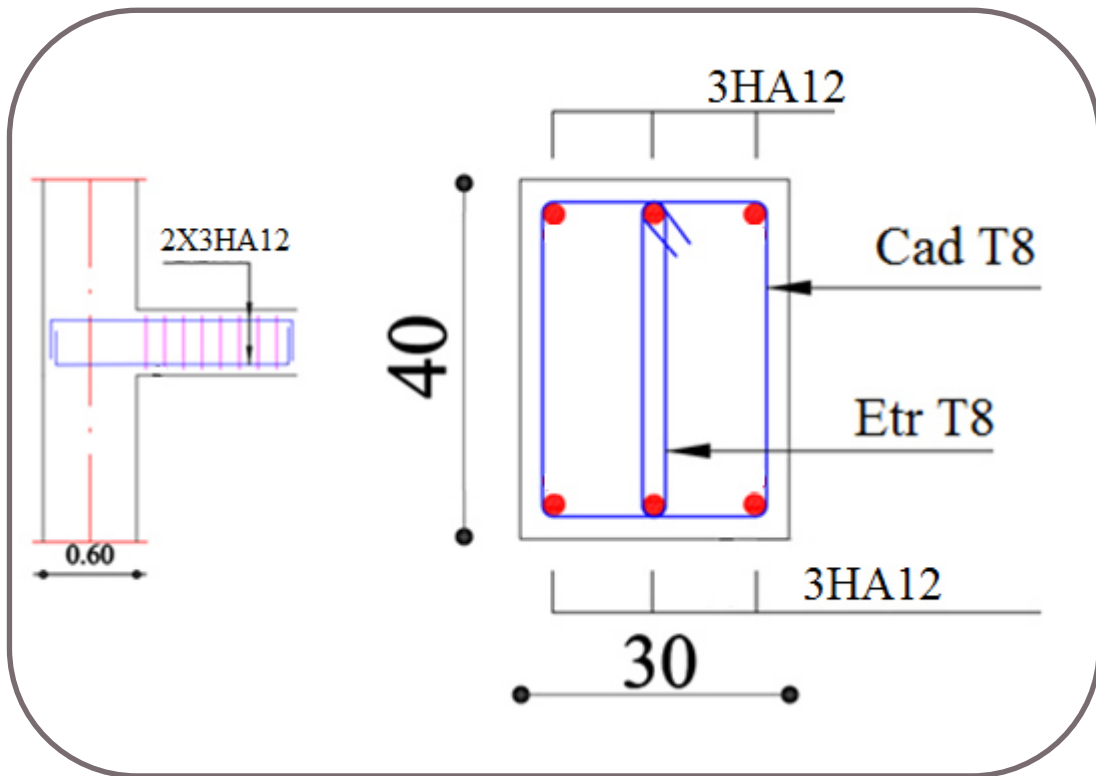


Figure (III.30) :Schéma de ferrailage de consol escalier RDC.

III.6.4 Escalier à trois volées (S-SOL) :

III.6.4.1 Charges sollicitant les escaliers :

Palier : $G=6.46 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Palliasse : $G=8.93 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

III.6.4.2 Combinaison des charges :

➤ **ELU:**

Palliasse: $P_u = 1.35G + 1.5Q = 15,81 \text{ KN/m}$

Palier: $P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.47 \text{ KN/m}$

➤ **ELS:**

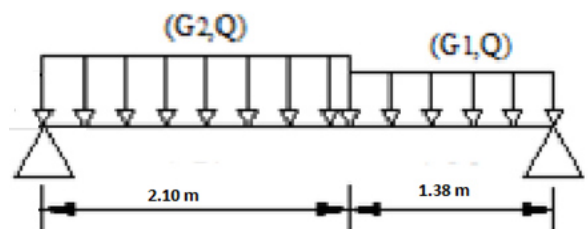


Figure III.31: schéma de l'escalier 01 volées.

Palliasse: $P_{ser} = G + Q = 11.43 \text{ KN/m}$

Palier: $P_{ser} = G + Q = 8.96 \text{ KN/m}$

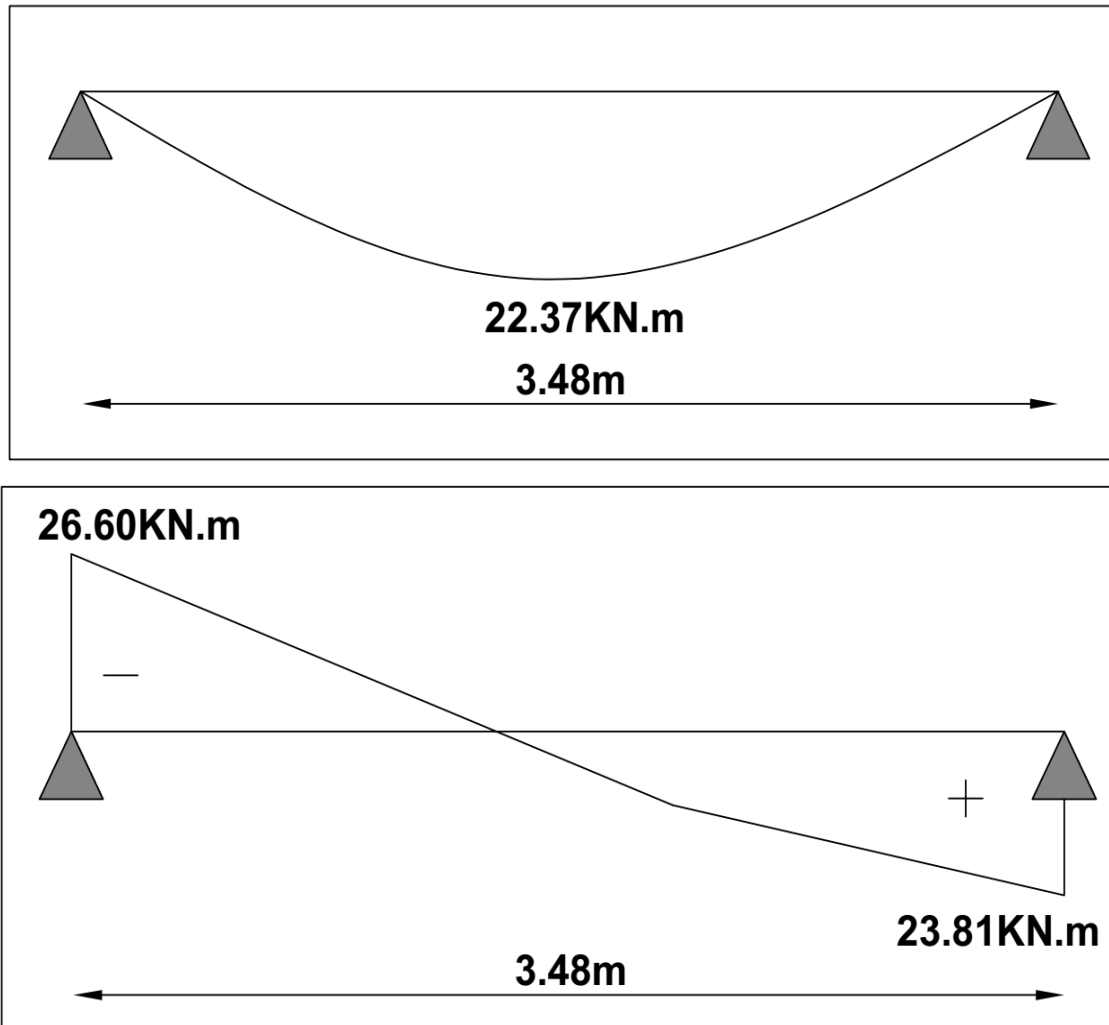


Figure III.32: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

Tableau III.18 : Effort tranchant et moment fléchissant.

Cas	R_A (KN)	R_B (KN)	M_{max} (KN.m)	$M_t =$ $0.85M_{max}$ (KN.m)	$M_a = 0.3M_{max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	26.60	23.81	22.37	19.02	6.71	26.60
ELS	19.21	17.16	16.15	13.73	4.85	19.21

III.6.4.3 Ferrailage:

III.6.4.3.1 Calcul du ferrailage à L'ELU :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple :

$b_0=100\text{cm}$, $d=18$, $\gamma_s=1.15$, $\gamma_b=1.5$, $h=20\text{cm}$ FeE400Mpa, $f_{cd} =348\text{Mpa}$, $f_{bu}=14.2\text{Mpa}$.
 $f_{t28} =2.1\text{Mpa}$.

✓ **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.71 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.015$$

$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow$ la section est simplement armé ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

1/ Armatures longitudinales:

$$A_s = \frac{M_A}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.178$$

Donc :

$$A_s = \frac{6.71 \times 10^6}{178 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.08 \text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2.17 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3.93 \text{cm}^2 \Rightarrow$ 5HA10

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} \Rightarrow St = 20 \text{cm}$$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_s = 2.01 \text{cm}^2 \Rightarrow$ 4HA8

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \Rightarrow St = 25 \text{cm}$$

• **Vérification de la disposition des armatures :**

1/ Armature longitudinale:

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60; 33) = 33 \text{cm}$$

$$St = 20 \text{cm} < 33 \text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

2/ Armatures de répartition :

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = (80; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.041$$

$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

1/ Armature longitudinales:

$$A_s = \frac{M_A}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$Z_B = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.176$$

Donc :

$$A_s = \frac{19.02 \times 10^6}{176 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.11 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal}; A_{\min}) = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{5HA12}$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{4HA10}$$

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

A. Vérification de disposition d'armatures :

✓ **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = (80; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

B. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = 0.15 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc: } \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{C.V}$$

A. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \Rightarrow (\Psi_s: \text{Coefficient de scellement}) \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \end{array} \right.$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset \Rightarrow \sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.60 \times 10^3}{0.9 (180)(188.4)} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \Rightarrow \text{C.V}$$

III.6.4.3.2 Vérifications à l'ELS:

c) Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n (A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec : Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right]$$

✓ **En appui:**

Avec :

$$Y = 15 \frac{3.93}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{18 \times 100}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right) \Rightarrow Y = 4.05 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{100}{3} (4.05)^3 + 15 (3.93 (18 - 4.05)^2) \Rightarrow I = 13686.16 \text{ cm}^4$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé: $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{4.85 \times 10^6}{13686.16 \times 10^4} = 0.035 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$1.44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **En travée :**

✓ Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{100}{3} (4.31)^3 + (15 \times 4.52 (18 - 4.31)^2) \Rightarrow I = 15375.58$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = Ky; K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{13.73 \times 10^6}{15375.58 \times 10^4} = 0.090 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.09 \times 4.31 \times 10 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau III.19 : Vérification de la contrainte du béton.

		A_s (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	K			$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Sur appui	4.85	3.93	13686.16	4.05	0.035	1.44	15	C.V
En travée	13.73	4.52	15375.58	4.31	0.09	3.88	15	C.V

III.6.4.3.3 Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **En appui:**

$$\sigma_s = 15 \frac{4.85 \times 10^6}{13686.16 \times 10^4} \times (18 - 4.05) \times 10 = 74.15 \text{ MPa}$$

C.V

$$\sigma_s = 74.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$$

✓ **En travée:**

$$\sigma_s = 15 \frac{13.73 \times 10^6}{15375.58 \times 10^4} \times (18 - 4.31) \times 10 = 183.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

On peut dire que, si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La longueur de la paille (2.1 m)

h : hauteur de la section (20cm)

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment de référence.

A : section d'acier tendu en travée.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.20}{3.48} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.075 > \frac{1}{10} \times \frac{30.30}{35.65} = 0.085 \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

III.6.4.4 La poutre brisée :

III.6.4.4.1 Pré dimensionnement :

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre brisée $h_p \geq 30 \text{ cm}$

$$\frac{L}{16} \leq h_p \leq \frac{L}{10} ; \text{ Avec : } L = 4.2 \text{ m}$$

$$0.26 \text{ m} \leq h_p \leq 0.42 \text{ m} \quad ; \text{ soit : } h_p = 40 \text{ cm.}$$

$$0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p ; \text{ soit : } b = 30 \text{ cm}$$

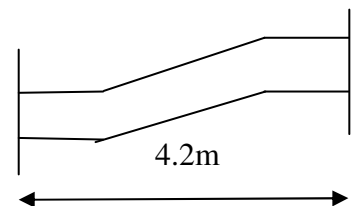


Figure III.33: schéma de la poutre brisée

La largeur $b \geq 20\text{cm}$ et $h/b \leq 4$ selon RPA 99/2003

III.6.4.4.2 Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1 = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3\text{KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.3 = 0.75\text{KN/ml}$

- Réactions des escaliers :

$R_u = 26.60\text{KN/ml}$ $R_s = 19.21\text{KN/ml}$

- Pondérations des charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q + R_u \Rightarrow q_u = 31.78\text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q + R_s \Rightarrow q_s = 22.96\text{ KN/ml}$

III.6.4.4.3 Calcul des moments et l'effort tranchant :

$M_0 = ql^2/8$; $T = ql/2$; $M_T = 0.85M_0$; $M_a = 0.3M_0$

Tableau III.20 : Moments et effort tranchant.

Cas	$M_0(\text{KN.M})$	T (KN)	$M_T(\text{KN.M})$	$M_a(\text{KN.M})$
ELU	70.07	66.74	59.56	21.02
ELS	50.63	48.22	43.04	15.19

III.6.4.4.4 Ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Calcul de la section d'armatures.

	$A_U(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{ado}}(\text{cm}^2)$	Choix
Sur appui	1.71	1.45	4.52	3HA14
En travée	5.05	1.45	5.65	5HA12

III.6.4.4.4.1 Vérification à l'ELS:

- Vérification des contraintes :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 15\text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = \min [0.133.f_{c28}; 5\text{MPa}] = 3.33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow Y = by^2 - 30A_s.y - 30(d.A_s)$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d-y)^2$$

Contrainte max du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y$$

Contrainte max de l'acier tendu :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{I} \times 15(d - Y)$$

Tableau III.23: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Travée	15.41	65973.43	10.05	201.45	0.62	Cv
Appuis	11.66	45977.77	3.85	120.62	/	Cv

III.6.4.4.2 Dispositions constrictives:

$$\phi \leq \phi_{tmax} = \min \left(\frac{h}{35}, b/10, \phi_{lmin} \right)$$

$$\phi \leq \min (11.42\text{mm} ; 30\text{mm} ; 12\text{mm})$$

Donc on adopte une section de : $\phi = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 4\text{HA8}$

III.6.4.4.3 Vérification de la flèche :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

$$1) 0.095 \geq 0.062 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$2) 0.085 \leq 0.095 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$3) 0.011 \geq 0.005 \Rightarrow \text{C.V}$$

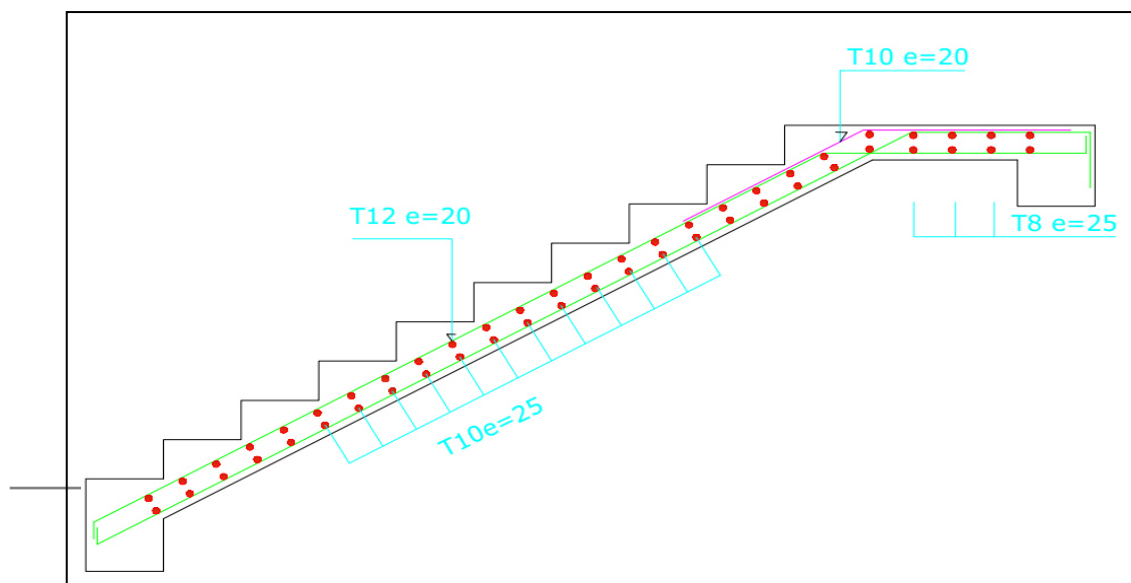


Figure III.34: Schéma de L'escalier de sous-sol.

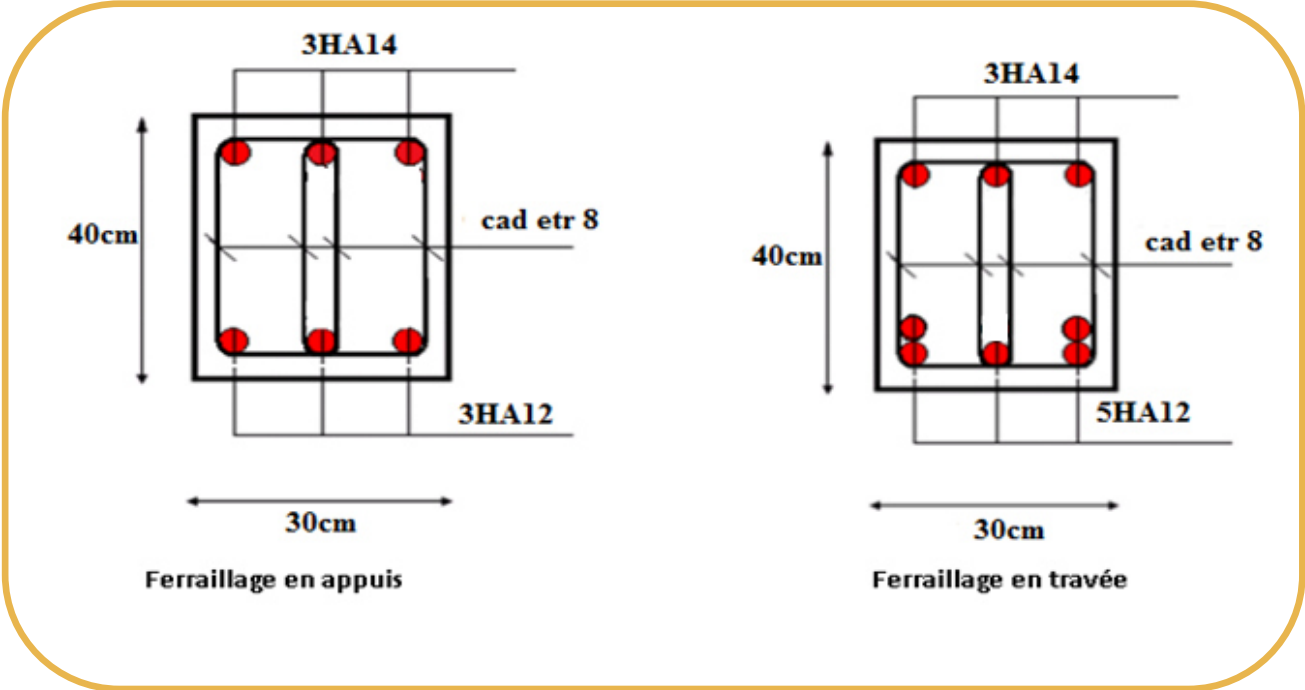


Figure III.35: Schéma de poutre brisée.

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.1.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS 9.7 :

Pour la modélisation de notre bâtiment, on a fait appel à un logiciel appelé *ETABS 9.7* pour la détermination :

Des périodes propres.

Des coefficients de participation.

Des déplacements.

IV.1.3 Modélisation de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et modes propres) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV.1.4 Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

1. Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
3. Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
4. Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
5. Définition et attribution des combinaisons de charges.
6. Exécution et analyse des résultats en choisissant le nombre de modes propre à prendre en considération.
7. Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage.

❖ **Présentation de la vue en 3D :**

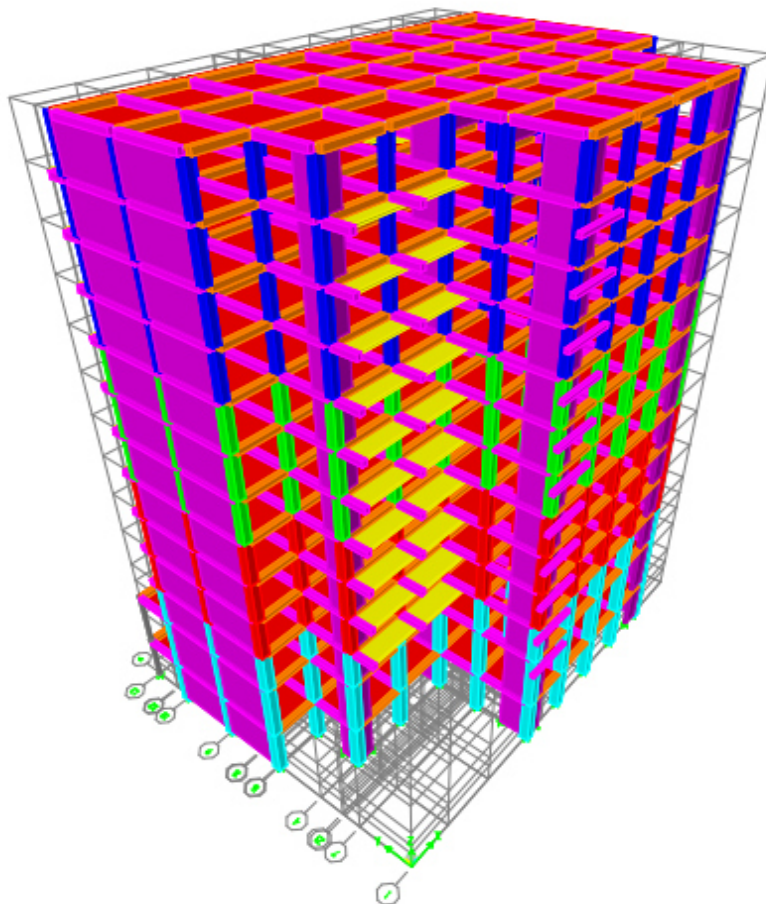


Figure IV.1: Modélisation de la structure (Vue en 3D).

