

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et structure (M.S)

Thème

Etude d'un bâtiment (R +8+Sous-sol) à usage
d'habitation et Commercial contreventé par un Système
Mixte (Voiles - Portiques)

Présenté par :

M^r: AMARI Louenas
M^r: BOUAKEUR Lyes

Promoteurs :

M^r: BOUROUBA /A

Membre de jury :

M^r : LEBILOUDH.B
M^{me} : SOUIDLF

Promotion2015

Remerciements

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

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

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

A M^{er} BOUROUBA A: notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

A M^{er} SAIDI AB : pour son bon accueil au sein du bureau d'étude Architecture.

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

LOUENAS & LYES

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1. Introduction et présentation de l'ouvrage :	1
I.2. Implantation de l'ouvrage :	1
I.3. Données du site :	1
I.4. Caractéristique géométrique :	1
I.4.1. Dimensions de l'ouvrage en plan :	1
I.4.2. Dimensions de l'ouvrage en élévation :	1
I.5. Définition élément de l'ouvrage	1
I.5.1. Ossature.....	1
I.5.2. Plancher :	1
I.5.3. Maçonnerie :	1
I.5.4. L'acrotère :	2
I.5.5. Escaliers :	2
I.6. Composition du béton	2
I.7. Combinaison d'action :	2
I.8. Réglementation et norme utilisés.....	3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction :	3
II.1 Pré dimensionnement des éléments :	3
II.1.1. les éléments non structuraux:	3
II.1.1.1 Les planchers	3
II.1.1.2. Les escaliers:	7
II.1.1.3. L'acrotère.....	10
II.1.2. Éléments structuraux	10
II.1.2.1. Les poutres.....	10
II.1.2.2. Les voile	12
II.1.2.3. Les poteaux.....	12
II.2. Evaluation des charges et des surcharges :	13
II.2.1. Charges permanentes :	13
II.2.2. Charges d'exploitations :	15
II.3.1. Descente de charge pour le poteau 2E.....	16
II.3.2.. Calcule du poids propre des éléments revenants au poteau 3C :	18
II.3.2. La loi de dégression des charges d'exploitation	20
II.4. Vérification le poteau le plus sollicité	22
II.4.1. Vérification à la compression simple (résistance).....	22

SOMMAIRE

II.4.2. Vérification à la stabilité de forme (flambement).....	23
II.4.3. Vérification des conditions de coffrage (<i>RPA 99 V.2003</i>)	23
II.4.5. Vérification de l'effort normale réduit :	24

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.INTRODUCTION.....	25
III.2 Calcul des planchers :	25
III .2.1 Etude des poutrelles :	25
III.2.1.1 Exposé des cas calculs.....	29
III.2.2.3.Ferraillage des différents types de poutrelles.....	59
III.2.2.4.Vérification des armatures longitudinales (A l) à l'effort tranchant (V u).....	60
III.2.2.5.Vérifications des contraintes à E.L.S	60
III.2.2.6.Schéma de ferraillage de différentes poutrelles :	61
III.2.3 Ferraillage de la dalle de compression :	62
III.3. Etude des dalles pleines.....	63
III.3. 1.Dalle pleine sur trois appuis	64
III.3. 2.Dalle pleine sur deux appuis :	66
III.4. Étude de l'ascenseur :	69
III.3.1Étude de la dalle pleine de locale des machines :	69
II.5.ETUDE DES ESCALIERS :	74
III.5.1. Etude de l'escalier à 2 volées (étages courants et s-sol) :	74
III.5.2. Etude de l'escalier à 2 volées (RDC) :	79
III.5.2.3. La poutre palière.....	81
III.6. Etude du chinage	85
III.6. 1. au niveau de la dalle autour l'ascenseur.....	85
III.6. 2. Au niveau de la cage d'escalier :	87
III.7. Calcul de l'acrotère :	89
III.8.CONCLUSION	95

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction :.....	96
IV.2.Etude de la structure au séisme :	96
IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000 :.....	96
IV.2.2. Méthodes de calcul :	96
IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :	96
IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	99
IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	100
IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement :	100