❖ **Présentation de la vue en plan :**

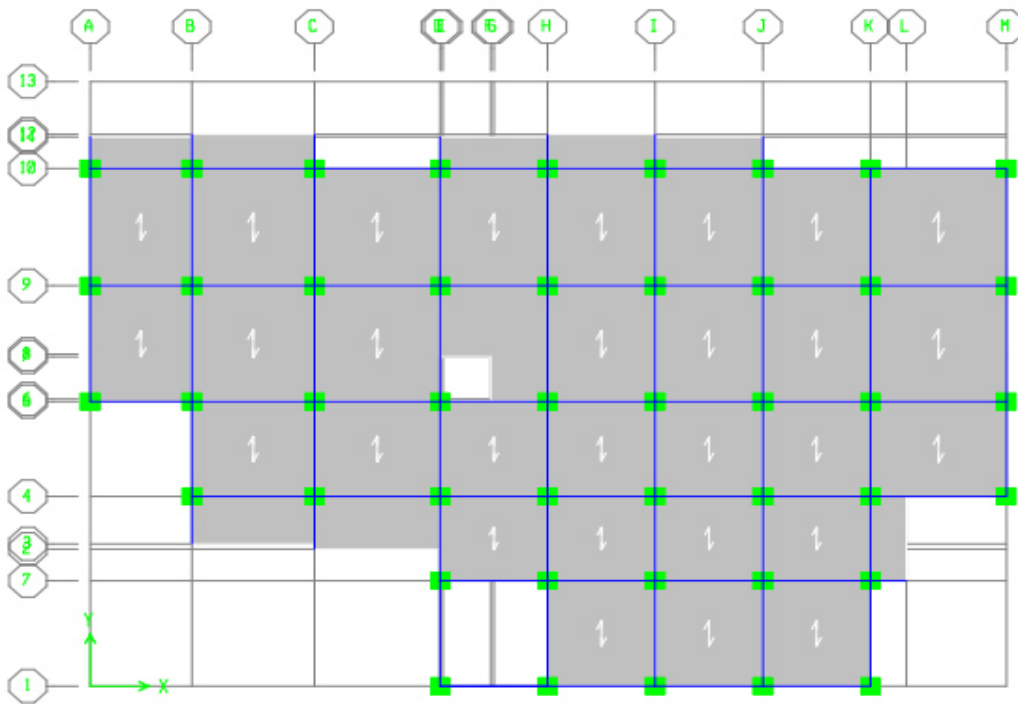


Figure IV.2: Modélisation de la structure (Vue en Plan).

IV .1.5 Caractéristiques géométriques de la structure :

IV .1.5.1 Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

- **M_i** : Est la masse de l'élément "i".
- **X_i, Y_i** : Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère.

• **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{vec:} \quad \begin{cases} L_x = 22.95 \text{ m} \\ L_y = 30.65 \text{ m} \end{cases}$$

- **Excentricité théorique :** $e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$
 $e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$

Tableau IV.1 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux.

Story	Diaphr	MassX	MassY	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	E_x (m)	E_y (m)
Story 12	D2	497.195	497.195	16.077	11.674	17.329	11.021	-1.252	0.653
Story 11	D3	501.970	501.970	16.026	11.590	17.279	11.012	-1.253	0.578
Story 10	D4	501.970	501.970	16.026	11.590	17.220	11.006	-1.194	0.584
Story 9	D5	509.080	509.080	16.030	11.579	17.150	10.999	-1.120	0.580
Story 8	D6	517.417	517.417	16.034	11.567	17.068	10.993	-1.034	0.574
Story 7	D7	517.417	517.417	16.034	11.567	16.970	10.984	-0.936	0.583
Story 6	D8	525.404	525.404	16.039	11.555	16.855	10.971	-0.816	0.584
Story 5	D9	534.619	534.619	16.043	11.543	16.715	10.955	-0.672	0.588
Story 4	D10	534.619	534.619	16.043	11.543	16.546	10.940	-0.503	0.603
Story 3	D11	543.361	543.361	16.049	11.529	16.345	10.935	-0.296	0.594
Story 2	D12	660.388	660.388	16.066	12.952	16.131	10.997	-0.065	1.955
Story 1	D13	687.202	687.202	16.283	12.580	15.941	11.432	0.342	1.148
	Somme	6530.640	6530.640						

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X : $e_a = 0.05 \times 30.65 = 1.533 \text{ m}$

Sens Y : $e_a = 0.05 \times 22.95 = 1.148 \text{ m}$

$\Rightarrow e_a = 1.533 \text{ m}$

$e_{réel} = \max(1.253, 1.955) \text{ m} = 1.955 \text{ m}$

$e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(1.533, 1.955) \text{ m} = 1.955 \text{ m}$

IV.5.2 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

❖ **Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	1.0485	71.74	0.19	71.74	0.19	0.00	0.00	Translation y
2	0.7560	0.19	66.73	71.92	66.91	0.90	0.90	Translation x
3	0.5483	0.04	1.01	71.96	67.93	65.71	66.61	Rotation Z
4	0.3016	14.25	0.03	86.21	67.96	0.01	66.62	/
5	0.1855	0.02	19.44	86.23	87.40	0.09	66.71	/
6	0.1427	5.51	0.02	91.74	87.41	0.36	67.07	/
7	0.1324	0.06	0.06	91.80	87.48	20.17	87.24	/
8	0.0877	0.01	5.74	91.81	93.22	0.03	87.27	/
9	0.0842	2.79	0.02	94.60	93.23	0.04	87.31	/
10	0.0620	0.01	0.06	94.61	93.30	6.23	93.54	/
11	0.0580	0.02	2.18	94.63	95.47	0.14	93.68	/
12	0.0563	1.66	0.02	96.28	95.49	0.03	93.71	/

❖ Modes de vibrations obtenus

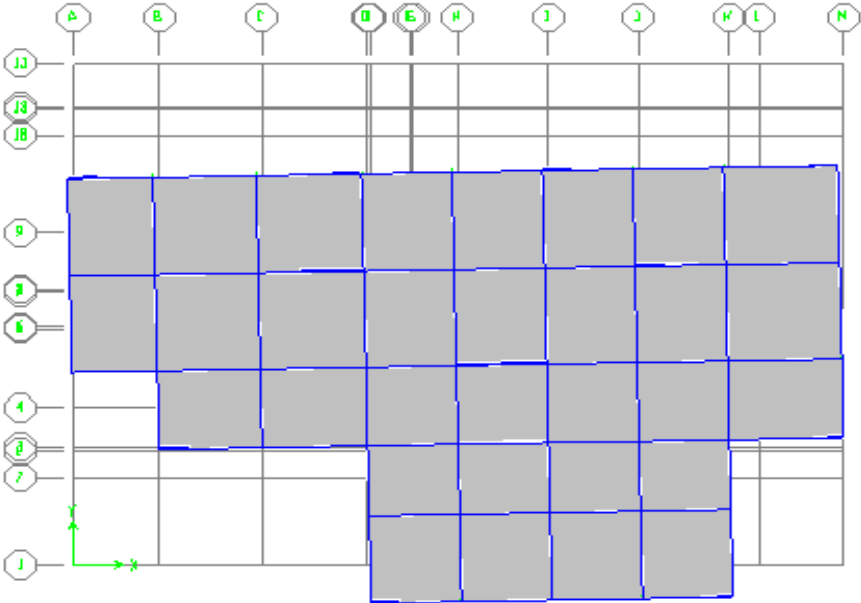


Figure IV.3: Mode 2 (Translation x-x).

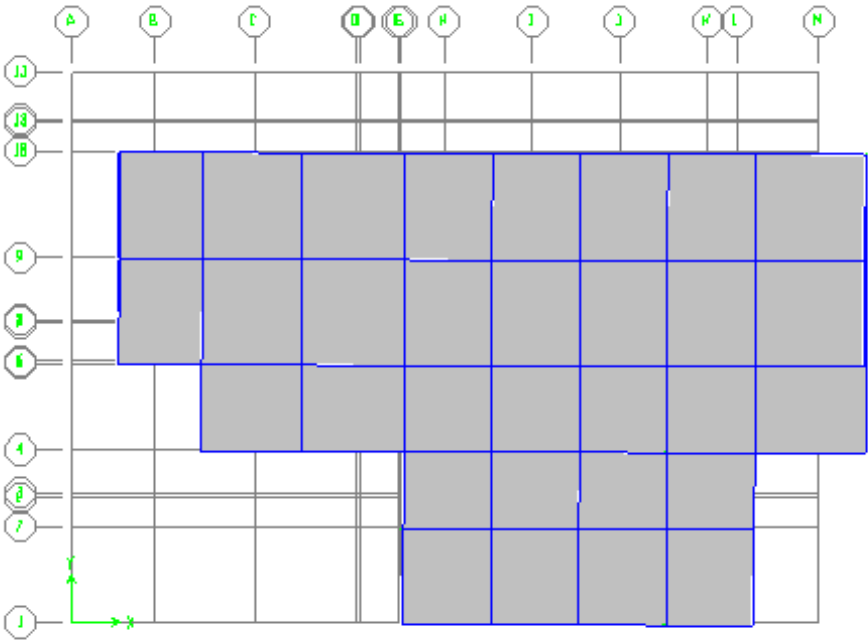


Figure IV.4: Mode 1 (Translation Y-Y)

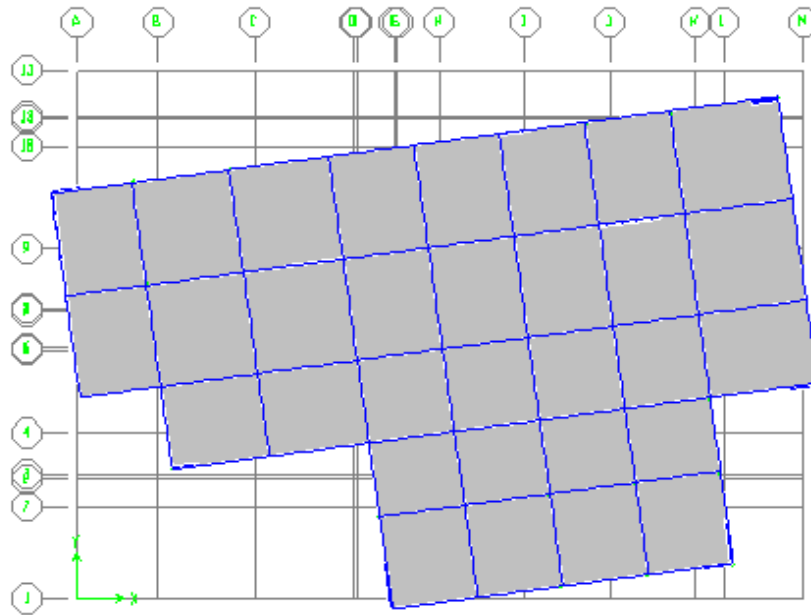


Figure IV.5: Mode 3 (Rotation z-z).

➤ **Commentaire :**

D'après les résultats obtenus, on a :

T_{dyn} : La période de calcul automatique ($T_{dyn} = 1.048 \text{ sec}$)

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0.82\text{s}$)

La période fondamentale $T_{dye} = 1.048\text{s}$, par contre $1.3T_e = 1.066\text{sec}$

Donc : La condition de (Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003)est vérifiée.

$$T_{dyn} < 1.3 T_e \quad \overline{1.048} \text{ sec} < 1.066 \text{ sec}$$

Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des translations suivant les axes (YY') et (XX') successivement. Le 3^{ème} mode c'est un mode de torsion.

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ s} \dots\dots (\text{Art 4.14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

Le nombre de modes à considérer est de **8 modes** (participation modale des neuf modes est de **90.83 %**)

❖ **Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R » :**

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R , on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales :**

Tableau IV. 3 : Comportement de système de contreventement sous charge verticales

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques F1	Voiles F1	Portiques F1	Voiles F1
Base	77281.27	33550.19	69.72	30.27

➤ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.4 : Comportement du système de contreventement sous charge horizontales

Niveau	Portiques		Voiles	
	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$
Base	879.12	608.32	3815.93	4004.02

Portiques %		Voiles %	
Sens (xx)	Sens (yy)	Sens (xx)	Sens (yy)
18.73	13.19	81.28	86.81

Avec :

F_x : La charge horizontale suivant **X**.

F_y : La charge horizontale suivant **Y**.

F_1 : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, selon le **RPA 2003**, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

IV.2 Etude sismique :

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003. En effet, l'une des vérifications préconisée par le RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. L'article 4.3.6 précise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

IV.2.1 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.2.2.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.2 Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Avec:

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de **5%**) égale à :

$$\eta = \sqrt{10 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = \sqrt{10 / (2 + 10)} = 0.91$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. Dans notre cas, nous avons pris $R=3,5$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

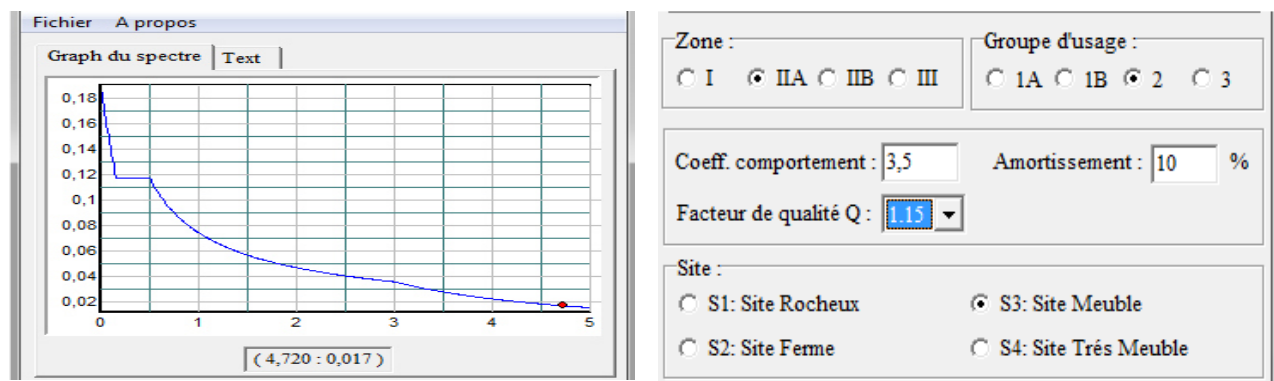


Figure IV.6: Spectre de réponse adopté.

IV.2.2.3 Calcul de l'effort tranchant modal à la base :(D'après le RPA99/V 2003).

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

$$W_t = W_i \times 9.81 \Rightarrow W_t = 6553.64 \times 9.81 = 64291.2KN$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinal (x-x) :**

Tableau IV.5 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal

Mode	Période	α_i	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	1.0485	71.74	64291.20	0.08	3687.74
2	0.7560	0.19	64291.20	0.10	11.90
3	0.5483	0.04	64291.20	0.12	2.88
4	0.3016	14.25	64291.20	0.13	1209.32
5	0.1855	0.02	64291.20	0.13	2.09
6	0.1427	5.51	64291.20	0.14	477.36
7	0.1324	0.06	64291.20	0.14	5.07
8	0.0877	0.01	64291.20	0.15	1.44
9	0.0842	2.79	64291.20	0.16	279.74
10	0.0620	0.01	64291.20	0.16	0.69
11	0.0580	0.02	64291.20	0.16	2.20
12	0.0563	1.66	64291.20	0.16	170.24

➤ Sens transversal (y-y) :

Tableau IV.6 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	α_i	$W_i(\text{KN})$	S_d/g	$V_i(\text{KN})$
1	1.0485	0.19	64291.20	0.08	9.53
2	0.7560	66.73	64291.20	0.10	4290.10
3	0.5483	1.01	64291.20	0.12	80.87
4	0.3016	0.03	64291.20	0.13	2.34
5	0.1855	19.44	64291.20	0.13	1649.80
6	0.1427	0.02	64291.20	0.14	1.47
7	0.1324	0.06	64291.20	0.14	5.67
8	0.0877	5.74	64291.20	0.15	568.50
9	0.0842	0.02	64291.20	0.16	1.50
10	0.0620	0.06	64291.20	0.16	6.23
11	0.0580	2.18	64291.20	0.16	224.16
12	0.0563	0.02	64291.20	0.16	1.89

IV.2.2.4 Combinaisons des réponses modales: (Art 4.3.5 ; RPA 99)

1- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec: } \xi_i = \xi_j = 10\%$$

2- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{----- (1)}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	$r = T_i/T_j$	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Observation
1	1.0485	0.7210	0.500	C.N.V
2	0.7560	0.7250	0.500	C.N.V
3	0.5483	0.5500	0.500	C.N.V
4	0.3016	0.6150	0.500	C.N.V
5	0.1855	0.7690	0.500	C.N.V
6	0.1427	0.9270	0.500	C.N.V
7	0.1324	0.6620	0.500	C.N.V
8	0.0877	0.6360	0.500	C.N.V
9	0.0842	0.7360	0.500	C.N.V
10	0.0620	0.9360	0.500	C.N.V
11	0.0580	0.9700	0.500	C.N.V
12	0.0563	/	/	/

➤ **Commentaire:**

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = 3935.09 \text{ KN} \\ E_y = 4646.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.2.3 Méthode statique équivalente:

IV.2.3.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a) le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIb**.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

IV.2.3.2 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{RPA 99/2003} \rightarrow \text{Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right. A = 0.15 \quad \Rightarrow$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} T & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de **catégorie S3** \implies (Site meuble : S3)

$$T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \implies \begin{cases} T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

D'où :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles **avec un remplissage dense**.

$$\text{Donc : } \xi = 10 \% \implies \eta = 0.76 > 0.7$$

❖ **Estimation de la période fondamentale(T) :**

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (**RPA99/version2003**) par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

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

$$h_N = 41.82 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, **du type de remplissage** et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\implies C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0.05 \times (41.82)^{3/4} = 0.82 \text{ s} \implies T_{RPA} = 0.82 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad (\text{4-4-1/RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a) Sens longitudinale: $d_x = 22.95\text{m} \implies T_x = 0.48 \text{ s}$

b) Sans transversale : $d_y = 30.65\text{m} \implies T_y = 0.56 \text{ s}$

c) D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc: } T_x = 0.785 \text{ s}$$

$$T_y = 0.679 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 = 0,5 \text{ s} ; T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 \implies 0 \leq T_x \leq 0.5 \text{ s} \text{ donc: } D_x = 2.5 \eta$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \implies 0.5 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \text{ donc: } D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 = 2.2 \implies D_x = 1.52$$

$$D_y = 2.5 \times 0.881 \times (0.5 / 0.56)^{2/3} = 2.04 \implies D_y = 1.67$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (IV.1) de (RPA 99/ version 2003), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous considérons le système (4b) (portique contreventés par des voiles) et la valeur de R est de 3,5.

❖ **Facture de qualité (Q) :**

La valeur de **Q** est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003):

Critère q »		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observé	0
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	observé	0
4. Régularité en elevation	observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
		$Q = 1 + \sum P_q = 1.15$

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

❖ **Poids total de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids W_i à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Donc:

$$W_i = 6530.6408 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

En appliquant l'équation $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$, On trouvera :

Tableau IV : Résumé des résultats

Paramètres	A	η	Q	D_x	D_y	R	$W_T(\text{KN})$
Valeurs	0.15	0.91	1.15	1.52	1.67	3.5	6530.6408

Tableau IV.8 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.

$V_x(KN)$	$V_y(KN)$
510.51	617.98

IV.2.4 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$V_{st}(KN)$	$V_{dy}(KN)$	$0.8V_{st}$	$0.8V_{st} < V_{dyn}$
Sens longitudinal (x-x)	510.51	3935.09	408.408	Vérifié
Sens transversal (y-y)	617.98	4646.37	494.384	Vérifié

➤ **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$V_{dyn} \approx 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C. V$$

IV.2.5 Vérifications :

IV.2.5.1 Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Le **RPA99/v.2003** exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art 4 - 19 - RPA99/v.2003).}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 RPA99/v.2003).}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinale :**

Tableau IV.10 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Niveau	δ_k (m)	R	$R * \delta_k$ (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
STORY12	0.030	3.500	0.105	0.098	0.007	0.031	C.V
STORY11	0.028	3.500	0.098	0.090	0.008	0.031	C.V
STORY10	0.026	3.500	0.090	0.081	0.009	0.031	C.V
STORY9	0.023	3.500	0.081	0.071	0.010	0.031	C.V
STORY8	0.020	3.500	0.071	0.062	0.010	0.031	C.V
STORY7	0.018	3.500	0.062	0.051	0.010	0.031	C.V
STORY6	0.015	3.500	0.051	0.041	0.010	0.031	C.V
STORY5	0.012	3.500	0.041	0.031	0.010	0.031	C.V
STORY4	0.009	3.500	0.031	0.022	0.009	0.031	C.V
STORY3	0.006	3.500	0.022	0.013	0.008	0.031	C.V
STORY2	0.004	3.500	0.013	0.004	0.010	0.044	C.V
STORY1	0.001	3.500	0.004	0.000	0.004	0.037	C.V

➤ Sens transersale :

Tableau IV.11 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Niveau	δ_k (m)	R	$R * \delta_k$ (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
STORY12	0.019	3.500	0.066	0.060	0.006	0.031	C.V
STORY11	0.017	3.500	0.060	0.053	0.007	0.031	C.V
STORY10	0.015	3.500	0.053	0.047	0.006	0.031	C.V
STORY9	0.013	3.500	0.047	0.040	0.007	0.031	C.V
STORY8	0.011	3.500	0.040	0.034	0.006	0.031	C.V
STORY7	0.010	3.500	0.034	0.027	0.006	0.031	C.V
STORY6	0.008	3.500	0.027	0.021	0.006	0.031	C.V
STORY5	0.006	3.500	0.021	0.016	0.006	0.031	C.V
STORY4	0.005	3.500	0.016	0.011	0.005	0.031	C.V
STORY3	0.003	3.500	0.011	0.007	0.004	0.031	C.V
STORY2	0.002	3.500	0.007	0.002	0.005	0.044	C.V
STORY1	0.001	3.500	0.002	0.000	0.002	0.037	C.V

➤ **Commentaire:**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).*

IV.2.5.2 Vérification de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le **RPA99/2003** estime que les effets de second ordre peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée: $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6. **RPA99/2003**).

❖ Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen

d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

❖ Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au dessus du niveau " K ".

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

Niveau	p_k (KN)	Δ_x (m)	h_k (m)	V_x (KN)	θ_x	<
STORY12	4877.487	0.007	3.060	772.030	0.015	C.V
STORY11	9801.813	0.008	3.060	1363.110	0.019	C.V
STORY10	14726.138	0.009	3.060	1840.320	0.023	C.V
STORY9	19720.209	0.010	3.060	2247.850	0.027	C.V
STORY8	24796.067	0.010	3.060	2601.250	0.031	C.V
STORY7	29871.925	0.010	3.060	2915.740	0.034	C.V
STORY6	35026.138	0.010	3.060	3199.420	0.036	C.V
STORY5	40270.748	0.010	3.060	3459.240	0.039	C.V
STORY4	45515.357	0.009	3.060	3698.330	0.038	C.V
STORY3	50845.730	0.008	3.060	3907.120	0.036	C.V
STORY2	57324.140	0.010	4.420	4079.990	0.031	C.V
STORY1	64065.586	0.004	3.740	4243.820	0.014	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

Niveau	$p_k(\text{KN})$	$\Delta_y(\text{m})$	$h_k(\text{m})$	$V_y(\text{KN})$	θ_y	< 0.1
STORY12	4877.487	0.006	3.060	938.830	0.011	C.V
STORY11	9801.813	0.007	3.060	1653.410	0.013	C.V
STORY10	14726.138	0.006	3.060	2238.800	0.014	C.V
STORY9	19720.209	0.007	3.060	2728.500	0.016	C.V
STORY8	24796.067	0.006	3.060	3152.780	0.016	C.V
STORY7	29871.925	0.006	3.060	3527.890	0.017	C.V
STORY6	35026.138	0.006	3.060	3859.870	0.018	C.V
STORY5	40270.748	0.006	3.060	4160.280	0.018	C.V
STORY4	45515.357	0.005	3.060	4429.740	0.016	C.V
STORY3	50845.730	0.004	3.060	4662.400	0.015	C.V
STORY2	57324.140	0.005	4.420	4862.130	0.013	C.V
STORY1	64065.586	0.002	3.740	5055.460	0.006	C.V

➤ **Commentaire :**

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.5.3 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec :

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que:

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

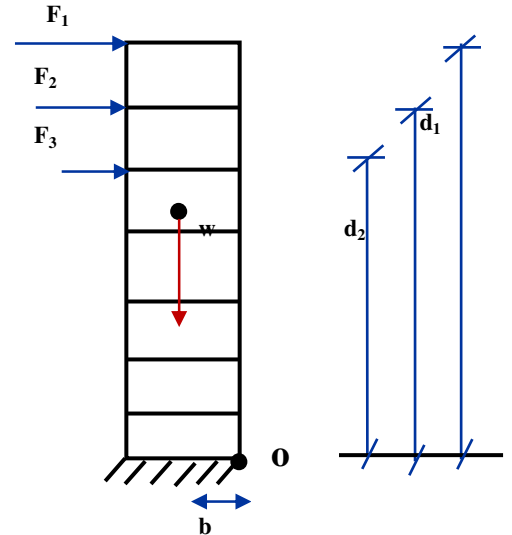
b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

$$F_t = \begin{cases} 0.07TVSiT > 0.7Sec \\ 0 & SiT \leq 0.7Sec \end{cases}$$

Dans notre cas $T = 1.048s > 0.7s$ donc: $F_t = 0.07TV$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :



➤ Sens longitudinale : ($V_x = 3935.09 \text{ KN}$) :

Tableau IV.14 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'

Niveau	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi (KN)	(Vx - Ft)	$\sum wi*hi$	(Vx -Ft) (wi*hi)	Fi (KN)
STORY12	4877.49	38.76	1.9E+05	3935.09	3646.27	6.3E+06	2.3E+10	3646.27
STORY11	9801.81	35.70	3.5E+05	3935.09	3726.85	6.3E+06	2.3E+10	3726.85
STORY10	14726.14	32.64	4.8E+05	3935.09	3784.07	6.3E+06	2.4E+10	3784.07
STORY9	19720.21	29.58	5.8E+05	3935.09	3852.02	6.3E+06	2.4E+10	3852.02
STORY8	24796.07	26.52	6.6E+05	3935.09	3883.99	6.3E+06	2.4E+10	3883.99
STORY7	29871.92	23.46	7.0E+05	3935.09	3895.77	6.3E+06	2.5E+10	3895.77
STORY6	35026.14	20.40	7.1E+05	3935.09	3898.62	6.3E+06	2.5E+10	3898.62
STORY5	40270.75	17.34	7.0E+05	3935.09	3910.94	6.3E+06	2.5E+10	3910.94
STORY4	45515.36	14.28	6.5E+05	3935.09	3911.89	6.3E+06	2.5E+10	3911.89
STORY3	50845.73	11.22	5.7E+05	3935.09	3918.01	6.3E+06	2.5E+10	3918.01
STORY2	57324.14	8.16	4.7E+05	3935.09	3919.10	6.3E+06	2.5E+10	3919.10
STORY1	64065.59	3.74	2.4E+05	3935.09	3919.57	6.3E+06	2.5E+10	3919.57

➤ **Sens transversal: ($V_y = 4646.37$ KN):**

Tableau IV.15 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

Niveau	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi (KN)	(Vx - Ft)	$\sum wi*hi$	(x -Ft) (wi*hi)	Fi (KN)
STORY12	4877.49	38.76	1.9E+05	4646.37	4305.34	6.3E+06	2.7E+10	4305.34
STORY11	9801.81	35.70	3.5E+05	4646.37	4400.49	6.3E+06	2.8E+10	4400.49
STORY10	14726.14	32.64	4.8E+05	4646.37	4468.05	6.3E+06	2.8E+10	4468.05
STORY9	19720.21	29.58	5.8E+05	4646.37	4548.28	6.3E+06	2.9E+10	4548.28
STORY8	24796.07	26.52	6.6E+05	4646.37	4586.03	6.3E+06	2.9E+10	4586.03
STORY7	29871.92	23.46	7.0E+05	4646.37	4599.95	6.3E+06	2.9E+10	4599.95
STORY6	35026.14	20.40	7.1E+05	4646.37	4603.31	6.3E+06	2.9E+10	4603.31
STORY5	40270.75	17.34	7.0E+05	4646.37	4617.86	6.3E+06	2.9E+10	4617.86
STORY4	45515.36	14.28	6.5E+05	4646.37	4618.98	6.3E+06	2.9E+10	4618.98
STORY3	50845.73	11.22	5.7E+05	4646.37	4626.21	6.3E+06	2.9E+10	4626.21
STORY2	57324.14	8.16	4.7E+05	4646.37	4627.49	6.3E+06	2.9E+10	4627.49
STORY1	64065.59	3.74	2.4E+05	4646.37	4628.05	6.3E+06	2.9E+10	4628.05

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ **Sens XX' :**

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
STORY12	3646.26856	38.76	141329.3694
STORY11	3726.85358	35.7	133048.6728
STORY10	3784.06613	32.64	123511.9185
STORY9	3852.01816	29.58	113942.6972
STORY8	3883.9901	26.52	103003.4175
STORY7	3895.77495	23.46	91394.88033
STORY6	3898.62124	20.4	79531.8733
STORY5	3910.94295	17.34	67815.75075
STORY4	3911.88969	14.28	55861.78477
STORY3	3918.01226	11.22	43960.09756
STORY2	3919.10086	8.16	31979.86302
STORY1	3919.57492	3.74	14659.2102
			$\Sigma = 1000039.53$

➤ Sens YY' :

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
STORY12	4305.34317	38.76	166875.101
STORY11	4400.49418	35.7	157097.642
STORY10	4468.04808	32.64	145837.089
STORY9	4548.28267	29.58	134538.201
STORY8	4586.03363	26.52	121621.612
STORY7	4599.94863	23.46	107914.795
STORY6	4603.30939	20.4	93907.5116
STORY5	4617.85829	17.34	80073.6627
STORY4	4618.97616	14.28	65958.9796
STORY3	4626.2054	11.22	51906.0246
STORY2	4627.49078	8.16	37760.3248
STORY1	4628.05052	3.74	17308.9089
			$\Sigma = 1180799.85$

➤ Calcul le moment de résistant ou de stabilité :

➤ Sens XX' :

Niveau	L_x (m)	XCM	wi(KN)	$M_s = X_{CM} * W_i$
STORY1	30.65	16.077	64065.5862	1029982.429
STORY2	30.65	16.026	57324.1395	918676.660
STORY3	30.65	16.026	50845.7303	814853.674
STORY4	30.65	16.030	45515.3569	729611.171
STORY5	30.65	16.034	40270.7475	645701.165
STORY6	30.65	16.034	35026.138	561609.097
STORY7	30.65	16.039	29871.9248	479115.802
STORY8	30.65	16.043	24796.067	397803.303
STORY9	30.65	16.043	19720.2092	316371.316
STORY10	30.65	16.049	14726.1383	236339.794
STORY11	30.65	16.066	9801.81257	157475.921
STORY12	30.65	16.283	4877.48687	79420.119
				$\Sigma = 6366960.450$

➤ Sens YY' :

Niveau	L_y (m)	YCM	wi(KN)	$M_s = X_{cM} * W_i$
STORY1	22.95	11.674	64065.5862	747901.653
STORY2	22.95	11.59	57324.1395	664386.777
STORY3	22.95	11.59	50845.7303	589302.014
STORY4	22.95	11.579	45515.3569	527022.318
STORY5	22.95	11.567	40270.7475	465811.736
STORY6	22.95	11.567	35026.138	405147.338
STORY7	22.95	11.555	29871.9248	345170.091
STORY8	22.95	11.543	24796.067	286221.001
STORY9	22.95	11.543	19720.2092	227630.375
STORY10	22.95	11.529	14726.1383	169777.648
STORY11	22.95	12.952	9801.81257	126953.076
STORY12	22.95	12.58	4877.48687	61358.7848
				$\Sigma = 4616682.81$

Tableau IV.16 : vérification du renversement

	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r	>1.5
Sens longitudinal	6366960.45	1000039.53	6.367	C.V
Sens transversal	4616682.81	1180799.85	3.910	C.V

➤ **Commentaire :**

- Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillement correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.2.5.4 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau IV.17 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	N(KN)		Remarque
S-SOL	60x60	2700	0.3	Vérifier
Story5	55x55	2025.43	0.27	Vérifier
Story8	50x50	1246.47	0.19	Vérifier
Story12	45x45	709.64	0.14	Vérifier

V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. D'où on a quatre types de sollicitations possibles :

1/ Compression simple. 2/ Traction simple. 3/ Flexion simple. 4/ Flexion composée. Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple et les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Etabs dans l'ordre suivant :

• **Les combinaisons à considérer sont celles du CBA93 et du RPA99 :**

- 1) 1.35 G + 1.5 Q selon CBA93
- 2) G + Q ± E selon RPA99
- 3) 0.8 G ± E selon RPA99

• **Les situations :**

1-Situation durable :

$$\gamma_b = 1.5; f_{c28} = 25MPa; f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17MPa$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_e = 400MPa \quad ; \quad \sigma_s = 348MPa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

2- Situation accidentelle:

$$\gamma_b = 1.15; f_{c28} = 25MPa; f_{bu} = 21.73MPa$$

$$\gamma_s = 1 \quad ; \quad f_e = 400MPa \quad ; \quad \sigma_s = 400MPa$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}) \quad ; \quad (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}) \quad ; \quad (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

V.2.1 Recommandations du RPA99/2003 :

a. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 %A, en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right); l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du pote

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Zone	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1	60x60	28.8	144	216
	60x60	22.61	113.04	169.56
2	55x55	24.20	121	181.5
3	50x50	20.00	100	150
4	45x45	16.20	81	121.5

b. Armatures transversales:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_c} \text{ (Art : 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul ; h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort

tranchant : $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\rho_a = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

t : L'espacement des armatures transversales :

✓ **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

✓ **Dans la zone courante** $t \leq 15\phi$ en zone IIb et III

Où : ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

✓ $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$;

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux :

i. Situation durable:

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables.

	(kN)	(kN.m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)
Zone 1 (60x60)	617.69	14.836	2555.64	4.013	924.93	45.794
Ferrailage (cm ²)	0		0		0	
Zone 2(55x55)	387.98	18.14	1833.16	3.875	780.47	53.934
Ferrailage (cm ²)	0		0		0	
Zone 3(50x50)	205.22	19.782	1246.47	3.341	453.53	60.965
Ferrailage (cm ²)	0		0		0	
Zone 4(45x45)	7.9	4.086	709.64	1.18	136.02	72.693
Ferrailage (cm ²)	0.09		0		1.72	
Poteaux cyr 35	253.1	1.66	44.88	6.24	70.22	-15.61
Ferrailage (cm ²)	0		0		0.97	

ii. Situation accidentelle (0.8G±E) et (0.8G±E) :

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles.

Zone 1 (60x60)	-2690	12.935	2700	67.91	808.06	91.247
Ferrailage (cm ²)	38.19		0		0	
Zone 2(55x55)	-1363.59	29.452	1924.84	33.122	534.16	103.245
Ferrailage (cm ²)	18.55		0		0	
Zone 3(50x50)	-516.07	35.601	962.1	71.355	890.42	103.297
Ferrailage (cm ²)	8.47		0		0	
Zone 4(45x45)	-90.68	33.989	495.01	66.511	161.39	90.931
Ferrailage (cm ²)	3.24		0		1.96	
Poteaux cyr 35	142.46	6.33	-1.42	19.02	49.26	24.491
Ferrailage (cm ²)	0		3.89		3.65	

V.2.2.1 Ferrailage longitudinal et transversal des poteaux :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section rectangulaire) :

Tableau V.4 : ferrailage longitudinal et transversal des poteaux.

Section (cm ²)	A _g (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Armatures longitudinales		Armatures transversales		
			A _{adop} (cm ²)	Choix	A _t (cm ²)	A' _t (cm ²)	Choix
60x60	38.19	28.8	41.21	8T20+8T16	0.24	0.35	6T8
55x55	18.55	24.20	28.56	4T20+8T16	0.50	0.72	6T8
50x50	8.47	20.00	20.36	4T16+8T14	0.62	0.93	6T8
45x45	3.24	16.20	20.36	4T16+8T14	0.88	1.36	6T8
Poteaux circulaire	0	22.61	28.56	4T20+8T16	0.22	0.33	6T8

Esp de poteaux circulaire esp=20cm

● **Exemple de calcul :**

- **Ferrailage longitudinal :**

On prend comme exemple : Zone 01(poteau **45x45**)

$$\begin{cases} M_{u\ corr} = 1.18\text{KN.m} \\ N_{u\ max} = 709.64\text{KN} \\ M_{ser} = 52.876\text{KN.m} \\ N_{ser} = 517.26\text{KN} \end{cases}$$

Avec : la hauteur d'étage égale à 3.06m

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0017\text{m} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1.5\text{m}$$

• **Vérification du flambement :**

$$L_f \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{array} \right. \Rightarrow 2.14 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 3.46 \end{array} \right.$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + \phi_2$$

- Excentricité du 1^{er} ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.53 \text{ m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) = 0.02 \text{ m}$
- Excentricité du 2^{ème} ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

Avec : $L_f = 0,7.L = 2.14 \text{ m}$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = 0.83$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge

Considérée; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10000 \times 0.45} (2 + 0.83 \times 2) = 0.0011 \text{ m}$$

❖ **L'excentricité totale :**

$$e_T = e_1 + e_a + \phi_2 = 0.0017 + 0.02 + 0.011 = 0.0327 \text{ m}$$

- Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0.0327 \times 709.64 = 23.21 \text{ KN.m}$$

- Calcul de moment fictif au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 129 \text{ KN.m}$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée :

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$137.12 \leq 8974.36 \dots \dots \dots (1)$$

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots \dots \dots (2)$$

D'après (1) et (2) la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f , puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{129 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.123 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc: } A_1' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,165$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,934$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_1 = \frac{M^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{129 \times 10^4}{0,934 \times 405 \times 348} = 9.8 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 9.8 - \frac{709.64 \times 10}{348} = -10.59 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL:

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0.2\% B; 4 \text{ cm}^2 \times \mu_{(m)}) \\ A_{\max} = 0.5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 4.05 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 10.13 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Selon le RPA :**

$$A_{\min} = 0.8\% B = 16.2 \text{ cm}^2$$

✚ **Conclusion :**

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 16.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 20.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4T16+8T14}$

• **Ferraillage transversal :**

On a: $V_u = 28.559 \text{ KN}$

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone *IIa* ; $t = 8\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone *IIa* ; $t' = 12\text{cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte : un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit : Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3% $\rho_a = 2,5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \leq 5$

Si $\lambda_g \geq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$

a- Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.42}{0.60} = 5.16 > 5 \quad \text{donc: } \rho_a = 2.5$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 2.5 \times 28.559 \times 10}{60 \times 400} = 0.36 \text{cm}^2$$

Choix des barres : $A_s = 3.02 \text{cm}^2 \Rightarrow 6\Phi 8$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme

suit : $\lambda_g = 5.16 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$

$$\frac{3.02}{60 \times 12} = 0.42\% > 0.3\% \Rightarrow \text{C.V}$$

b- Zone nodale :

$$\lambda_g = 5.16 \geq 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 2.5$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{8 \times 2.5 \times 28.559 \times 10}{60 \times 400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_s = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\Phi 8$

$$\lambda_g = 5.16 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$$

$$\frac{3.02}{60 \times 8} = 0.629\% > 0.3\% \Rightarrow \text{C.V}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

On adopte les mêmes sections d'armatures transversales pour toutes les zones de calcul.

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (Art : 7.4.3.1 BAEL)**

On a: $V_{u \max} = 28.559 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.559 \times 10^3}{600 \times 540} = 0.088 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPA} \end{cases} = 3.33 \text{ MPA}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = 0.0888 \text{ MPA} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ MPA} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement : (Art : 7.4.2.1 RPA2003) \Rightarrow 40% en zone II donc :

Pour **T20** : $L_r = 80 \text{ cm}$; **T16** : $L_r = 64 \text{ cm}$
T14: $L_f = 56 \text{ cm}$; **T12**: $L_f = 48 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art : 7.4.3.1 BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPA} \end{cases} = 3.33 \text{ MPA}$$

Tableau V.5 : Vérification des efforts tranchants.

Zone	a (m)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	0.60	28.559	0.088	3.33	C.V
2	0.55	36.34	0.133	3.33	C.V
3	0.50	41.63	0.220	3.33	C.V
4	0.45	54.44	0.300	3.33	C.V

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art : 7.4.3.2 RPA2003)**

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Tableau V.6 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Zone	λ_g	ρ_d	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	5.16	0.075	28.559	0.088	1.875	C.V
2	3.89	0.04	36.34	0.133	1.00	C.V
3	4.284	0.04	41.63	0.220	1.00	C.V
4	4.76	0.04	54.44	0.300	1.00	C.V

✚ **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Zone	M_{ser} (KN.m)			Observation
1	32.559	0.96	15	C.V
2	39.109	1.59	15	C.V
3	44.235	2.51	15	C.V
4	52.876	3.85	15	C.V

✓ **Vérifications:**

• **vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.42m$ et un effort normal égal à : 3869.62 KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{CBA 93(Article B.8.4.1)})$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 4.76m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.231m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{4.76}{0.231} = 20.606 \Rightarrow \alpha = 0.794$$

$$B_r = 0.561 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.81 \times \left(\frac{3364 \times 25 \times 10^2}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15} \right) = 6207.05KN$$

On a $N_{max} = 2700 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

- Vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Tableau V.8 :Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	SS, RDC et 1 ^{ém} étage	2, 3 et 4 ^{ém} étage	5,6 et 7 ^{ém} étage	8, 9,10 et 11 ^{ém} étage
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45
l_0 (m)	4.42	3.06	3.06	3.06
l_f (m)	3.09	2.14	2.14	2.14
i (m)	0.17	0.16	0.14	0.13
λ	18.18	13.38	15.29	16.46
	0.81	0.83	0.82	0.82
A_s (cm ²)	41.21	28.56	20.36	20.36
B_r (cm ²)	3364	2809	2304	1849
	6207.04	5142.05	4079.37	3388.44
	2700	1924.84	962.1	495.01

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$ donc pas de risque de flambement.