SOMMAIRE

IV.3.2. Mode de vibration et taux de participation des masses :.....	101
IV.3.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par <i>SAP2000</i>	101
IV.3.4. Vérification des résultats vis-a-vis du RPA 99/Version2003 :	103
IV.3.4.1.Vérification de la résultante des forces sismiques :	103
IV.3.4.2.Vérification de l'interaction voiles-portiques :	103
IV.3.4.3.Vérification de l'effort normal réduit :	104
IV.3.4.4.Calcul des déplacements :	105
IV.3.4.5.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	106
IV.6. Conclusion :	106
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Etude des poutres :	107
V.1.1. Recommandation du RPA99 / (version 2003) :	107
V.1.2. Ferrailage des poutres :	108
V.1.3. Vérifications à l'ELU :	110
V.3.4.Vérification à l'ELS:	110
V.2. Etude des poteaux :	114
V.2.1 Introduction :	114
V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :	114
V.2.3. Ferrailage des poteaux	117
V.2.4. Ferrailage des armatures transversales :	118
V.2.5. Vérifications	119
V.2.5.1 .Vérification au flambement :	119
V.2.5.2 .Vérification des contraintes de compression.....	120
V.2.5.2 .Vérification aux sollicitations tangentielles	121
V.2.6.Disposition constructive des poteaux	122
V.2.7.Vérification des zones nodales	125
V.2.7.1Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres	126
V.3. Les voiles :	128
V.3.1.Etude des voiles :	128
V.3.2. Recommandation du RPA 99/version2003 :	128
V.3.3. Ferrailage des voiles :	130
V.3.4. Sollicitations de calcul :	130
V.3.5. Calcule de ferrailage :	132
V.4.Conclusion.....	138
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction :	139
VI. 2. Choix du type de fondation :	139

SOMMAIRE

VI. 3. Etude de fondation sur niveau (-3.20m) de la structure	139
VI. 3.1. Vérifications semelle isolée :	139
VI. 3. 2. Vérifications semelles filantes :	140
VI. 3. 3. Vérifications du radier général.....	140
VI. 3. 3.1. Pré dimensionnement	141
VI. 3.3.2. Les vérifications nécessaires :	141
II.3.3.3. Ferrailage du radier.....	143
II.3.3.4. Calcul des nervures.....	147
VI.4. Etude de fondation sur niveau 0 de la structure :	153
VI.4.1. Vérification des semelles isolées :	153
VI.4.1. Vérification des semelles filantes	153
VI.4.2. la semelle filante :	154
VI.4.3. la poutre de rigidité :	155
VI.5. Voile périphérique.....	157
VI.5.1. Introduction :	157
VI.5.1. Dimensionnement des voiles :	157
VI.5.2. Caractéristiques du sol :	158
VI.5.3. Evaluation des charges et surcharges :	158
VI.5.3. Ferrailage du voile :	158
VI.6. Conclusion.....	161

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste de figure

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Schéma de la disposition des poutrelles.....	4
Figure II.2 : coupe transversal sur un plancher à corps creux.....	5
Figure II.3: Schéma d'une poutrelle.....	6
Figure II.4 : Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis.....	7
Figure II.5:Identification des dalles au niveau de l'ascenseur.....	8
Figure II.6:Composantes d'un escalier.....	9
Figure II.8:Schéma statique de volé1 du RDC.....	9
Figure II.7:Vue en plans de l'escalier.....	9
Figure II.9:Schéma statique de volé2 du RDC.....	10
Figure II.10:Vue en plans de l'escalier.....	10
Figure II.11:Schéma statique de volé 1.....	10
Figure II.12:Schéma statique de volé 2 du sous sol et étage courants.....	11
Figure II.13:L'acrotère.....	12
Figure II.14:Coupe transversale d'une poutre.....	13
Figure II.15. Coupe sur un voile.....	13
Figure II.16:Surface qui revient au poteau 2E.....	17
Figure II.17:Surface afférente terrasse inaccessible.....	19
Figure II.18:Surface afférente étage courant.....	20
Figure II.19:Surface afférente RDC.....	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1:Schéma d'une poutrelle.....	25
Figure III.2:Diagramme des moments et efforts tranchant.....	27
Figure III.3:Schéma statique de la poutrelle T1 Plancher terrasse inaccessible.....	31
Figure III.4:Schéma statique de la poutrelle T2 Plancher terrasse inaccessible.....	36
Figure III.5:Schéma statique d'une poutrelle.....	48
Figure III.6: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	62
Figure III.7:dalle sur trois appuis.....	63
Figure III.8: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	65
Figure III.9:dalle sur deux appuis.....	66
Figure III.10: Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	68
Figure III.11: Dalle sur quatre appuis.....	69
Figure III.12:L'ascenseur.....	70
Figure III.13:shema de ferrailage de l'ascenseur.....	73
Figure III.14:schema statique de l'escalir type 1.....	74
Figure III.15:Section à ferrailer.....	75
Figure III.16:Schéma de ferrailage du volé 1.....	77
Figure III.17:Schéma de ferrailage du volé 2.....	78
Figure III.18:Schéma de ferrailage du volé 1.....	79
Figure III.19:Schéma de ferrailage du volé 2.....	80
Figure III.20:Schéma statique de La poutre palière.....	80
Figure III.22:Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	83
Figure III.23:Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	85
Figure III.24:Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	87