Remarque :

On considère que :

Zone 1: SS, RDC, 1^{ém} étage;

Zone 2: 2, 3, 4^{ém} étage ;

Zone 3: 5,6, 7^{ém} étage

Zone 4 : 8, 9,10, 11^{ém} étage

Schéma de ferrailage des poteaux :

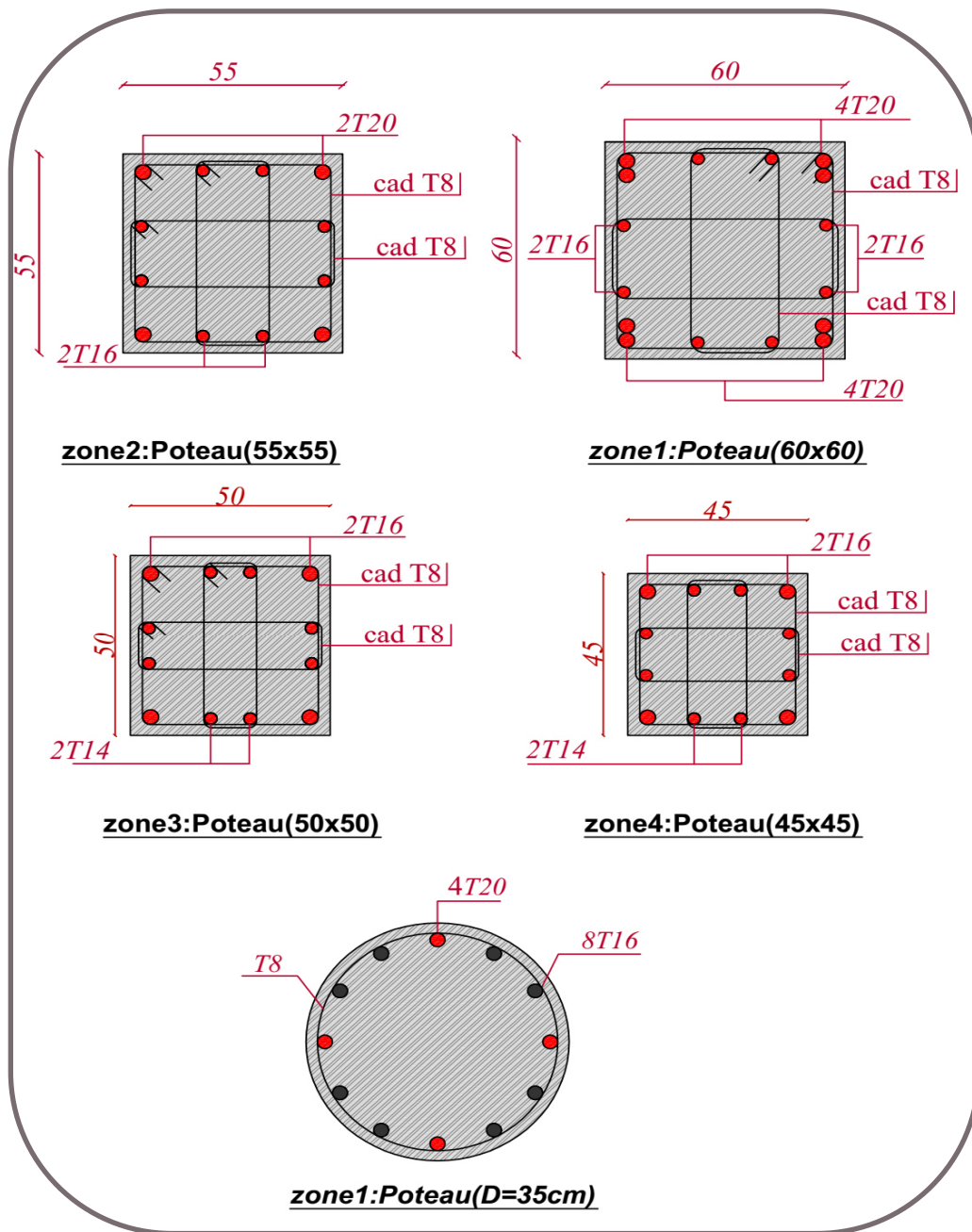


Figure V.1:Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

❖ **Etat limite ultime :**

- Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**
- Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8G ± E**

❖ **Etat limite de service :** **G + Q**

V.3.1 Recommandation du RPA 99(V2003) :

V.3.1.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40φ: En zone I et IIa.
50φ: En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La section d'armatures finales : $A = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$$\begin{cases} A_{CAL} \rightarrow \text{flexion simple} \\ A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{RPA} = 0.5\% B \end{cases}$$

V.3.1.2 Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $(h/4, 12\phi)$;
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.
- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.3.2 Sollicitations de calcul:

- ✓ Poutres principales :

Tableau V.9 : les sollicitations aux poutres principales

Zone	M (KN. m)		M (KN. m)	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} cm^2$	$A_{adopté} cm^2$
1	Sur appuis	Sup	226.84	18.13	6T20	25.98	6	48	28.26
		Inf	108.467	7.85	3T20				
	En travée		68.275	5.67	3T20	11.34	6	48	18.84
2	Sur appuis	Sup	227.188	18.16	6T20	28.19	6	48	28.26
		Inf	135.813	10.03	3T20				
	En travée		71.462	5.96	3T20	11.92	6	48	18.84
3	Sur appuis	Sup	202.031	15.43	3T20+3T16	26.5	6	48	28.89
		Inf	148.322	11.07	3T20+2T16				
	En travée		80.965	6.82	3T20	13.64	6	48	18.84
4	Sur appuis	Sup	176.915	13.51	3T20+3T16	22.26	6	48	28.89
		Inf	119.838	8.75	3T20+2T16				
	En travée		92.968	7.73	3T20	15.46	6	48	18.84

✓ Poutressecondaires:

Tableau V.10 : les sollicitations aux poutres secondaires.

Zone	M (KN.m)		M KN.m	A_{cal} cm ²	Choix des Barres	A_s cm ²	A_{min} cm ²	A_{max} cm ²	$A_{adopté}$ cm ²
1	Sur appuis	Sup	99.206	7.73	3T16+2T14	14.7	6	48	18.22
		Inf	96.522	6.93	3T16+2T14				
	En travée		90.726	7.14	3T16+2T14	14.3	6	48	18.22
2	Sur appuis	Sup	120.22	8.78	3T16+2T14	17.2	6	48	18.22
		Inf	115.93	8.44	3T16+2T14				
	En travée		92.565	7.9	3T16+2T14	15.8	6	48	18.22
3	Sur appuis	Sup	128.43	9.44	3T16+3T14	18.4	6	48	19.76
		Inf	122.81	8.99	3T16+2T14				
	En travée		94.41	8.08	3T16+2T14	16.2	6	48	18.22
4	Sur appuis	Sup	126.54	9.28	3T16+3T14	18.0	6	48	19.76
		Inf	119.84	8.75	3T16+2T14				
	En travée		96.263	8.26	3T16+2T14	16.5	6	48	18.22

V.3.3 Exemple de calcul (poutre principale):

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principales dans la zone 1.

➤ En travée :

$$\theta = 1; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPA} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_u = 92.968 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 38.959 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul a l'ELU :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{92.968 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.2} = 0.17 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,91$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{92968}{0,91 \times 36 \times 348} = 8.15 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2$$

• Armatures minimal d'RPA :

$$A_{RPA} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$A_{\max} = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 8.15 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de : **3T20** donc : $A_S = 9.42 \text{ cm}^2$

➤ Vérification a l'ELS :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad \text{Avec: } n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_S}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_S}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{8.15}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 36}{7.5 \times 8.15}} - 1 \right] = 13.53 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 13.53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (13.53)^3}{3} + 15 \times 8.15 (36 - 13.53)^2 = 86492.28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{41.065 \times 10^6}{86492.28 \times 10^4} \times 135.3 = 6.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

En appuis :

$$\theta = 1; \gamma_b = 1.15; \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21.7 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$M_u = 176.915 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 67.629 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul a l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{176.915 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 21.7} = 0.20 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.28$$

$$\beta = 1 - 0.40 \alpha = 0.88$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{176915}{0.89 \times 36 \times 400} = 13.80 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimal d'RPA :**

$$A_{RPA} = 0.005 \times 60 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A_{\max} = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{RPA}) = 13.80 \text{ cm}^2$$

On prend un ferrailage de 3T16+3T14 donc : $A_s = 15.45 \text{ cm}^2$

➤ **Verification a l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{15.45}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 36}{7.5 \times 15.45}} - 1 \right] = 17.1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 17.1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (17.1)^3}{3} + 15 \times 15.45 (36 - 17.1)^2 = 132785.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{67.629 \times 10^6}{132785.5 \times 10^4} \times 17.1 = 8.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ C.V}$$

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/V.2003 :**

a- Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

b- Poutres secondaires :

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 25 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 25 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 25 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

• **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

a- Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e}$

Avec : **b** : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) ;$$

On adopte les espacements suivants : **S_t = 20cm**

Donc: $A_t \geq 0.40 \times 0.3 \times 0.20 / 400 \Rightarrow A_t \geq \mathbf{0.50 \text{ cm}^2}$

Diamètre des armatures d'âme

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{\min} \right\} \Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right\} = 1.14 \text{cm} . \text{ Soit : } \varphi_t = 8 \text{mm}$$

b- Selon leRPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

L'espace maximal:

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_L) = 10\text{cm} ;$
- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **$S_t = 10\text{cm}$**
- En zone courante: **$S_t = 20\text{cm}$**

On aura alors:

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** : **$A_t = 2.01\text{cm}^2$**

Conclusion:

$$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale: $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante: $S_t = 20\text{cm}$

Remarque : les armatures transversal sont les mêmes dans les poutres principales et les poutres secondaires : **4Φ8**

V.3.4 Récapitulatifs du ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (06) zones :

Zone 1 : Sous-sol+ (RDC, 1) étage : poteaux (60x60).

Zone 2 : (2, 3,4) étage : poteaux (55x55).

Zone 3 : (5, 6,7) étage : poteaux (50x50).

Zone 4 : (8, 9, 10,11) étage : Poteaux (45x45)

V.3.4.1 Ferrillages des poutres principales :

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales.

Zone	A _{min}	Armatures longitudinal						Arm transversal	
		Travée			Appuis			St (RPA)	
		A _{cal}	A _{adop}	Choix	A _{cal}	A _{adop}	Choix	Nodal e=10cm	Courante e=20cm
1	6	5.67	9.42	3T20	18.13	18.84	6T20	4Φ8	4Φ8
2	6	5.96	9.42	3T20	18.16	18.84	6T20	4Φ8	4Φ8
3	6	6.82	9.42	3T20	15.43	15.45	3T20+3T16	4Φ8	4Φ8
4	6	8.15	9.42	3T20	13.51	15.45	3T20+3T16	4Φ8	4Φ8

V.3.4.2 Ferrillages des poutres secondaires :

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires.

Zone	A _{min}	Armatures longitudinal						Arm transversal	
		Travée			Appuis			St (RPA)	
		A _{cal}	A _{adop}	Choix	A _{cal}	A _{adop}	Choix	Nodal e=10cm	Courante e=20cm
1	6	7.73	9.11	3T16+2T14	7.14	9.11	3T16+2T14	4Φ8	4Φ8
2	6	7.9	9.11	3T16+2T14	8.78	9.11	3T16+2T14	4Φ8	4Φ8
3	6	8.08	9.11	3T16+2T14	9.44	10.65	3T16+3T14	4Φ8	4Φ8
4	6	8.26	9.11	3T16+2T14	9.28	10.65	3T16+3T14	4Φ8	4Φ8

❖ Vérification du cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5MPa \end{cases} = 3.33MPa$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a- Les poutres principales :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Zone	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	30x40	117.78	1.09	3.33	C.V
2	30x40	100.15	0.93	3.33	C.V
3	30x40	120.69	1.12	3.33	C.V
4	30x40	140.7	1.30	3.33	C.V

b- Les poutres secondaires :

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Zone	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	30x40	73.39	0.68	3.33	C.V
2	30x40	73.69	0.68	3.33	C.V
3	30x40	73.97	0.68	3.33	C.V
4	30x40	74.2	0.69	3.33	C.V

✓ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

1. Les poutres principales :

Tableau V.15 : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP).

Zone	Sollicitation	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Observation
1	Sur appuis	48.448	6.09	15	C.V
	En travée	38.959	5.81	15	C.V
2	Sur appuis	51.768	6.51	15	C.V
	En travée	28.915	4.31	15	C.V
3	Sur appuis	58.672	7.54	15	C.V
	En travée	30.902	4.61	15	C.V
4	Sur appuis	67.629	8.71	15	C.V
	En travée	41.065	6.42	15	C.V

2. Les poutres secondaires:

Tableau V.16 : Vérification de Contrainte de compression dans le béton (PS).

Zone	Sollicitation	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Observation
1	Sur appuis	17.24	2.61	15	C.V
	En travée	10.72	1.62	15	C.V
2	Sur appuis	23.019	3.48	15	C.V
	En travée	10.714	1.62	15	C.V
3	Sur appuis	28.026	4.03	15	C.V
	En travée	12.582	1.9	15	C.V
4	Sur appuis	32.042	4.60	15	C.V
	En travée	14.584	2.21	15	C.V

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

On fait le calcul pour le cas plus défavorables :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t.service}}{M_{a.service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t.service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a.service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (enMPa).

✓ **Vérification des conditions :**

▪ **poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{455} = 0,0888 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{455} = 0,088 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{38.959}{48.448} = 0,08 \rightarrow C.V$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{8.01}{30 \times 36} = 0,0074 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.V$$

▪ **poutressecondaires:**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{445} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{445} = 0,090 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{1.923}{4.142} = 0,046 \rightarrow C.V$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.11}{30 \times 36} = 0.0084 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow C.V \text{ (Ces trois conditions sont vérifiées.)}$$

Schémas de ferrailage

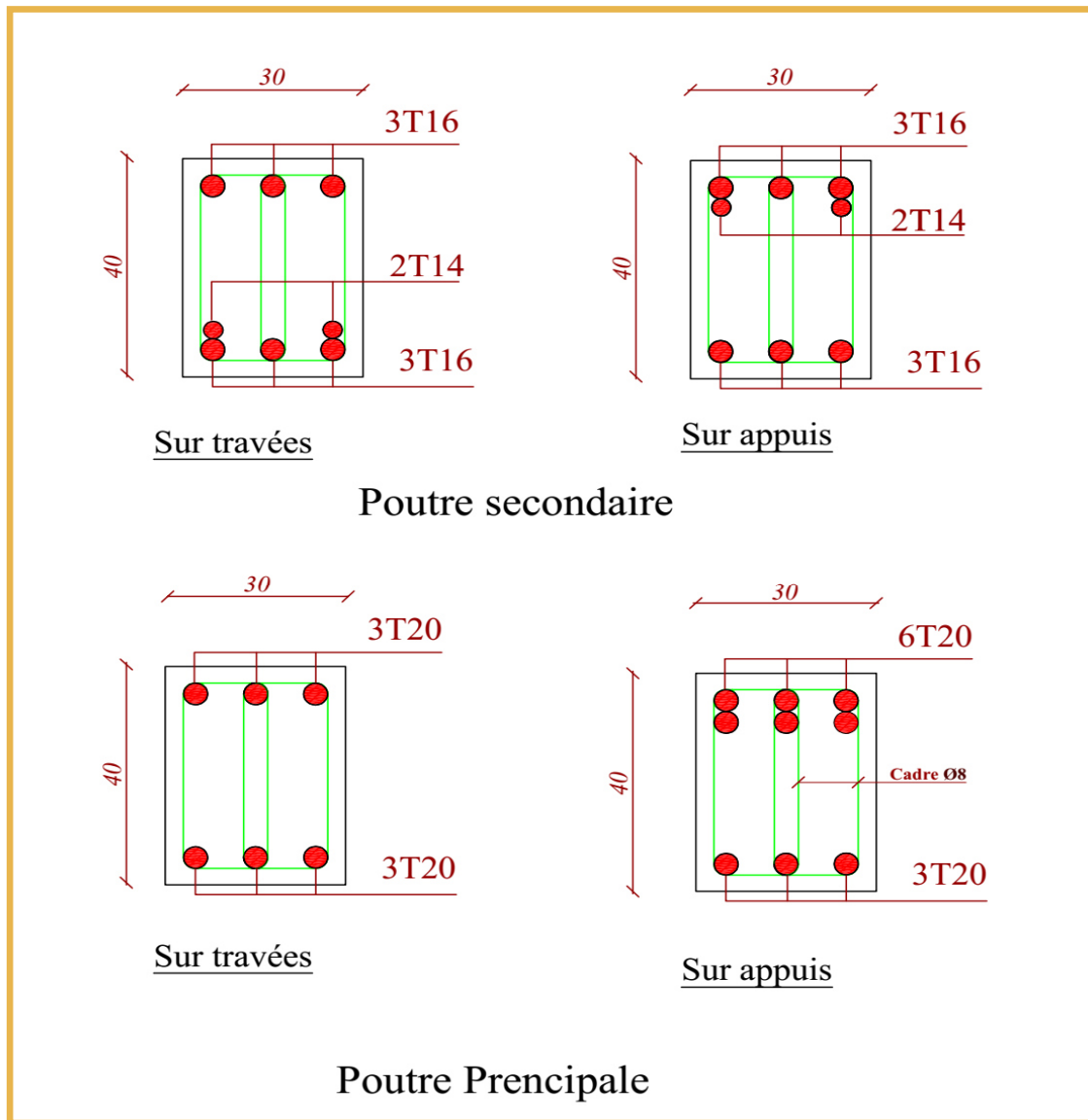


Figure.V.2: Schémas de ferrailage des poutres.

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1 Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera la disposition du ferrailage suivante :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 04 zones :

- les niveaux (S/Sol-N1) zone I
- les niveaux (N2-N4) zone II
- les niveaux (N5-N7) zone III
- les niveaux (N8-N11) zone IV

V.4.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

Les réglementations en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exigent les combinaisons ci-contre :

a- Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

b- Etat limite de service : $G + Q$

V.4.3 Recommandations de RPA99/v.2003 :

V.4.3.1 Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

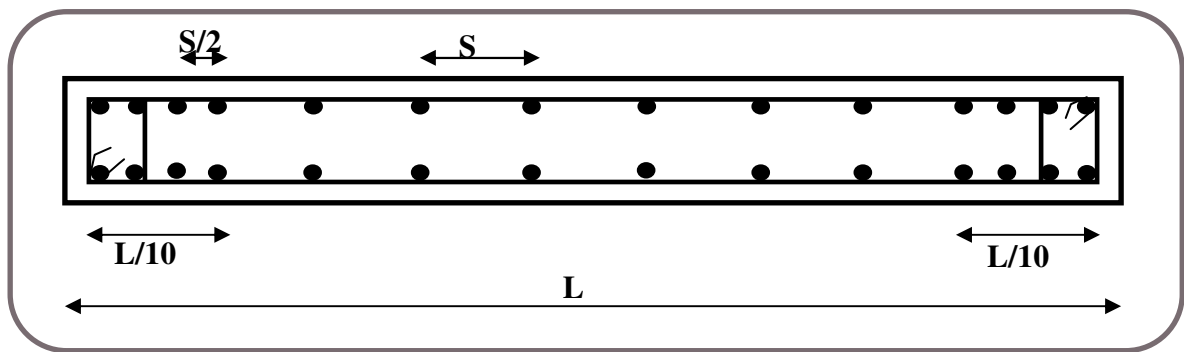


Figure V.3: Disposition des armatures verticales dans le voile

V.4.3.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.3.3 Règle communes:

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section
 - En zone courante égale à 0,10% de la section
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

V.4.3.4 Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

V.4.3.5 Armature de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

V.4.4 Ferrailage des voiles :

V.4.4.1 Exposé de la méthode :

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

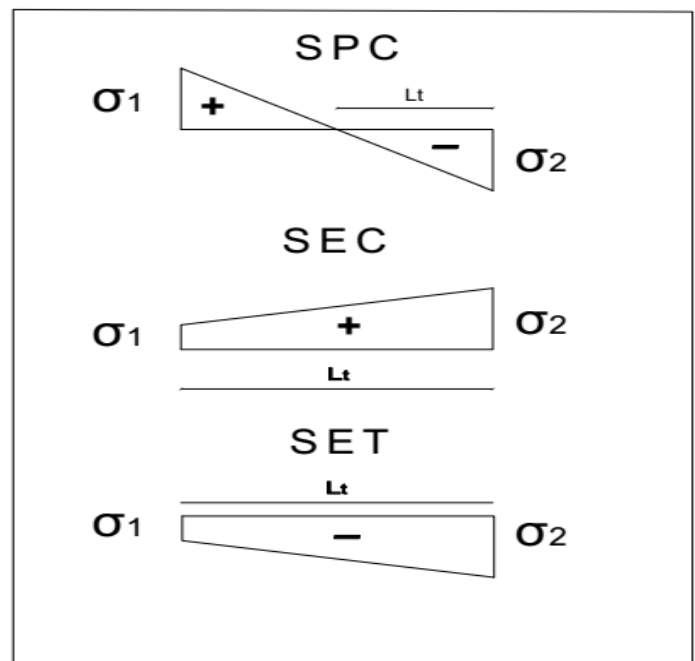
Avec : N: effort normal appliqué

M: Moment fléchissant appliqué.

B: Section transversale du voile.

V: bras de levier : $V=L/2$

I: l'inertie de voile



❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \cdot e$$

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \cdot e$$

• **Calcul de L_t (longueur tendue) :**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L$$

• **Calcul de Force de traction dans la zone tendue :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e$$

• **Calcul des armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_u}{f_e}$$

• **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left(0.23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$$

➤ Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$$

❖ **Vérification :**

• **Vérification à l'ELS :**

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 :**

$$T_b \leq \bar{T}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{ou : } T_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Avec : b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = $0,9h$

h : hauteur totale de la section brute.

• **D'après le BAEL 91 :**

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } T_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi: } \bar{T}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

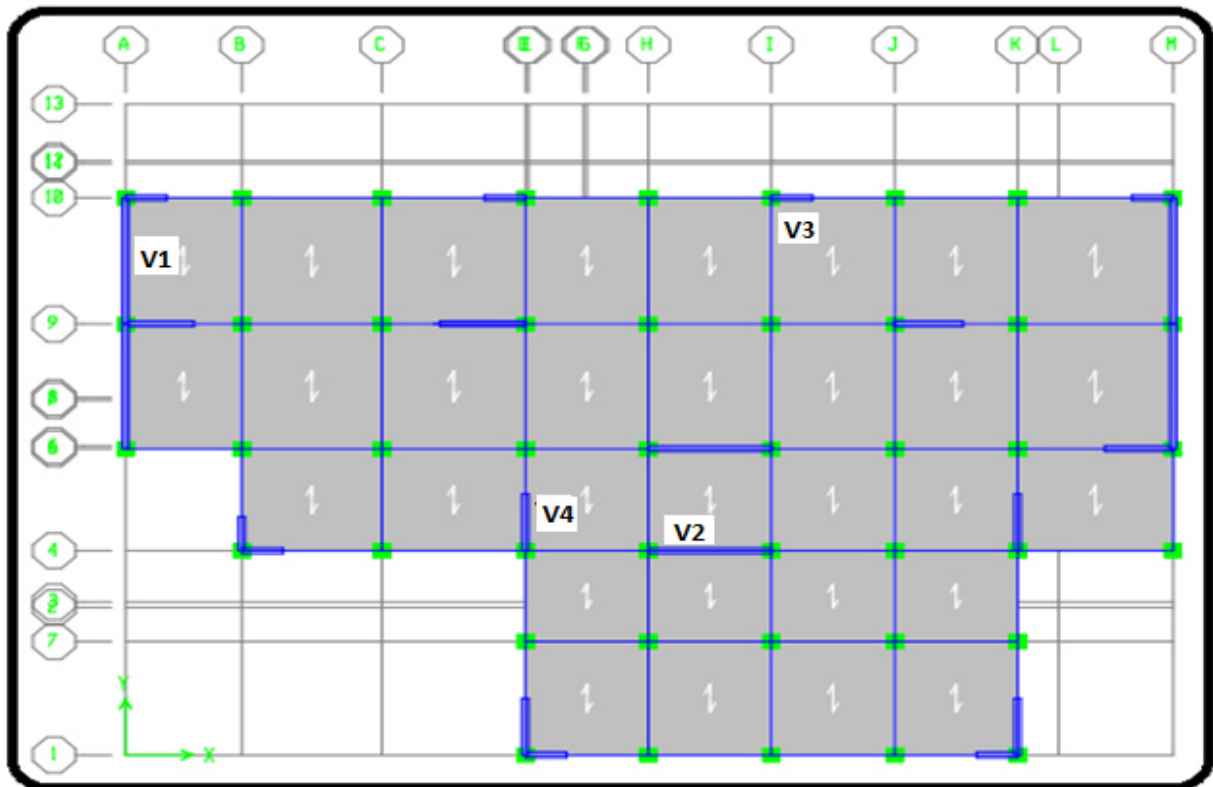


Figure V.4: vue en plan des voiles.

V.4.5Exemple de calcul (voile1):

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur L= 4.45m, dans la première zone. Ainsi le ferraillage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailler par symétrie.

V.4.5.1Détermination des sollicitations :

$$M = 3790.62KN.m \quad I = \frac{0.2 \times (4.45)^3}{12} = 1.469 \text{ m}^4$$

$$N = 3958.4 \text{ KN} \quad \Omega = e \times L = 0.2 \times 4.45 = 0.89 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.225 \text{ m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3958.4}{0.89} + \frac{3790.62 \times 2.225}{1.469} = 10190.05 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3958.4}{0.89} - \frac{3790.62 \times 2.225}{1.469} = -1295.00 \text{ KN/m}$$

La section est partiellement comprimée :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0.5 \text{ m}$$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e = 64.98 \text{ KN}$$

V.4.5.2 Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_u}{f_e} = \frac{64.98}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

$$A_{\min} \geq \max \left(0.23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$$

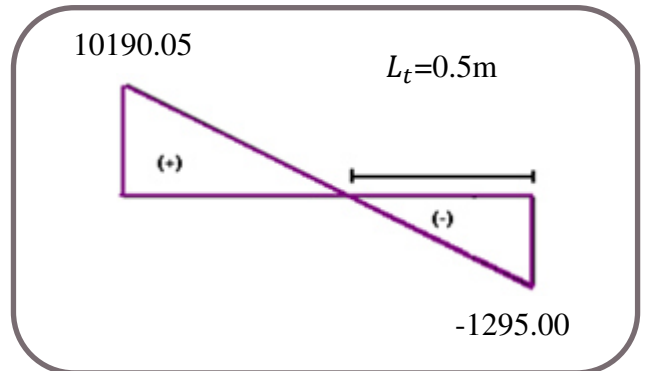
$$A_{\min} \geq 22.25 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature minimale selon le RPA :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003(art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min} = 0.2\% \times B = 17.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{RPA}}, A_{\text{BAEL}}) = 65.7 \text{ cm}^2$$



V.4.5.3 Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

- ❖ Longueur de la zone d'about : $(445/10) = 44.5 \text{ cm}$ Avec : $St = 15\text{cm}$
- ❖ Longueur de la zone courante 356cm. Avec : $St = 18\text{cm}$

Conclusion:

On adopte comme ferrailage verticale **29HA12** par nappe sur toute la longueur du voile.

V.4.5.4 Armature horizontale :

D'après le BAEL91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{32.8}{4} = 8.2 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 :

$$A_H = 0.15 \% L \times e = 13.35 \text{ cm}^2$$

Soit : **23HA10** pour chaque nappe avec $S_t = 20\text{cm}$

V.4.5.5 Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

V.4.5.6 Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée a :

❖ Selon le RPA99 [art 7.7.2]

$$\bar{\tau} = 0.02 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$V_{max} = 1296.09 \text{ KN}$$

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d} = 1.4 \times \frac{1296.09 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2.75} = 3.29 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_b = 3.29 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPA} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ Selon le BAEL91 :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

On à aussi: $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1296.09 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3.978} = 1.63 \text{ MPA}$$

Donc: $\tau_u = 1.63MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS :**

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$$

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

$$\sigma_b = \frac{1931.65 \times 10^3}{4450 \times 200 + 15 \times 32.8 \times 10^2} = 2.05MPa \leq 0.6f_{c28} = 15MPa \Rightarrow$$
 Condition vérifié

V.4.6 Conclusion de ferrailage :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

a- Sollicitations et contraintes:

Tableau V.17 :Ferrailage verticale du voile type 1(y-y).

Zones	Voiles	N, M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sec	L _t	As (cm ²)
Zone1	V1 4.45m	Λ M	3958.4	3790.62	10190.3	-1295.00	PC	0.50	1.62
		Λ M	-2026.8	584.791	-1391.37	-3163.24	ET	4.45	0
		Λ M	3349.2	4241.20	10188.4	-2662.10	PC	0.92	6.14
Zone2	V1 4.45m	Λ M	-2535.7	2545.89	-6706.02	1007.82	PC	3.87	64.86
		Λ M	1016.23	838.889	2412.71	-129.05	PC	0.23	0.073
		Λ M	503.21	2575.14	4466.64	-3335.83	PC	1.90	15.87
Zone3	V1 4.45m	Λ M	1570.13	1631.76	-707.86	4236.24	PC	0.64	1.127
		Λ M	-449.64	860.367	798.21	-1808.64	PC	3.09	13.96
		Λ M	670.86	1698.80	3327.39	-1819.84	PC	1.57	7.158
Zone4	V1 4.45m	Λ M	922.53	66.873	1137.86	935.24	PC	4.45	0
		Λ M	-195.15	708.059	853.41	-1291.95	PC	2.68	8.655
		Λ M	481.02	939.7	1964.08	-883.14	PC	1.38	3.047

Tableau V.18 :Choix des barres du voile type 1.

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	
Caractéristi- ques géométriques	L (m)	4.45	4.45	4.45	4.45	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0.20	
	B (m ²)	0.89	0.89	0.89	0.89	
Sollicitationd e calcul	σ_1 (KN/m ²)	10188.4	-6706.02	798.21	853.41	
	σ_2 (KN/m ²)	-2662.10	1007.82	-1808.64	-1291.95	
	V _U (KN)	1296.09	1100.49	845.64	558.4	
	L _t (m)	4.45	3.87	3.09	2.68	
	L _c (m)	0	0.58	1.36	1.77	
Ferrailage	Section		SET	SPC	SPC	SPC
	N (KN)		-2026.8	-2535.7	-449.64	-195.15
	A _v (cm ²)		0	64.86	13.96	8.655
	A _{RPA} (cm ²)		17.8	17.8	17.8	17.8
	A _{BAEL} (cm ²)		44.5	46.72	46.72	46.72
	A _{adopp} (par nappe)		32.8	32.8	24.16	24.16
	Choix par nappe		29HA12	29HA12	4HA12 + 25HA10	4HA12 + 25HA10
	S _t (cm)	courante	15	15	15	15
		d'about	15	15	15	15
	A _H (cm ²)	(BAEL)	8.2	8.2	6.04	6.04
		(RPA)	13.35	13.35	13.35	13.35
		A _{adp} (par	18.07	12.57	12.57	12.57
	Choix par nappe/ml		23HA10	16HA10	16HA10	16HA10
S _t (cm)		20	20	20	20	
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.63	2.00	1.61	1.02
		τ_b (MPa)	2.28	2.8	2.25	1.43
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	1931.65	1519.43	1120.49	676.17
		σ_b (MPa)	2.05	1.7	1.21	0.73
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.19 :Ferrailage verticale du voile type 2(x-x).

Zones	Voiles	N, M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	se c	L _t	As (cm ²)
Zone 1	V2 3.6m	Μ	3096.9	22.977	4354.48	4248.10	E	3.6	0
		Μ	7.71	63.009	156.56	-135.15	PC	1.67	0.56
		Μ	2258.97	4340.72	13185.4	-6910.50	PC	1.24	21.38
Zone 2	V2 3.6m	Μ	2533.08	28.471	3584.07	3452.26	E	3.6	0
		Μ	-4.22	44.181	96.41	-108.13	PC	1.9	0.514
		Μ	-1849.1	1646.48	1243.10	-6379.49	PC	3.01	48.05
Zone 3	V2 3.6m	Μ	1937.95	22.471	2743.61	2639.58	E	3.6	0
		Μ	-2.4	50.915	114.53	-121.19	PC	1.85	0.56
		Μ	1162.87	850.153	3583.04	-352.85	PC	0.32	0.28
Zone 4	V2 3.6m	Μ	1215.01	6.035	1701.48	1673.54	E	3.6	0
		Μ	2.87	65.621	155.89	-147.91	PC	1.75	0.65
		Μ	831.69	862.367	3151.34	-841.09	PC	0.76	1.6

Tableau V.20 : Choix des barres du voile type 2.

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6	3.6	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0.20	
	B (m ²)	0.72	0.72	0.72	0.72	
Sollicitation de calcul	σ_1 (KN/m ²)	13185.4	1243.10	114.53	3151.34	
	σ_2 (KN/m ²)	-6910.50	-6379.49	-121.19	-841.09	
	V _U (KN)	1054.88	618.17	400.68	261.47	
	L _t (m)	1.24	3.01	1.85	0.76	
	L _c (m)	2.36	0.59	1.75	2.84	
Ferrailage	Section		SPC	SPC	SPC	SPC
	N (KN)		2260.46	1850.65	1415.91	888.12
	A _v (cm ²)		21.38	48.05	0.56	1.6
	A _{RPA} (cm ²)		14.4	14.4	14.4	14.4
	A _{BAEL} (cm ²)		36	36	36	36
	A _{adopp} (par nappe)		30.54	30.54	21.2	21.2
	Choix par nappe		27HA12	27HA12	8HA12 + 19HA10	8HA12 + 19HA10
	S _t (cm)	courante	15	15	15	15
		d'about	10	10	10	10
	A _H (cm ²)	(BAEL)	7.64	7.64	5.3	5.3
		(RPA)	10.8	10.8	10.8	10.8
		A _{adopp}	26.01	26.01	12.57	12.57
	Choix par nappe/ml		23HA12	23HA12	16HA10	16HA10
S _t (cm)		20	20	20	20	
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.32	1.12	0.73	0.48
		τ_b (MPa)	1.85	1.57	1.022	0.67
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	2260.46	1850.65	1415.91	888.12
		σ_b (MPa)	2.95	2.42	1.88	1.18
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.21 :Ferrailage du voile type 3(x-x).

Zones	Voiles	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sec	L _t	As (cm ²)
Zone1	V3 1.2m	Λ M	912.63	53.987	4927.35	2677.90	EC	1.2	0.00
		Λ M	-395.77	50.058	-606.17	-2691.92	ET	1.2	0.00
		Λ Λ	248.46	351.463	8357.40	-6286.90	PC	0.52	8.1
Zone2	V3 1.2m	Λ M	632.03	9.143	2823.94	2442.98	EC	1.2	0.00
		Λ M	216.64	21.162	1343.54	461.79	EC	1.2	0.00
		Λ Λ	312.01	181.402	5079.25	-2479.17	PC	0.39	2.44
Zone3	V3 1.2m	Λ M	449.19	78.448	3505.96	237.29	EC	1.2	0.00
		Λ M	137.15	108.272	2827.13	-1684.21	PC	0.45	1.88
		Λ Λ	430.83	148.738	4893.83	-1303.58	PC	0.25	0.82
Zone4	V3 1.2m	Λ M	314.87	33.507	2010.02	613.90	EC	1.2	0.00
		Λ M	-121.39	99.64	1570.04	-2581.63	PC	0.75	4.82
		Λ Λ	296.51	134.21	4031.50	-1560.58	PC	0.33	1.31

Tableau V.22 : Choix des barres du voile type 3.

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0.20	
	B (m ²)	0.24	0.24	0.24	0.24	
Sollicitation de calcul	σ_1 (KN/m ²)	8357.40	5079.25	2827.13	1570.04	
	σ_2 (KN/m ²)	-6286.90	-2479.17	-1684.21	-2581.63	
	V _U (KN)	121.71	102.68	94.93	77.17	
	L _t (m)	0.52	0.39	0.45	0.75	
	L _c (m)	0.68	0.81	0.75	0.45	
Ferrailage	Section		SPC	SPC	SPC	SPC
	N (KN)		248.46	312.01	137.15	-121.39
	A _v (cm ²)		8.1	2.44	1.88	4.82
	A _{RPA} (cm ²)		4.8	4.8	4.8	4.8
	A _{BAEL} (cm ²)		12	12	12	12
	A _{adopp} (par nappe)		13.57	13.57	11.5	11.5
	Choix par nappe		12HA12	12HA12	6HA12 + 6HA10	6HA12 + 6HA10
	S _t (cm)	courante	15	15	15	15
		d'about	7	7	7	7
	A _H (cm ²)	(BAEL)	3.39	3.39	2.88	2.88
		(RPA)	3.6	3.6	3.6	3.6
			18.07	18.07	12.57	12.57
	Choix par nappe/ml		23HA10	23HA10	16HA10	16HA10
	S _t (cm)		20	20	20	20
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	0.151	0.186	0.172	0.14
		τ_b (MPa)	0.212	0.261	0.242	0.196
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	516.85	415.38	315.63	193.48
		σ_b (MPa)	1.985	1.595	1.227	0.752
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.23 :Ferrailage du voile type 3(y-y).

Zones	Voiles	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sec	L _t	As (cm ²)
Zone1	V3 1.2m	Λ M	1009.1	50.246	5251.38	3157.79	EC	1.2	0.00
		Λ M	-332.45	42.435	-501.15	-2269.27	ET	1.2	0.00
		Λ M	589.37	282.066	8332.08	-3420.67	PC	0.35	2.99
Zone2	V3 1.2m	Λ M	790.54	575.85	15290.8	-8702.96	PC	0.44	9.47
		Λ M	-153.73	30.499	-5.15	-1275.94	ET	1.2	0.00
		Λ M	409.38	118.88	4182.42	-770.92	PC	0.19	0.36
Zone3	V3 1.2m	Λ M	595.5	8.29	2653.96	2308.54	EC	1.2	0.00
		Λ M	-110.5	83.355	1276.15	-2196.98	PC	0.76	4.17
		Λ M	323.31	110.819	3655.85	-961.60	PC	0.25	0.6
Zone4	V3 1.2m	Λ M	358.29	7.559	1650.35	1335.40	EC	1.2	0.00
		Λ M	-85.47	90.645	1532.31	-2244.56	PC	0.71	4.01
		Λ M	162.09	107.659	2918.27	-1567.52	PC	0.42	1.65

Tableau V.24 : Choix des barres du voile type 3.

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	
Caractéristiques Géométrique	L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0.20	
	B (m ²)	0.24	0.24	0.24	0.24	
Sollicitation de calcul	σ_1 (KN/m ²)	8332.08	15290.8	1276.15	1532.31	
	σ_2 (KN/m ²)	-3420.67	-8702.96	-2196.98	-2244.56	
	V _U (KN)	108.16	64.28	66.26	64.57	
	L _t (m)	0.35	0.44	0.76	0.71	
	L _c (m)	0.85	0.76	0.44	0.49	
Ferrailage	section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	N (KN)	589.37	790.54	-110.5	-85.47	
	A _v (cm ²)	2.99	9.47	4.17	4.01	
	A _{RPA} (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8	
	A _{BAEL} (cm ²)	12	12	12	12	
	A _{adopp} (par nappe)	13.57	13.57	11.5	11.5	
	Choix par nappe		12HA12	12HA12	6HA12 + 6HA10	6HA12 + 6HA10
	S _t (cm)	courante	10	10	10	10
		d'about	10	10	10WQ	10
	A _H (cm ²)	(BAEL)	3.39	3.39	2.88	2.88
		(RPA)	3.6	3.6	3.6	3.6
		A _{adopp} (par	18.07	18.07	12.57	12.57
	Choix par nappe/ml		23HA10	23HA10	16HA10	16HA10
S _t (cm)		20	20	20	20	
Vérification	Contrainte de cisaillemen	τ_u (MPa)	0.14	0.12	0.12	0.12
		τ_b (MPa)	0.19	0.16	0.16	0.16
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	676.64	575.85	433.82	261.16
		σ_b (MPa)	2.599	2.21	1.69	1.02
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.25 :Ferrailage du voile type 4(y-y).

Zones	Voiles	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sec	L _t	As (cm ²)
Zone1	V4 2m	Λ M	1421.09	66.461	4051.18	3054.27	EC	2	0.00
		Λ M	243.41	75.28	1173.13	43.93	EC	2	0.00
		Λ M	614.38	674.258	6592.89	-3520.99	PC	0.7	6.13
Zone2	V4 2m	Λ M	1022.78	53.963	2961.67	2152.23	EC	2	0.00
		Λ M	250.53	107.099	1429.57	-176.92	PC	0.22	0.097
		Λ M	827.23	244.156	3899.25	236.91	EC	2	0.00
Zone3	V4 2m	Λ M	718.98	51.98	2187.30	1407.60	EC	2	0.00
		Λ M	129.57	129.221	1293.08	-645.23	PC	0.67	1.074
		Λ M	664.91	202.699	3182.52	142.03	EC	2	0.00
Zone4	V4 2m	Λ M	439.61	58.145	1535.11	662.94	EC	2	0.00
		Λ M	28.82	98.373	809.85	-665.75	PC	0.9	1.502
		Λ M	34.44	200.145	1587.19	-1414.99	PC	0.94	3.35

Tableau V.26 : Choix des barres du voile type 4.