Liste de figure

Figure II.25:l'acrotère	88
Figure III.26:Section à ferrailer.....	90
Figure III.27: Position du centre de poussée	92
Figure III.28:Schéma de ferrailage de l'acrotère	93
Chapitre IV : Etude dynamique	
Figure. IV.1 Spectre de réponse	100
Figure IV.2:disposition des voiles de contreventements.....	100
Figure. IV.3 : 1ère mode de déformation (Translation suivant l'axe y).....	101
Figure. IV.4 : 2ème mode de déformation (Translation suivant l'axe x).....	102
Figure. IV.5. 3ème mode de déformation (rotation suivant l'axe z).....	102
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
Figure :V .1 :Schéma de ferrailage des poutres	114
Figure .V .2. Zone nodale.....	115
Figure .V .3. Section d'un poteau.....	121
Figure .V.4 :zone nodale	124
Figure .V. 5.Disposition des armatures des poteaux	124
Figure .V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	126
Figure .V.7. Les moments dans zone nodale.....	127
Figure. V.8 : Disposition des armatures dans les voiles.....	130
Figure. V.9. Schéma de ferrailage du voile Vx1 RDC.....	138
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Figure VI. 1 : schéma de la semelle isolée	139
Figure VI.2 : schéma de la semelle filante.	140
Figure. VI.3: Zone de contact poteau-radier	141
Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis	143
Figure VI.5.schéma de ferrailage du radier.....	147
Figure. VI.6: Sollicitations sur les nervures du sens y-y.....	148
Figure. VI.7.Sollicitations sur les nervures du sens y-y.....	149
Figure.VI.8: Section à ferrailer	150
Figure VI.9.Ferrailage des nervures.....	152
Figure VI .10.Semelle isolée de fondation type 1	153
Figure VI .11 : La semelle filante	153
Figure VI .12: schéma de ferrailage de la semelle filante.....	155
Figure VI .13: schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	157
Figure.VI.14 : Dimensions de voile périphérique.	157
Figure.VI.15: Répartition des contraintes sur le voile.....	158
Figure. VI.16.Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	160

Liste de tableau

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1: dimensions de volée 1 de l'escalier du RDC :	8
Tableau II.2: dimensions de volée 2 de l'escalier du RDC :	9
Tableau II.3: dimensions de volée 1 de l'escalier du sous sol et étage courants	9
Tableau II.4 : dimensions de volée 2 de l'escalier du sous sol et étage courants	10
Tableau II.5: Section des poteaux.	12
Tableau II.6 :Plancher étage courant ou commerciale.	13
Tableau II.7 :Évaluation des charges sur Plancher terrasse inaccessible.	13
Tableau II.8 :Évaluation des charges sur les balcons.....	13
Tableau II.9 :Évaluation des charges de la dalle pleine autour de l'ascenseur	13
Tableau II.10 :Évaluation des charges de la 1ère volée (étages courants et s-sol).....	14
Tableau II.11 :Évaluation des charges de la 2ème volée (étages courants et s-sol).....	14
Tableau II.12 :Évaluation des charges de 1ère volée (RDC)	14
Tableau II.13 :Évaluation des charges de 2ème volée (RDC)	14
Tableau II.14 :Évaluation des charges de palier de repos	15
Tableau II.15 :évaluation des charges d'exploitations	15
Tableau II.16 :Poids propre des poteaux	16
Tableau II.17 :Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau 1	18
Tableau II.18 :Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau 3C :	21
Tableau II.19 :Résultat de vérification à la compression simple(poteau 3C)	22
Tableau II.20 :Résultat de vérification au flambement pour le poteau 3C.....	23
Tableau II.21 :Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau 3C.....	23
Tableau II.22 :Résultats de vérification de l'effort normal réduit :	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1:Chargement sur les poutrelles	29
Tableau III.2:types de poutrelles	29
Tableau III.3: Les sollicitations de poutrelles pour plancher terrasse type2.	41
Tableau III.4: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse type2.	42
Tableau III.5:Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse type3.....	42
Tableau III.6: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse type3.....	42
Tableau III.7: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse type 4.....	43
Tableau III.8: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse type4.....	43
Tableau III.9:Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	43
Tableau III.10: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC Type1.	44
Tableau III.11: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC Type1.	44
Tableau III.12: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC Type2.	44
Tableau III.13: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC Type2.	45
Tableau III.14: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC Type3.	45
Tableau III.15: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC Type3.	45
Tableau III.16: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC.....	45
Tableau III.17: Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC Type4.	46
Tableau III.18: Sollicitation du plancher étage courant et RDC.....	46
Tableau III.19: Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type1.....	47
Tableau III.20:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type1 à ELS.	47