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0.20	
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	
Sollicitation de calcul	σ_1 (KN/m ²)	6592.89	1429.57	1293.08	1587.19	
	σ_2 (KN/m ²)	-3520.99	-176.92	-645.23	-1414.99	
	V _U (KN)	215.07	101.63	106.83	103.92	
	L _t (m)	0.7	0.22	1.074	0.94	
	L _c (m)	1.3	1.78	0.926	1.06	
Ferrailage	Section		SPC	SPC	SPC	SPC
	N (KN)		614.338	250.53	129.57	34.44
	A _v (cm ²)		6.13	0.097	1.074	3.35
	A _{RPA} (cm ²)		8	8	8	8
	A _{BAEL} (cm ²)		20	20	20	20
	A _{adopp} (par nappe)		19.23	19.23	14.39	14.39
	Choix par nappe		17HA12	17HA12	3HA12 + 14HA10	3HA12 + 14HA10
	S _t (cm)	Courante	15	15	15	15
		d'about	7	7	7	7
	A _H (cm ²)	(BAEL)	4.81	4.81	3.85	3.85
		(RPA)	6	6	6	6
		A _{adopp}	18.07	18.07	12.57	12.57
	Choix par nappe/ml		23HA10	23HA10	16HA10	16HA10
S _t (cm)		20	20	20	20	
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	0.27	0.18	0.19	0.19
		τ_b (MPa)	0.38	0.25	0.27	0.27
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	850.95	693.79	526.54	321.99
		σ_b (MPa)	1.98	1.62	1.24	0.76
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.27 :Ferrailage du voile type 4(x-x).

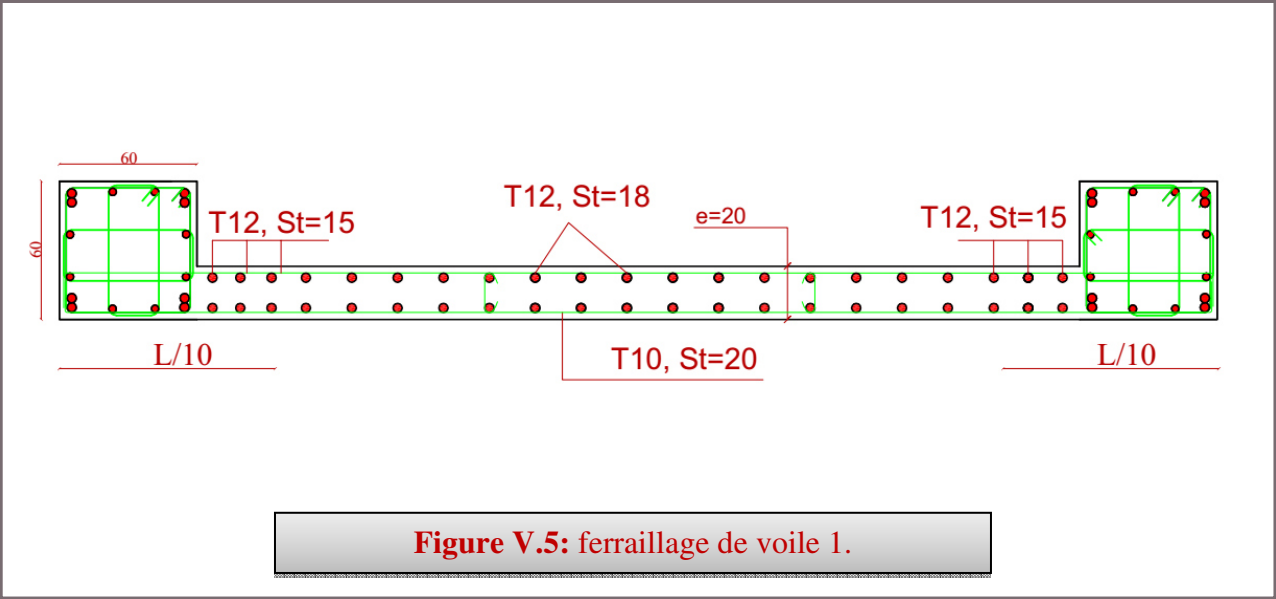
Zones	Voiles	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sec	L _t	As (cm ²)
Zone1	V4 2m	Λ M	1863.03	1143.99	-3922.35	13237.50	PC	0.46	4.483
		Λ M	-982.27	105.093	-3243.87	-1667.48	PC	2	24.55
		Λ Λ	1863.03	1143.99	-3922.35	13237.50	PC	0.7	4.48
Zone2	V4 2m	Λ M	931.48	114.527	1469.75	3187.65	EC	2	0.00
		Λ M	-198.65	312.199	-2838.12	1844.87	PC	0.22	8.6
		Λ Λ	804.23	589.271	-2408.96	6430.11	PC	0.55	3.28
Zone3	V4 2m	Λ M	740.76	407.014	-1200.71	4904.51	PC	0.39	1.18
		Λ M	-272.21	254.615	-2590.14	1229.09	PC	0.67	8.78
		Λ Λ	238.08	443.823	-2733.47	3923.87	PC	0.82	5.61
Zone4	V4 2m	Λ M	577	273.652	-609.89	3494.89	PC	0.3	0.45
		Λ M	-274.63	246.381	-2534.43	1161.28	PC	0.9	8.69
		Λ Λ	2.86	377.661	-2825.31	2839.61	PC	0.94	7.05

Tableau V.28 : Choix des barres du voile type 4.

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0.20	
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	
Sollicitation de calcul	σ_1 (KN/m ²)	-	-	-	-	
	σ_2 (KN/m ²)	-	1844.87	1229.09	1161.28	
	V _U (KN)	351.76	323.18	270.76	199.73	
	L _t (m)	2	0.22	0.67	0.9	
	L _c (m)	0	1.78	1.33	1.1	
Ferrailage	Section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	N (KN)	-982.27	-198.65	-272.21	-274.63	
	A _v (cm ²)	24.55	8.6	8.78	8.69	
	A _{RPA} (cm ²)	8	8	8	8	
	A _{BAEL} (cm ²)	20	20	20	20	
	A _{adopp} (par nappe)	19.23	19.23	15.43	15.43	
	Choix par nappe	17HA12	17HA12	6HA12 + 11HA10	6HA12 + 11HA10	
	S _t (cm)	Courante	15	15	15	15
		d'about	7	7	7	7
	A _H (cm ²)	(BAEL)	4.81	4.81	3.85	3.85
		(RPA)	6	6	6	6
		A _{adopp} (par	18.07	18.07	12.57	12.57
	Choix par nappe/ml	23HA10	23HA10	16HA10	16HA10	
	S _t (cm)	20	20	20	20	
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	0.44	0.59	0.49	0.36
		τ_b (MPa)	0.62	0.82	0.69	0.51
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	880.76	681.89	504.72	302.73
		σ_b (MPa)	2.05	1.59	1.19	0.72
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	15

❖ Schémas de ferrailage : (pour les autres ferrailages voir annexe 1)

Ferrailage de voile 1:



VI.1 Voile périphérique :

VI.1.1 Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.1.2 Dimensionnement des voiles :

La hauteur : $h = 3.74\text{m}$

L'épaisseur : $e = 20\text{ cm}$

VI.1.3 Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique : $\gamma_h = 20\text{KN}/\text{m}^3$

L'angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$

La cohésion : $c = 0\text{ KN}/\text{m}^2$

VI.1.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.74 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 30.36\text{ KN}/\text{m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10\text{ KN}/\text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 4.06\text{ KN}/\text{m}^2$$

VI.1.5 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

1) A L'ELU :

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.74 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.55 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\delta_{\min} = 1.5 \times Q = 6.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\delta_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 47.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 36.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 36.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0808 \times 36.85 \times 3.74^2 = 41.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.6313 \times 41.2 = 26.03 \text{ KN.m}$$

a- Correction des moments :

➤ **à l'ELU :**

❖ **Sens xx :** En appuis: $M_a = -0.3 M_{0X} = -0.3 \times 41.23 = -12.37 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 42.87 = 35.05 \text{ KN.m}$

❖ **Sens yy :** En appuis: $M_a = -0.3 M_{0Y} = -0.3 \times 26.03 = -7.81 \text{ KN.m}$

En travées: $M_t = 0.85 M_{0Y} = 0.85 \times 26.03 = 22.13 \text{ KN.m}$

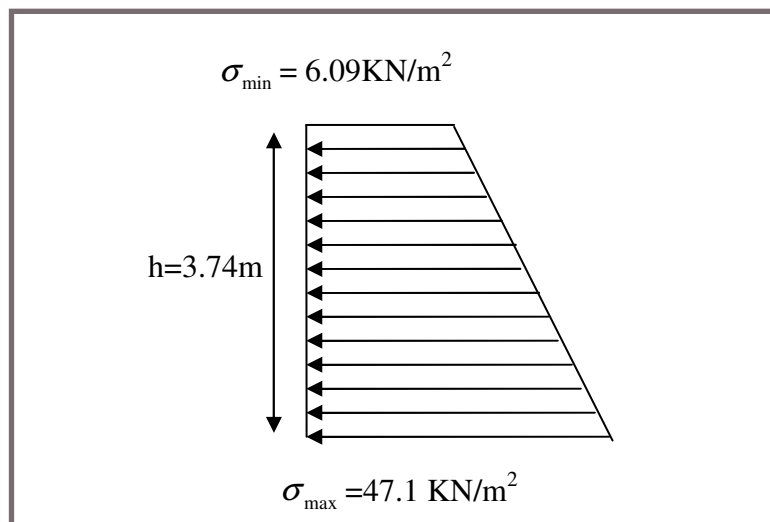


Figure VI.1: Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS.

➤ à l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 30.36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 34.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 0.82 \Rightarrow ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0607 \times 34.42 \times 3.74^2 = 29.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.7381 \times 29.22 = 21.57 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens xx** : En appui: $M_a = -0.3M_{0X} = -0.3 \times 29.22 = -8.77 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 29.22 = 24.84 \text{ KN.m}$

❖ **Sens yy** : En appui: $M_a = -0.3M_{0Y} = -0.3 \times 21.57 = -6.47 \text{ KN.m}$

En travées: $M_t = 0.85M_{0Y} = 0.85 \times 21.57 = 18.33 \text{ KN.m}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Sens		$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	x-x	2	6.06	6HA14=9.24	20
	y-y	2	6.06	6HA14=9.24	20
Appui	x-x	2	2.07	4HA12=4.52	20
	y-y	2	2.07	4HA12=4.52	20

Tableau VI.1 : Sections des armatures du voile périphérique.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{su}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** avec : esp = 20 cm.

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$,

On a $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{36.85 \times 4.55}{2} = 83.83 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$

1) Vérification des contraintes :

- Contraintes dans le béton :

- En travée:

$$y = 5.81 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

- Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 123.53 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La fissuration est considérée nuisible}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Sens		M_{ser} (KN.m)	A ado (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Travée	x-x	18.33	9.24	5.81	27132.87	123.53	3.93	C.V
	y-y		9.24	5.81	27132.87	123.53	3.93	C.V
Appui	x-x	8.77	4.52	4.30	15375.61	117.21	2.45	C.V
	y-y		4.52	4.30	15375.61	117.21	2.45	C.V

Schéma de ferrailage:

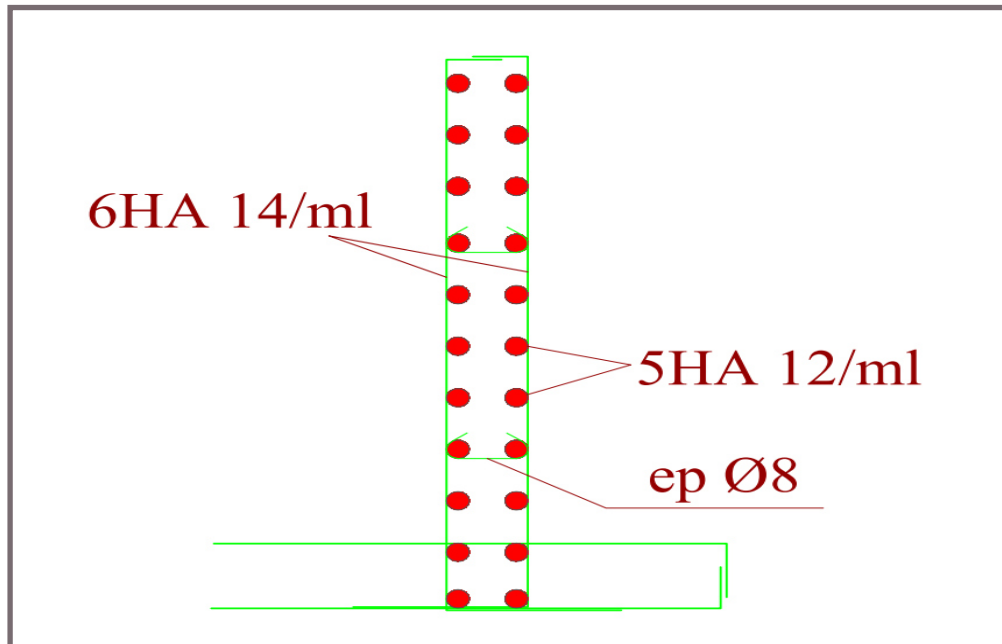


Figure VI.2: Ferrailage du voile périphérique.

V.2 Les fondations :

V.2.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

V.2.2 Stabilités des fondations :

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de la flexion ou de torsion

- des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques (adhérences, remblais).

Les massifs de fondation doivent être stable c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettant la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage, l'étude géologique et géotechnique a pour le but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

V.2.3 Différents types des fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

- ✓ **les fondations superficielles :** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau, semelles filantes sous mur, radier).
- ✓ **les fondations profondes :** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puit, pieux).
- **les fondations spéciales :** on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers cimentés, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemple.
- ✓ **les fondations surfacique ou radier :**

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

V.2.4 Choix de type de fondation :

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

- ✓ Facteur de choix du type de fondation :
 - La nature de l'ouvrage.
 - La nature du terrain.
 - La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
 - Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
 - Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- ✓ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
 - La résistance du sol
 - Le chevauchement des semelles
 - Le mode constructif de la structure
- ✓ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :
 - Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - Facilité d'exécution (coffrage)
 - Economie

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 0.15 MPa

Remarque :

Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile) , donc la solution de semelles isolées est à écarter.

On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

❖ **Semelles filantes**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 82859.27 \text{ KN} \quad ; \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2.2 \text{ bars} = 0,22 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{82859.27 \times 10^{-3}}{0,22} = 376.63 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{bat} = 562.52 \text{ m}^2$

Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier générale.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.3. Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :

a- L'épaisseur du radier :

❖ **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.55m$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où: $56.88cm \leq h_r \leq 91cm$ (1)

❖ **Condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton $E=32164195 \text{ KN/m}^2$

b : largeur du radier (bande de 1 mètre)

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K= 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.55)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,64m$$

Finalement ; d'après (1) et (2) on opte : $h_r=75 \text{ cm}$

❖ **Condition de coffrage :**

• **Pour la nervure :**

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 75 \text{ cm}$

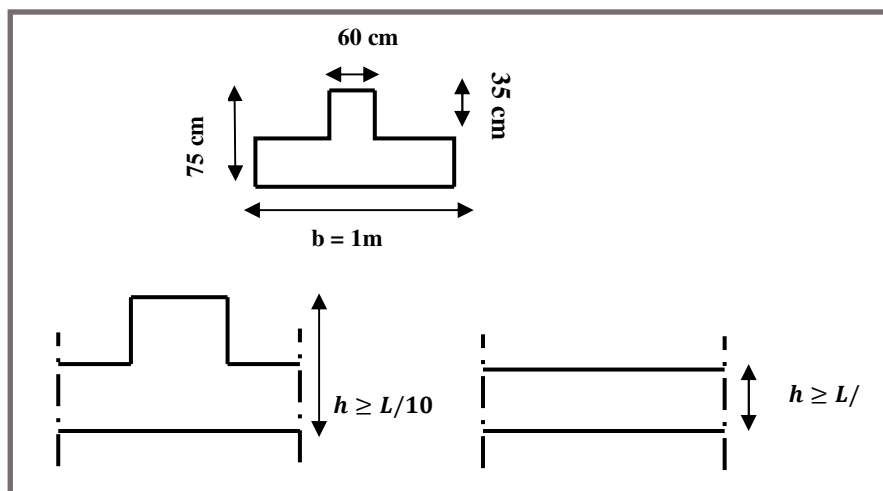
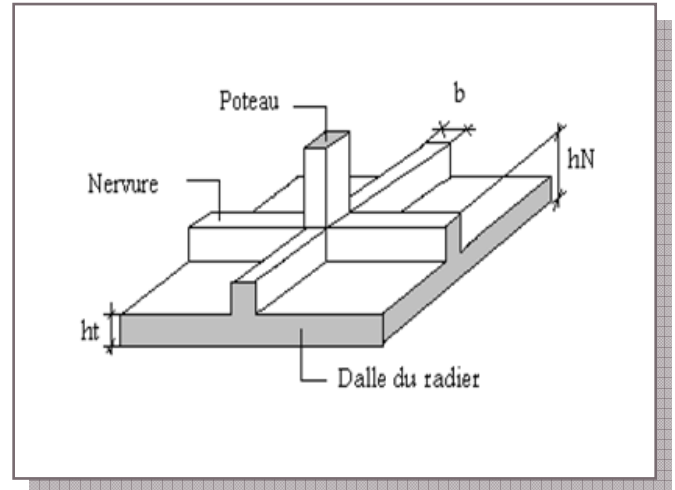
$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Soit : $b_p = 60 \text{ cm}$

Pour la dalle :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{455}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 40 \text{ cm}$



On adopte un radier nervuré de dimensions : Pour la dalle : **h = 40cm**

Pour les nervures : **h = 75cm**

❖ **La surface minimale de radier**

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat} = 562.52 \text{ m}^2$
- L'emprise totale avec un débordement de :

$$d (\text{débord}) \geq \max (h/2 ; 30 \text{ cm}) = 100 \text{ cm}$$

Donc : $S_{rad} = 665.32 \text{ m}^2$

a- Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure : **G=71385.43 KN** ; **Q=11473.84 KN**

• Infrastructure :

- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 69.3 m avec une hauteur de 3.74 m

$$G_{vp} = e \times h \times l \times 25 = 573.155 \text{ KN}$$

- Poids du radier : $G_{rad} = S_r \times h_r \times 25 = 665.32 \times 0.75 \times 25 = 12474.75 \text{ KN}$

Donc : $G_{totale} = 84433.34 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 11473.84 \text{ KN}$

b- Détermination des efforts :

Sollicitations:

- ELU : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$ $N_u = 131195.77 \text{ KN}$

- ELS : $N_s = N_G + N_Q$ $N_s = 95907.18 \text{ KN}$

c- La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\text{❖ A l'ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{95907.18 \times 10^{-3}}{0.22} = 435.94 \text{ m}^2$$

$$\text{❖ A l'ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{131195.77 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.22} = 458.73 \text{ m}^2$$

VI.3.2. Les vérifications nécessaires

VI.3.2.1. Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL91 page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h = 0.675m \quad b = 1m$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.55 m.

$$N_u = 131195.77 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0,9h \\ V_u = \frac{q L_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right.$$

Donc:

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{131195.77 \times 4.55 \times 1.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 2 \times 665.32 \times 0.07 \times 25} = 0.43m$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 MPa.$$

$$V_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{b \cdot N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{1 \times 131195.77 \times 4.55}{665.32 \times 2} = 448.62 KN$$

$$\tau = \frac{448.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 0.67 MPa \leq \bar{\tau} = 1.16 MPa \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times 0.07 f_{cj}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

L'épaisseur de radier $h_r = 0.75m$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

VI.3.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_S \times \gamma \times Z \times S$$

Avec :

W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment} + W_{voile \text{ per}}$$

$$W = 84433.34 KN$$

F_S : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_S = 1.5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10KN / m^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 3.74 m$)

S : surface du radier, ($S = 665.32m$)

$$F_S \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 3.74 \times 665.32 = 37324.45 KN$$

Donc: $W \geq F_S \times \gamma \times Z \times S$ (Condition vérifiée.)