Liste de tableau

Tableau III.21:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 2.....	48
Tableau III.22:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 2 à ELS.	48
Tableau III.23:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 3 à ELU.	49
Tableau III.18:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 3 à l'ELS.....	49
Tableau III.24:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 4 à ELU.	49
Tableau III.25:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 4 à l'ELS.....	50
Tableau III.26:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 5 à ELU.	50
Tableau III.27:Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol Type 5 à l'ELS.....	50
Tableau III.28:Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux	50
Tableau III.29:calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.	59
Tableau III.30:Vérification au cisaillement	60
Tableau III.31:Vérification des états limite de compression du béton.....	60
Tableau III.32:Vérification des états limite de la déformation.	61
Tableau III.33:Evaluation des flèches.	61
Tableau III.34:schéma de ferrailage des poutrelles.....	61
Tableau III.35:Sections de ferrailage de la dalle.....	64
Tableau III.36:Vérification des contraintes.....	64
Tableau III.38:Vérifications de la flèche :	65
Tableau III.37:Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type4.	66
Tableau III.38:vérification des contraintes :	67
Tableau III.39:Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.....	70
Tableau III.40:Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	72
Tableau III.41:vérification des contraintes.....	73
Tableau III.42:Résumé des résultats de ferrailage :	75
Tableau III.43:Evaluation de la flèche	76
Tableau III.44:Résumé des résultats de ferrailage :	77
Tableau III.45:Vérifications a l'ELS :	78
Tableau III.46:Résumé des résultats de ferrailage	78
Tableau III.47:Vérifications a l'ELS.....	78
Tableau III.48:Résumé des résultats de ferrailage	79
Tableau III.49:Vérifications a l'ELS.....	79
Tableau III.50:Les sollicitations de la poutre palière	80
Tableau III.51:ferrailage de la poutre palier	81
Tableau III.52:Calcul des moments et ferrailage correspondant :	84
Tableau III.53:vérifications a l'ELS :	85
Tableau III.54:Calcul des moments et ferrailage correspondant :	86
Tableau III.55:vérification a l'ELS :	87
Tableau III.56:Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.....	88
Tableau III.57:Combinaison d'action de l'acrotère.	89
Chapitre IV: Etude dynamique	
Tableau IV.1.valeurs de pénalités P_q	97
Tableau IV .2. Période et taux de participation des masses.	101
Tableau IV .3. Vérification de la résultante des forces sismiques	103
Tableau IV.4.Vérification de l'interaction sous c harges verticales.....	103

Liste de tableau

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales	104
Tableau IV.6. Résumé des résultats	105
Tableau IV.7. Vérification des déplacements des différents niveaux du bâtiment	105
Tableau IV.8. Vérification des effets P- Δ	106
Chapitre V	
Tableau V.1 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.....	109
Tableau V.2.: Les sollicitations les plus défavorables.	109
Tableau V.3.: Les armatures longitudinales dans les poutres.	109
Tableau V.4. : Vérification de l'effort tranchant.....	111
Tableau V.5. : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	112
Tableau V.6. Vérification de la flèche	112
Tableau V.7. : Armatures longitudinales maximales selon le RPA dans les poteaux.....	116
Tableau :V.8 :Les sollicitations dans les poteaux	117
Tableau.V.9:Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	119
Tableau V.10 : Vérification au flambement des poteaux.....	121
Tableau V.11 :Vérification des contraintes dans le béton.....	122
Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles.....	123
Tableau V.13 . Moment résistant dans les poteaux.....	127
Tableau V.14. Moment résistant dans les poutres.....	128
Tableau. V.15 :Vérification de la zone nodale dans différents étages	128
Tableau. V.16. sollicitation de calcul dans le voileVx1 :.....	132
Tableau. V.17. sollicitation de calcul dans le voileVx2 :.....	132
Tableau. V.18. sollicitation de calcul dans le voileVy1 :.....	132
Tableau. V.19. sollicitation de calcul dans le voileVy2 :.....	132
Tableau. V.20. sollicitation de calcul dans le voileVY3 :.....	133
Tableau. V.21. sollicitation de calcul dans le voileVY4.....	133
Tableau. V.22.calcul de ferrailage de VX1:.....	133
Tableau. V.23.calcul de ferrailage de VX2 :.....	134
Tableau. V.24.calcul de ferrailage de Vy1 :.....	134
Tableau. V.25.calcul de ferrailage de Vy2 :.....	136
Tableau. V.26.calcul de ferrailage de Vy3 :.....	136
Tableau. V.27.calcul de ferrailage de Vy4 :.....	137
CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux	
Tableau VI.1.Résumé des résultats de ferrailage de la dalle de radier.....	145
Tableau VI.2. : Vérification des contraintes de la dalle de radier	145
Tableau IV.3. Ferrailage à ELS de radier	146
Tableau IV.4. Vérification des contraintes de la dalle de radier	146
Tableau VI.5.Sollicitation de la nervure dans le sens (y-y) à l'ELU	149
Tableau VI.6. Sollicitation de la nervure dans le sens (y-y) à l'ELS	149
Tableau.VI.7. Sollicitation de la nervure dans le sens (x-x) à l'ELU	149
Tableau.VI.8. Sollicitation de la nervure dans le sens (x-x) à l'ELS.....	150
Tableau VI.9 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	150
Tableau VI.10. Vérification de l'effort tranchant	151
Tableau. VI.11. Vérification des contraintes.....	152

Liste de tableau

Tableau. VI.12. Les sollicitations dans les différents poteaux :.....	154
Tableau. VI.13. la distance entre axes des poteaux :.....	155
Tableau. VI.14. ferrailage de la semelle filante :	155
Tableau. VI.15. Les sollicitation dans la poutre de rigidité :	156
Tableau. VI.16. Ferrailage de la poutre de rigidité	156
Tableau. VI.17. Ferrailage de la poutre de rigidité	156
Tableau. VI.18. Vérification a l'ELS	157
Tableau. VI.19: Section des armatures du voile périphérique	159
Tableau. VI.20: Vérification des contraintes :.....	160

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

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

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

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

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

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

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

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

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

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

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

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

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

Liste des symboles

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ : poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de γ , ils sont donnés par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Introduction générale

Introduction générale

Vu la croissance dans le nombre de population dans notre pays, la demande d'habitation est en augmentation toujours. Pour cela les ingénieurs en génie civil ainsi les constructeurs sont censés d'intervenir pour assurer des habitations convenables pour ces habitants, tout en tenant compte des différents paramètres tel que la résistance, la sécurité, l'économie, l'esthétique ainsi la durabilité et le confort de la structure.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, nous avons choisi de faire l'étude d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation+commerce) Contreventé par un système mixte (voiles-portiques), tout en respectant les différents aspects et règlements.

Notre travail est organisé en six chapitres, dans le premier on a présenté les différentes caractéristiques de l'ouvrage en question. Dans le deuxième chapitre on a effectué un pré dimensionnement des éléments constituant notre structure. En suite on a calculé et ferrillé les éléments non structuraux de notre bâtiments tel que les planchers, les escaliers, l'ascenseur et l'acrotère. Le quatrième chapitre est consacré a l'étude dynamique avec la mise en place des voiles de contreventements afin d'opter a notre structure un bon comportement vis a vis l'effort dynamique. Apres on a calculé et ferrillé les éléments structuraux tel que les poutres, poteaux et voiles. Le dernier est consacré au dimensionnement, calcule de l'infrastructure.

Enfin on a clôturé notre manuscrite par une conclusion générale.