VI.3.2.3. Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante ; (ArtA.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91 page (358)}$$

• **Sous poteau :**

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité

$$N_u = 2555.64 \text{ KN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2 \cdot (a + b + 2h_{radier})$$

$$= 2 \cdot (0.6 + 0.6 + 2 \times 0.75) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \cdot \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)} \Rightarrow h \geq 63 \text{ cm}$$

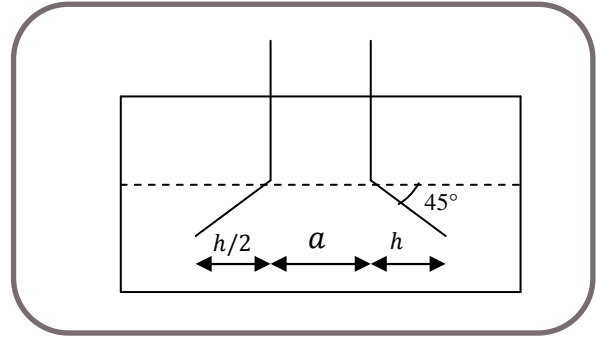


Figure VI.3: Schéma de transmission des charges.

$$h_r = 0.75 \text{ m} \geq 0.63 \text{ m} \Rightarrow \text{CV.}$$

• **Sous voile :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V1) de longueur $L = 4.45 \text{ m}$.

$$N_u = 3846.92 \text{ KN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 4.45 + 2h) = 12.3 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \cdot \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)} \Rightarrow h \geq 42 \text{ cm}$$

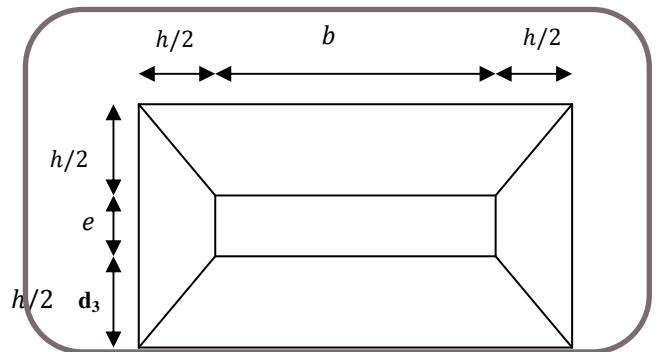


Figure VI.4: Schéma de transmission des charges.

$$h_r = 0.75 \text{ m} \geq 0.42 \text{ m} \Rightarrow \text{CV}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.75 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

VI.3.3. Caractéristique géométrique du radier :

a- Centre de masse du radier :

$$(X_r; Y_r) = (16.4; 13.22) \text{ m}$$

b- Inertie du radier :

$$I_x = 21203.8 \text{ m}^4$$

$$I_y = 36388.7 \text{ m}^4$$

$$V_x = 16.4 \text{ m}$$

$$V_y = 13.22 \text{ m}$$

c- Centre de masse de la structure :

$$(X_r; Y_r) = (16.04; 11.82) \text{ m}$$

d- L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.36 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 1.4 \text{ m}$$

VI.3.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité et de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.3\sigma_{adm}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$

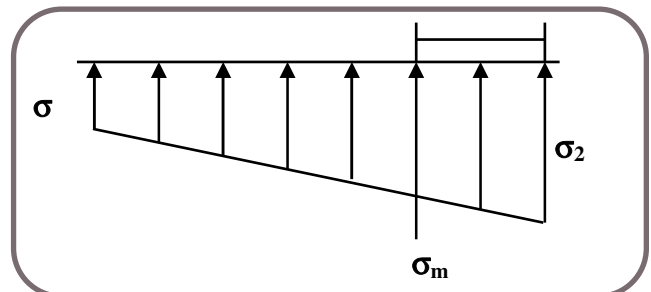


Figure VI.5: Diagramme des contraintes

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- **N** : Effort normal due aux charges verticales
- **M** : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M = N \times e$

Tableau VI 3: Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	95907.18	95907.18	131195.77	131195.77
e(m)	0.36	1.4	0.36	1.4
S(m²)	665.32	665.32	665.32	665.32
M (KN. m)	34526.59	134270.05	47230.48	183674.08
V (m)	16.4	13.22	16.4	13.22
I (m⁴)	21203.8	36388.7	21203.8	36388.7
σ_1(MPa)	0.171	0.193	0.234	0.264
σ_2(MPa)	0.118	0.095	0.161	0.131
σ_{moy}(MPa)	0.158	0.169	0.216	0.23
σ_{adm}(MPa)	0.22	0.22	0.22	0.22
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

la Vérification de stabilité :


Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure 

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- ✓ Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

Tableau VI.4 : Vérification de renversement et de soulèvement.

	0.8G+E		G+Q+E	
	x-x	y-y	x-x	y-y
N (KN)	52863.21	52863.21	77310.89	77310.89
M (KN.m)	68516.737	19664.98	198557.61	19660.899
V (m)	16.4	13.22	16.4	13.22
I (m⁴)	21203.8	36388.7	21203.8	36388.7
S_{rad}(m²)	665.32	665.32	665.32	665.32
σ₁(MPa)	0.13245	0.087	0.270	0.123
σ₂(MPa)	0.027	0.072	0.037	0.109
σ_{moy}(MPa)	0.106	0.083	0.193	0.120
σ_{Adm}(MPa)	0.22	0.22	0.22	0.22
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V

○ **Vérification selon L'RPA :**

D'après le RPA2003 (**Art : 10.1.5**) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

Avec : e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N: charge verticale permanente.

	0.8G+E		G+Q+E	
	x-x	y-y	x-x	y-y
N (KN)	52863.21	52863.21	77310.89	77310.89
M(KN.m)	68516.737	19664.98	198557.61	19660.899
e (m)	1.30	0.37	2.57	0.25
L/4 (m)	1.14	1.12	1.14	1.12
Obs	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V

VI.4. Ferrailage du radier:

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.4.1 Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

VI.4.2 Ferrailage de la dalle du radier :

a- Détermination des moments isostatiques :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens Avec: $\alpha = L_x / L_y$

$0 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalles porte sur deux sens

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \times M_x$; $M_{ty} = 0,75 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \times M_x$; $M_{ay} = 0,5 \times M_x$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \times M_x$; $M_{ty} = 0,85 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3 \times M_x$; $M_{ay} = 0,3 \times M_x$)

- Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-joints, ou L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

b- Evaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = \sigma_{moy(u)max} = 193.82 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ELS : $q_{ser} = \sigma_{moy(ser)max} = 141.65 \text{ KN} / \text{m}^2$

c- Calcul du ferrailage longitudinal :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.55} = 0.88 \quad \alpha > 0,4$$

Les sollicitations:

❖ L'ELU :

$$\alpha = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,0476 \\ M_x &= \mu_x \times q_{ul} \times l_x^2 = 147.61 \text{ KN.m} \\ M_{tx} &= 0,85 \times M_x = 125.47 \text{ KN.m} \\ M_{ax} &= 0,3 \times M_x = 44.28 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Sens y-y :

$$\begin{aligned} M_y &= \mu_y \times M_x = 109.79 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0,85 \times M_y = 93.32 \text{ KN.m} \\ M_{ay} &= 0,3 \times M_y = 32.94 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

❖ L'ELS :

$$\alpha = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

Sens x-x:

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,0546 \\ M_x &= \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 123.75 \text{ KN.m} \\ M_{tx} &= 0,85 \times M_x = 105.18 \text{ KN.m} \\ M_{ax} &= 0,3 \times M_x = 37.125 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Sens y-y:

$$\begin{aligned} M_y &= \mu_y \times M_x = 101.67 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0,85 \times M_y = 86.42 \text{ KN.m} \\ M_{ay} &= 0,3 \times M_y = 30.50 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

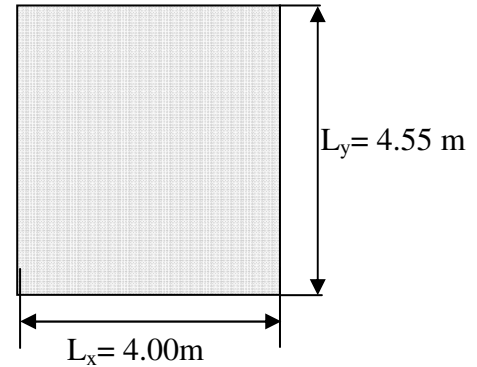


Figure VI.6: Le panneau le plus sollicité.

● **Ferraillage:**

Suivant le petit coté : $A_{ymin} \geq 8h = 3.2\text{cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq 8h [(3-\alpha)/2] = 3.4\text{cm}^2$ BAEL 91 Page (359)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 4.347 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAHE 91 Page (360)}$$

● **Calcul des armatures à L'ELU :**

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{125.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{125470}{0,97 \times 36 \times 348} = 10.33 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{44.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{44280}{0,988 \times 36 \times 348} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : le ferrailage a l'ELU.

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
$M_u(KN.m)$	125.47	44.28	93.32	32.94
	0.068	0.024	0.05	0.018
$\mu < 0.392$	CV	CV	CV	CV
$A_s(cm^2/ml)$	10.33	3.58	7.68	2.66
$A_{smin}(cm^2/ml)$	4.347	4.347	4.347	4.347
Choix	10T16	10T16	10T16	10T16
	20.11	20.11	20.11	20.11
Espacement(cm)	10	10	10	10

➤ **Vérification a l'ELS : fissuration préjudiciable :**

❖ **Vérification des contraintes :**

✓ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa.$$

$$\bullet V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\alpha}{2})} = 269.19 KN.$$

$$\tau_u = \frac{269.19}{1 \times 0.585} = 0.46 MPa < 1.25 MPa. \quad \Rightarrow \quad C.V$$

$$\bullet V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 258.43 KN.$$

$$\tau_u = \frac{258.43}{1 \times 0.585} = 0.44 MPa < 1.25 MPa. \quad \Rightarrow \quad C.V$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

Dns le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 Mpa$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{20.11}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 36}{7.5 \times 20.11}} - 1 \right] = 12.03 \text{ cm}$$

$$y = 12.03 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (12.03)^3}{3} + 15 \times 20.11 (36 - 12.03)^2 = 231349.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{105.18 \times 10^6}{231349.36 \times 10^4} \times 120.3 = 5.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

❖ Vérification des contraintes d'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{105.18 \times 10^6}{231349.36 \times 10^4} \times (36 - 12.03) \times 10 = 163.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 163.49 \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans le radier.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
x-x	M _t	105.18	5.47	163.49	15	202	C.V
	M _a	37.125	1.93	57.71	15	202	C.V
y-y	M _t	105.18	5.47	163.49	15	202	C.V
	M _a	37.125	1.93	57.71	15	202	C.V

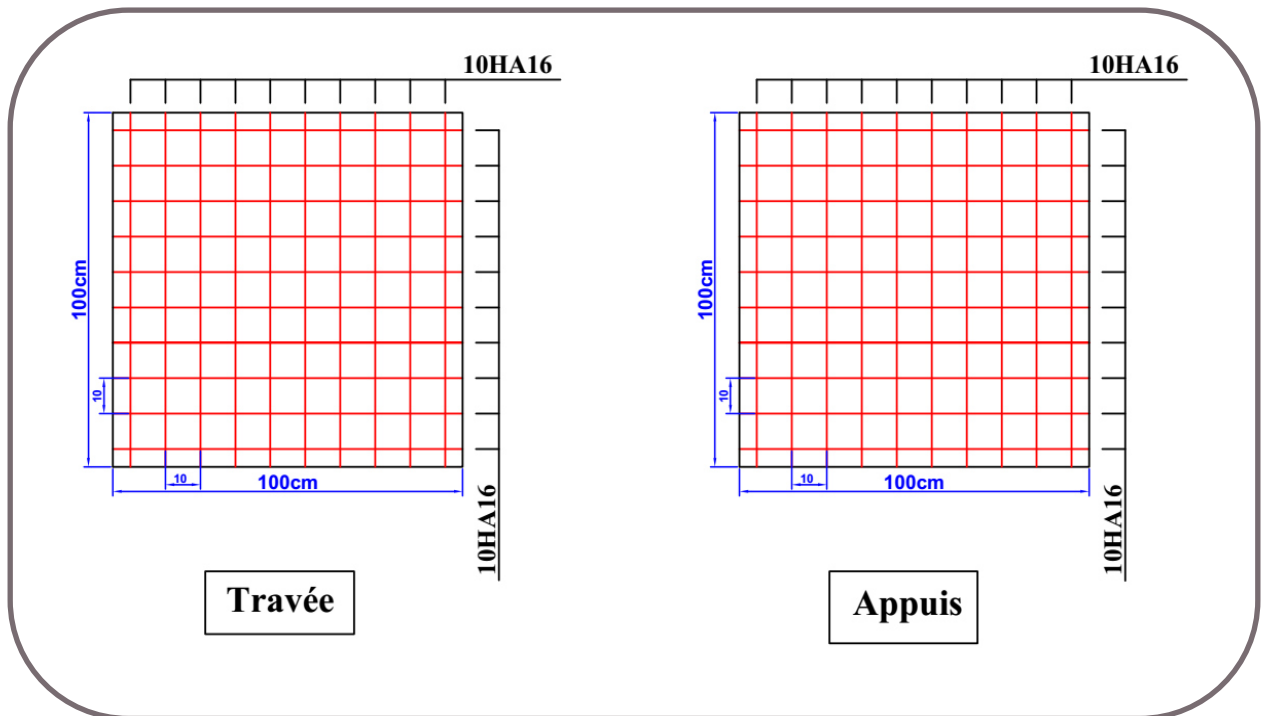


Figure VI.7: Schéma de ferrailage du radier.

VI.4.3 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 96.91 \text{ KN.m}$$

$$D = 100 \text{ cm}$$

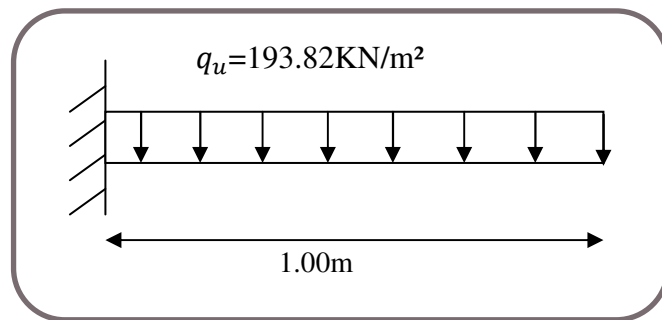


Figure VI.8: Schéma statique du débord.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c = 4.347 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : ferrailage du débord.

	Travée	Travée
	193.82	141.65
M_u (KN.m)	96.91	70.825
A_{cal} (cm ² /ml)	7.98	5.77
A_{min} (cm ² /ml)	4.347	4.347
A_{adop} (cm ² /ml)	10HA14 ($A_s=15.39$)	10HA12 ($A_s=11.31$)
σ_{bc} (MPa)	5.54	4.55
σ_s (MPa)	194.33	190.70
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	25
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	202	202

○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que: $V_u = q_u \times l = 193.82KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.54MPa < 2.5MPa \quad \Rightarrow \quad C.V$$

VI.4.4 Ferrailage de la nervure :

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_r = 75 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

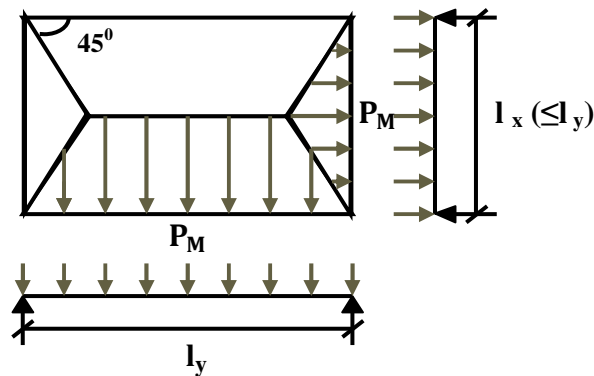
Tel que la largeur du poteau le plus large est de 60 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file (E) dans le sens XX et la file (J) dans le sens YY.

❖ **Transmission des charges des dalles aux poutres :**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand coté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

• Remarque:

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

• A l'ELU :

➤ Sens X-X :

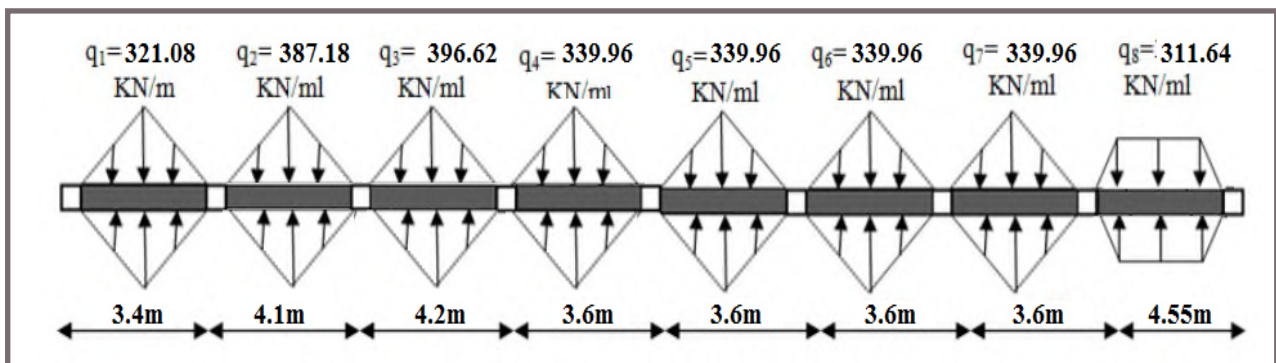


Figure VI.9: Charges transmises aux nervures longitudinales de radier.

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Travée	$\alpha_{1(9-6)}$	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.77	0.76	193.82	219.66	219.66	439.32
B-C	0.93	0.92	193.82	264.89	264.89	529.78
C-D	0.95	0.94	193.82	271.35	271.35	542.7
D-E	0.82	0.81	193.82	232.58	232.58	465.16
E-F	0.82	0.81	193.82	232.58	232.58	465.16
F-J	0.82	0.81	193.82	232.58	232.58	465.16
J-H	0.82	0.81	193.82	232.58	232.58	465.16
H-I	0.97	0.98	193.82	292.41	289.90	582.31

➤ Sens Y-Y :

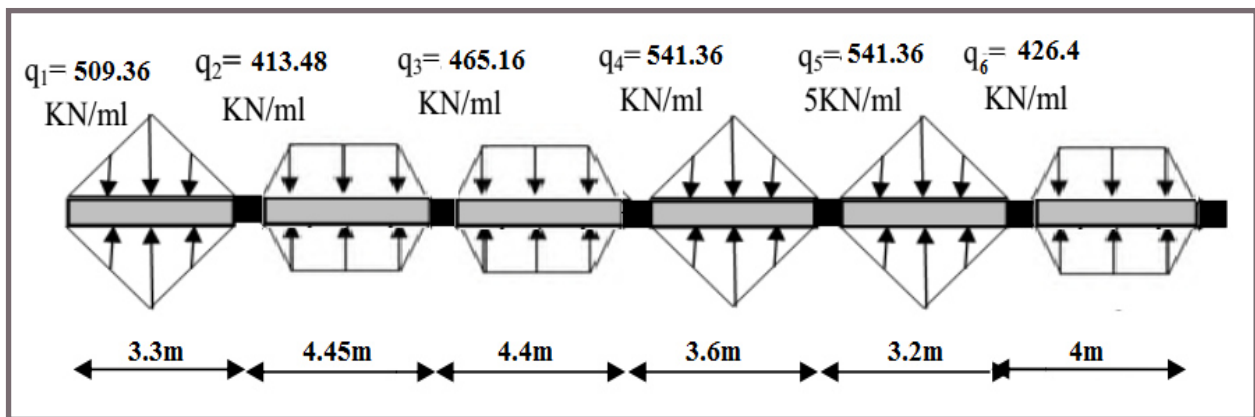


Figure VI.10 : Charges transmises aux nervures transversales de radier.

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file J

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.90	0.90	193.82	254.68	254.68	509.36
B-C	0.89	0.89	193.82	206.74	206.74	413.48
C-D	1	1	193.82	232.58	232.58	465.16
D-E	0.82	0.82	193.82	270.68	270.68	541.36
E-F	0.82	0.82	193.82	270.68	270.68	541.36
J-H	0.92	0.92	193.82	213.20	213.20	426.4

• **A l'ELS :**

➤ **Sens X-X :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **E**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

travée	$\alpha_{1(9-6)}$	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.77	0.76	141.65	160.54	160.54	321.08
B-C	0.93	0.92	141.65	193.59	193.59	387.18
C-D	0.95	0.94	141.65	198.31	198.31	396.62
D-E	0.82	0.81	141.65	169.98	169.98	339.96
E-F	0.82	0.81	141.65	169.98	169.98	339.96
F-J	0.82	0.81	141.65	169.98	169.98	339.96
J-H	0.82	0.81	141.65	169.98	169.98	339.96
H-I	0.97	0.98	141.65	155.82	155.82	311.64

➤ **Sens Y-Y :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **J**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.90	0.90	141.65	188.87	188.87	377.74
B-C	0.89	0.89	141.65	151.1	151.1	302.2
C-D	1	1	141.65	169.98	169.98	339.96
D-E	0.82	0.82	141.65	207.75	207.75	415.5
E-F	0.82	0.82	141.65	210.14	210.14	420.28
J-H	0.92	0.92	141.65	155.82	155.82	311.64

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

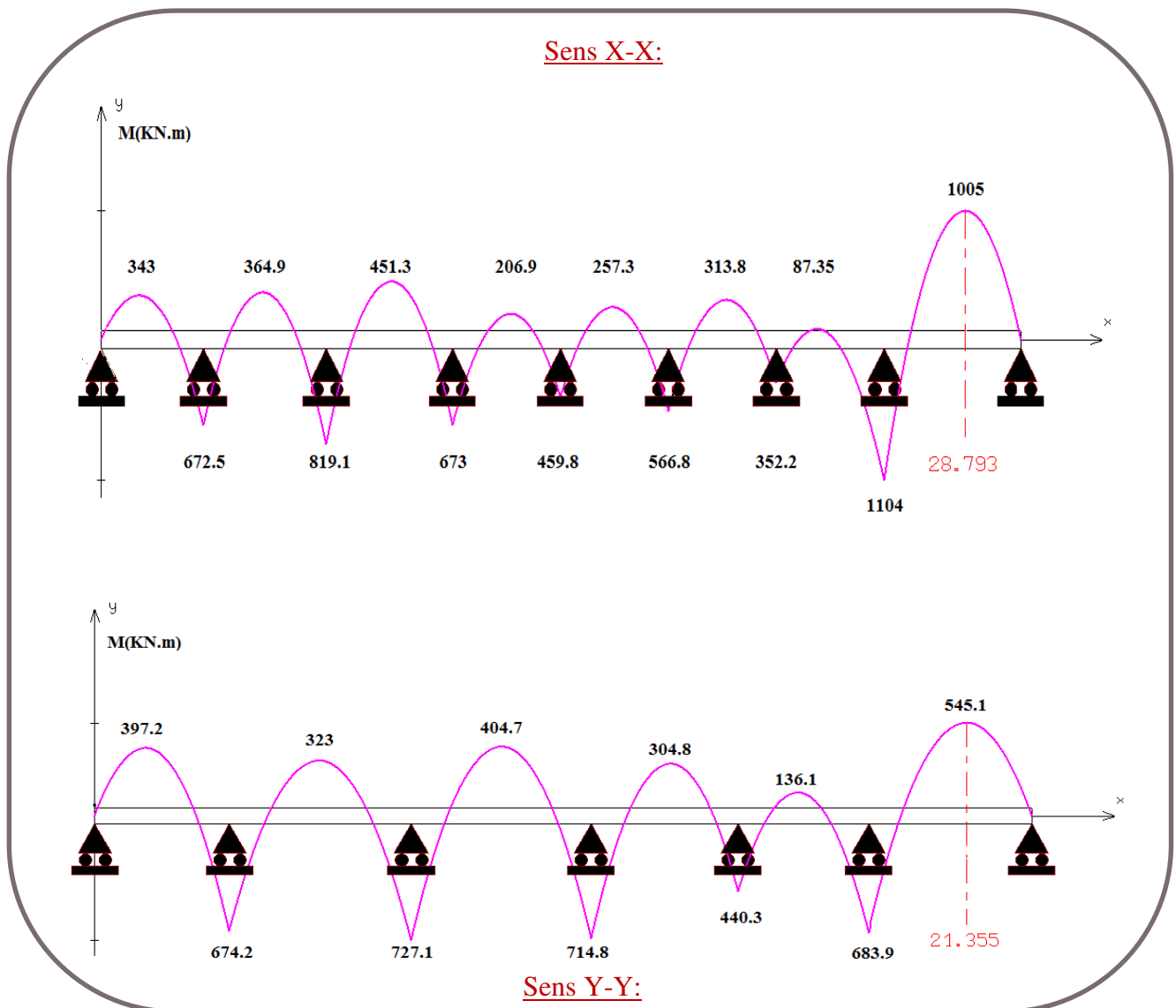


Figure VI.11: Diagrammes des moments

❖ **Dimensionnement des nervures:**

La section de la nervure est considérée comme une section en T :