I.1. Introduction et présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre mémoire de fin d'étude est l'étude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) en béton armé à usage multiples, le sous-sol et destiné à usage technique, RDC à usage commercial et les étages supérieures à usage d'habitation.

I.2. Implantation de l'ouvrage :

Cet ouvrage est Implanté au centre ville de la commune d'AOKAS, wilaya de Bejaia classé par le RPA 99 en zone de moyenne sismicité (zone IIa), dont Il est classée selon le groupe d'usage [2]

Le site est situé sur un terrain relativement plat. Il est limité au nord par une construction existante, à l'Est par un terrain vague, à l'Ouest par la cité enseignants, et au sud par une route qui mène vers RN09.

I.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99 /version2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La structure repose sur un sol dont les caractéristiques d'après le rapport de sol sont les suivantes :
 - Le site est considéré comme meuble (S3).
 - La contrainte admissible du sol est 1.3 bars

I.4. Caractéristique géométrique :

I.4.1. Dimensions de l'ouvrage en plan :

Les dimensions du bâtiment en question sont :

- Sens longitudinal $L = 20.30$ m
- Sens transversales $l = 18.50$ m

I.4.2. Dimensions de l'ouvrage en élévation :

- Hauteur rez-de-chaussée $h_r = 3.20$ m
- Hauteur Sous-sol $h_s = 3.06$ m
- Hauteur niveau courant $h_c = 3.06$ m
- Hauteur totale du bâtiment $H = 31.44$ m

I.5. Définition élément de l'ouvrage

I.5.1. Ossature

On se référant au RPA99/2003, que pour toutes les structures dépassent 14m en zone II_a, le contreventement doit être assuré par système comportant des voiles déposés dans les deux directions orthogonales de la structure.

I.5.2. Plancher :

Notre bâtiment comporte deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine en béton armé.

I.5.3. Maçonnerie :

Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- Murs extérieure : ils seront réalisés avec de brique creuse en double cloison de 15 cm d'épaisseur séparés par une l'âme d'air de 15 cm

- Murs intérieures : ils seront réalisés en simple cloison de brique creuses de 10cm d'épaisseur.

I.5.4.L'acrotère :

Dans notre projet on a une terrasse inaccessible.

I.5.5.Escaliers :

Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier, la première est destinée à assurer l'accès aux différents étages et la deuxième est destinée à menai au sous-sol.

I.6. Composition du béton

On utilise un dosage de 350 kg de ciment par m³ de béton, ce qui donne $f_{c28} = 25\text{MPa}$. La composition de 1 m³ de béton est donc de :

- 350 Kg de ciment de classe CPA 42,5
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm
- 800 litres de gravier de diamètre 8/15 et 15 / 25mm
- 175 litres d'eau de gâchage pour un rapport E/C égale à 0,5

I.7. Combinaison d'action :

D'après le RPA, les combinaisons d'action sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \\ G+Q\pm 1.2\times E \quad (\text{pour des structures auto stables}) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} G : \text{Charge permanent.} \\ Q : \text{Charge d'exploitation.} \\ E : \text{Charge accidentelle.} \end{cases}$$

I.8.Réglementation et norme utilisés

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

- BAEL 91 (Béton Armé Aux Etat Limites).
- DTR-B.C 2.2 (Document technique Réglementaire Charge et Surcharges).
- DTR -B.C. 2.41 (Règle de conception et de calcul des structure en béton Armé . "CBA 93".1994)
- DTR-B.C.2.48 (Règles Parasismique Algériennes- RPA99/Version 2003).
- DTR -B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles(1992).

II. Introduction :

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- Eléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et ...ect.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le *RPA 99* (version 2003), le *BAEL 91* et le *CBA 93*.

II.1 Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1.les éléments non structuraux:

II.1.1.1 Les planchers

- La dispositions des poutrelles.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère la plus petite portée a fin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles dans le sens qui correspond au critère de la plus petite portée comme le montre la figure (II.1) .