Avec: $b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{10} = \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 140 \text{ cm}$$

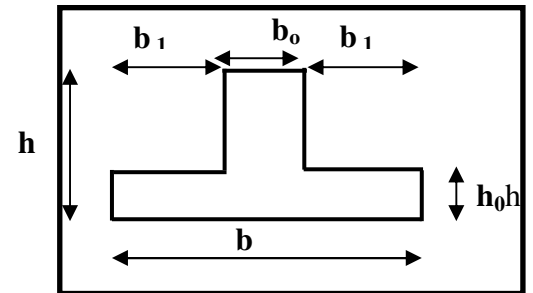


Figure.VI.12: Dimensions de la nervure

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 11.41 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures longitudinales :**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple
On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec : $d = 0.9h = 67.5 \text{ cm}$, $C = 3 \text{ cm}$, $h = 75 \text{ cm}$, $M_{\text{tu}} = 3260.8 \text{ KN.m}$

$M_{\text{tu}} > M_u \Rightarrow$ Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

➤ Sens X-X :

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A
Appuis	1104	50.71	11.41	10HA25+2HA16	53.11
Travée	1005	45.84	11.41	10HA25	49.09

➤ Sens Y-Y :

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A
Appuis	727.1	32.52	11.41	12HA20	37.70
Travée	545.1	24.07	11.41	12HA16	24.13

NB :

Vue la grand importance de la hauteur des nervure on prévoit des armatures de peau :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times (0.4 + 0.60 + 0.4) = 4.2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_p = 4HA14$

❖ **Armatures transversales:**

❖ $\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{\phi_{16}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \implies$ On choisie 2cadre de $\square 10$

❖ **Espacement minimal:**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = \min(18.75, 19.2) cm$
 $S_t \leq \min(18.75, 19.2) cm = 18.75 cm$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 37.5cm$

On prend :

- En zone nodale et en travée : $S_t = 15cm$
- En dehors de la zone nodale (zone courante) : $S_t = 20cm$

❖ **Vérification :**

• **A l'ELU :**

1) **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) A_{\implies} 11.41cm^2$

2) **Vérification de l'effort tranchant :**

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ **Sens X-X :**

$(T_u^{max} = 387.64KN)$ donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u = \frac{387.64}{1.4 \times 0.675} = 369.18 KN/m^2 = 0.37MPa$

$\tau_u = 0.37MPa \leq 3.33MPa \dots \dots \dots C.V$

➤ **Sens Y-Y :**

$(T_u^{max} = 440.94KN)$ donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u = \frac{440.94}{1.4 \times 0.675} = 466.6 KN/m^2 = 0.47MPa$

$\tau_u = 0.47MPa \leq 3.33MPa \dots \dots \dots C.V$

• A l'ELS :

1) Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

➤ Sens X-X :

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	As (cm ²)	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Vérification
Appuis	314.2	50.71	3.37	15	C.V
Travée	261.4	45.84	2.9	15	C.V

➤ Sens Y-Y :

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	As (cm ²)	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Vérification
Appuis	265.8	32.52	3.35	15	C.V
Travée	197.6	24.07	2.80	15	C.V

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Avec : } \sigma_s = 15 * K \text{ (d-y)}$

➤ Sens X-X :

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	As (cm ²)	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	Vérification
Appuis	314.2	50.71	103.09	202	C.V
Travée	261.4	45.84	94.91	202	C.V

➤ Sens Y-Y :

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	As (cm ²)	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	Vérification
Appuis	265.8	32.52	133.25	202	C.V
Travée	197.6	24.07	132.24	202	C.V

Schéma de ferrailage :

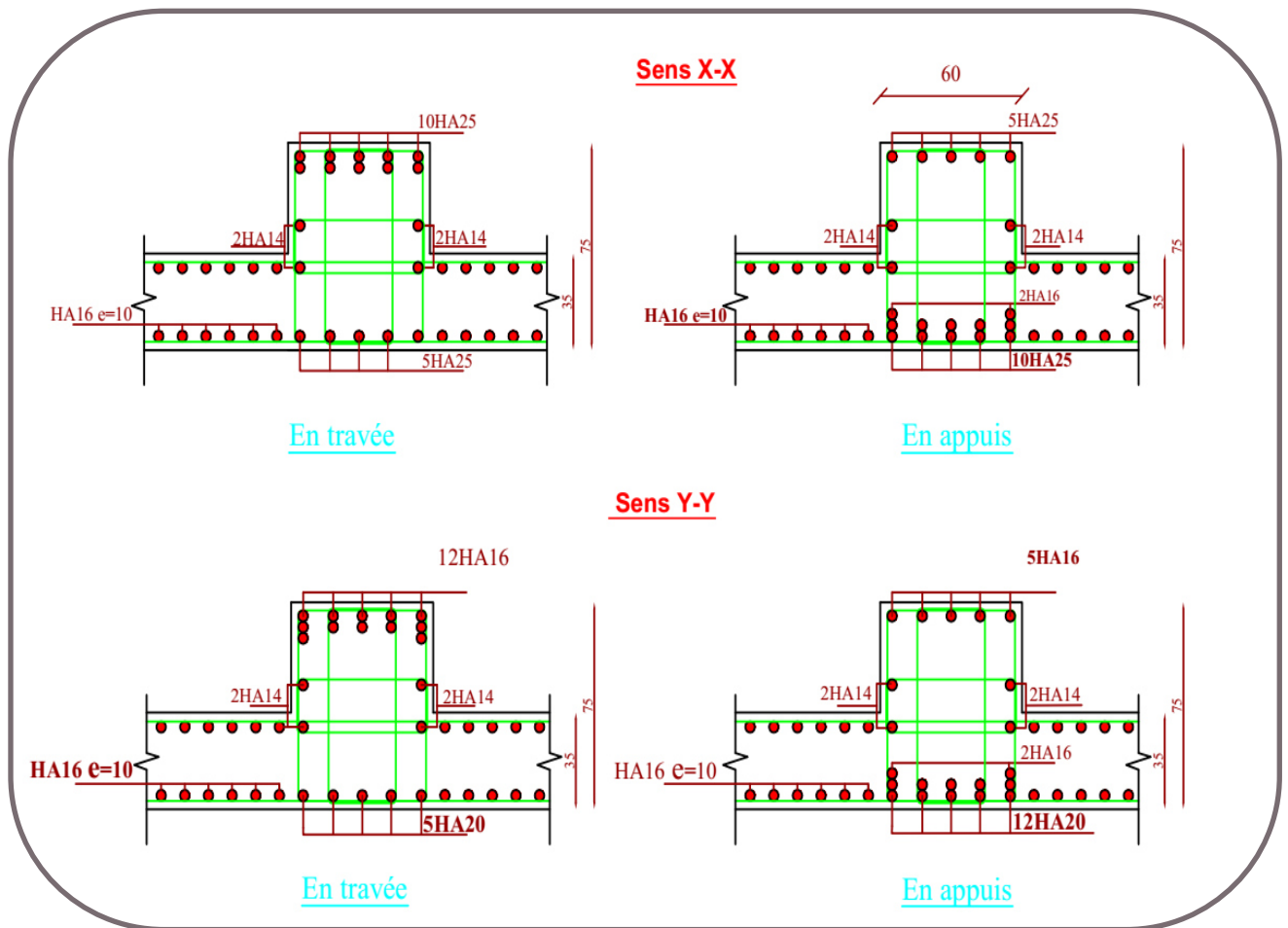


Figure VI.13: Schéma de ferrailage de la nervure.

VI.5 Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études consiste l'étude d'un bâtiment (R+11+sous-sol) contreventé par voiles -portiques, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (ETABS9.7).

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accident, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant. Pour ces raisons on a mis des voiles sans ouvertures, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds est plus importante de tous à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- Δ .

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à leur tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Une démarche de conception parasismique dans la construction doit se baser sur trois points :

- Respect de réglementation parasismique.
- Contrôle des matériaux et mise en œuvre soignée de la construction.
- Une bonne conception.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- RPA99V2003: règlement parasismique algérien.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livres et Documents

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault)
- Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H. Renaud & J. Lamirault [Foucher])
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux, édition Eyrolles.)
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995)

Logiciels

- ETABS (pour l'analyse des structures)
- RDM6 (pour le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants).
- AUTOCAD 2014 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- WORD 2010 (pour le traitement du texte).
- SOCOTEC (pour le calcul de sections rectangulaires en béton armé à la flexion simple ou composée).

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $V=0$		ELS $V=0.2$	
	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	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	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

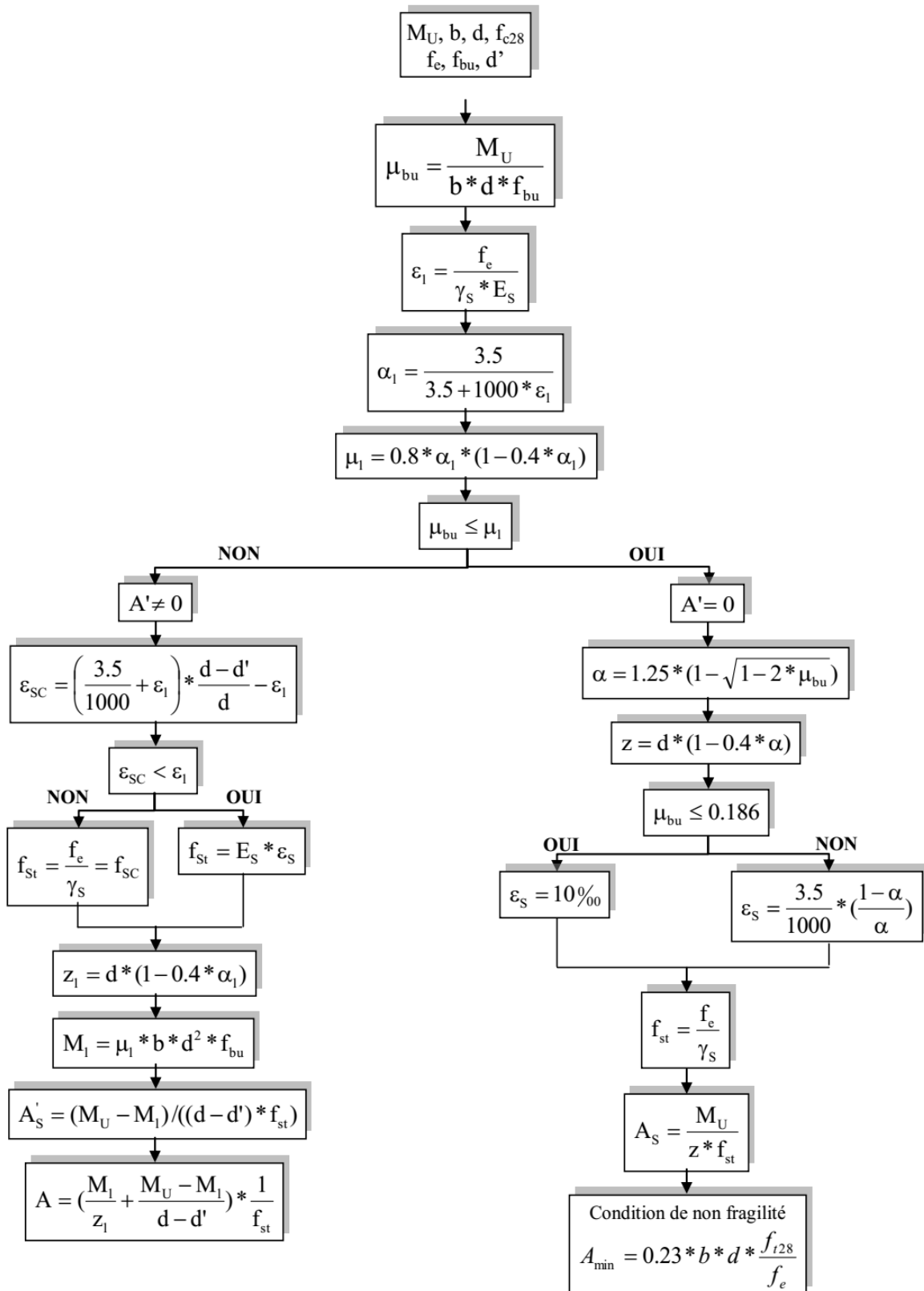
(en cm²)

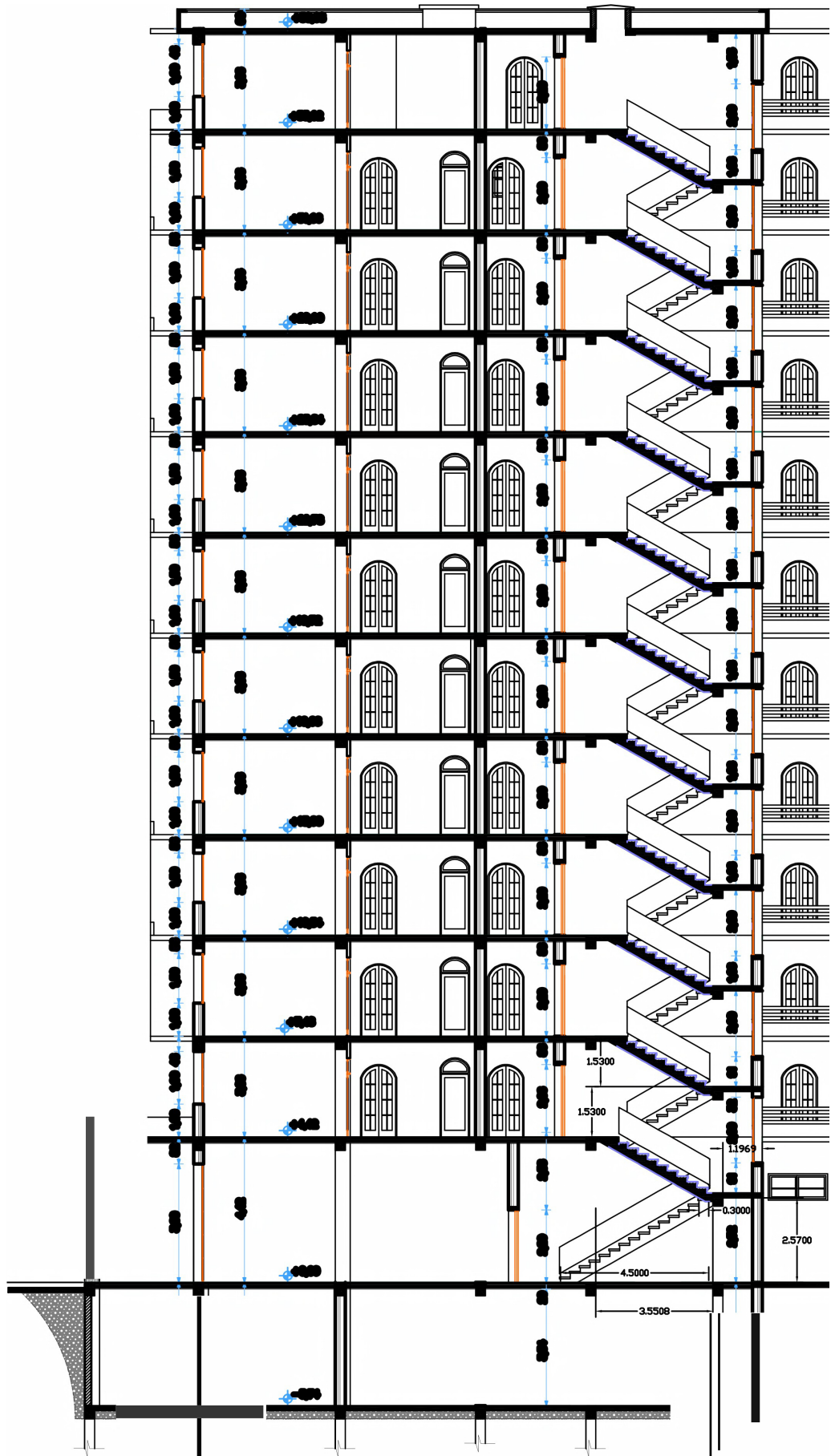
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	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	14.7	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

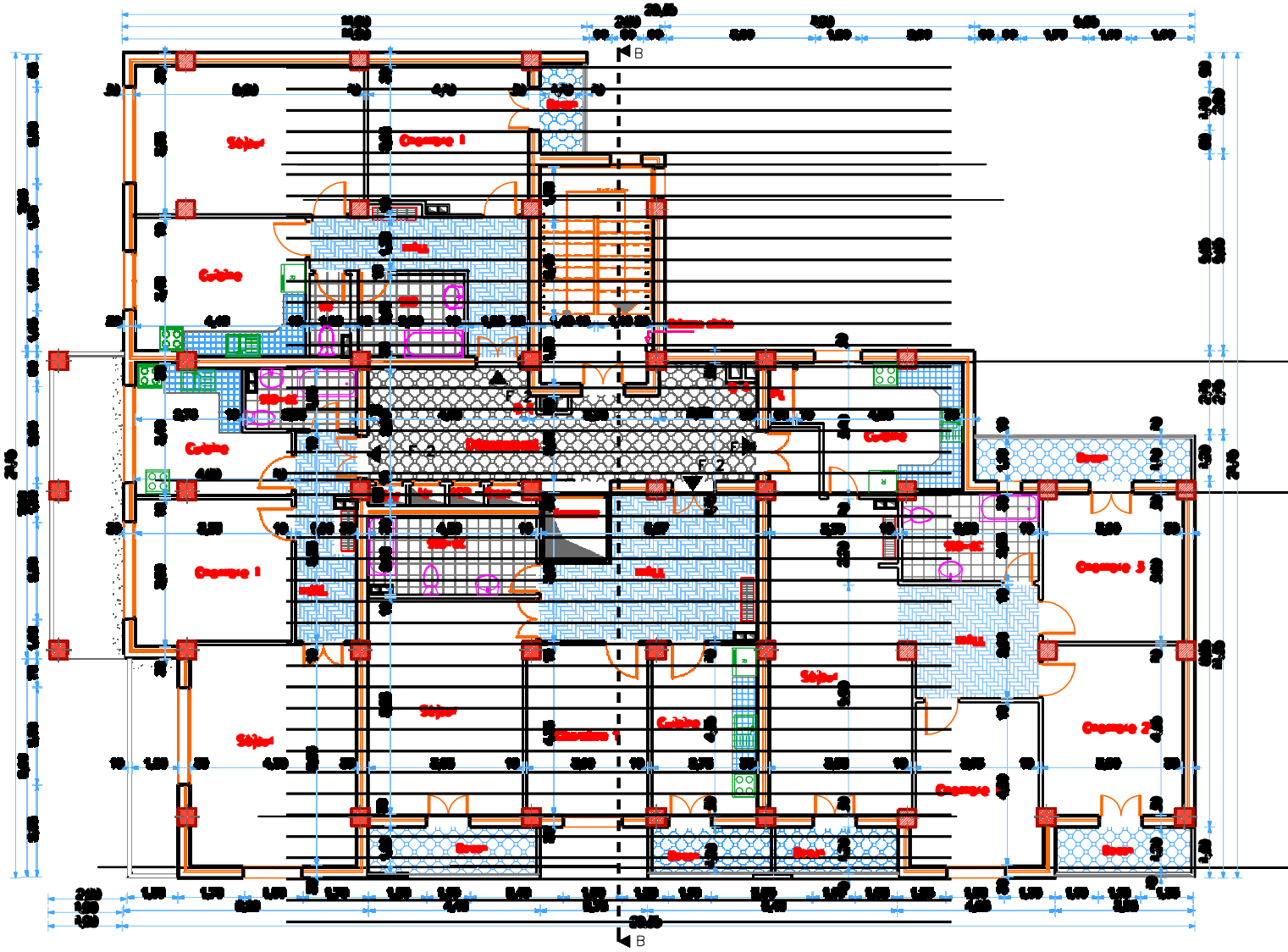
Annexe 4

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU







PLAN RDC