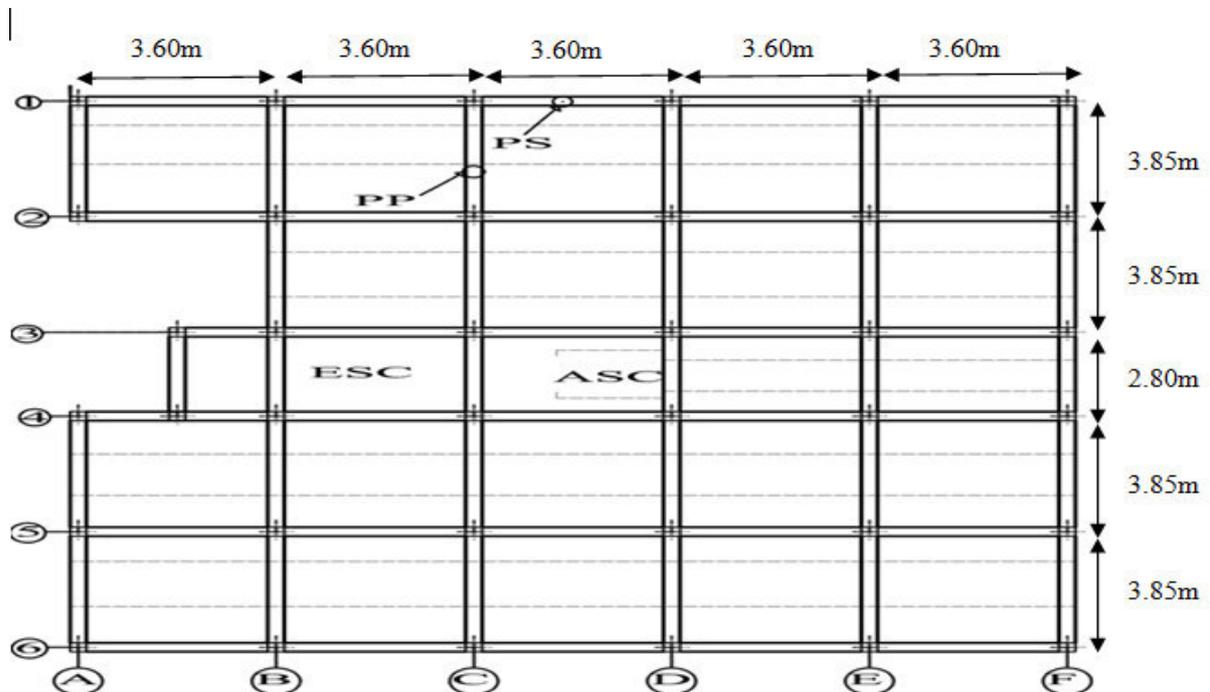


Figure II.1 Schéma de la disposition des poutrelles

- **Les planchers à corps creux :**

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles ourdis et une dalle de compression.

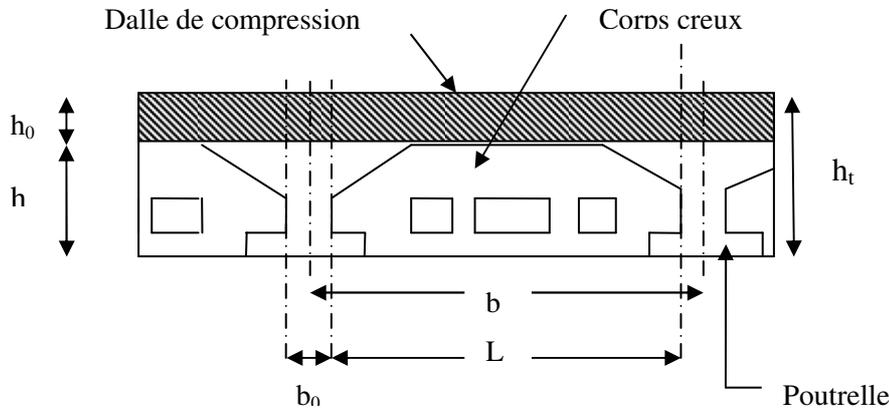


Figure. II.2 : coupe transversal sur un plancher à corps creux

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'ourdis.

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

b : distance entre axes des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

L'épaisseur du plancher (h_t) est déterminée à partir de la condition de flèche: $h_t \geq \frac{L}{22.5}$ (CBA 93 art : 6.8.4.2.4)

Dans notre projet : $L_{\max} = 330\text{cm}$ ce qui donne : $h_t \geq 14.66\text{ cm}$.

Donc on adoptera des planchers à corps creux 20 cm

- Hauteur du corps creux : $h = 16\text{cm}$.
- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{ cm}$

- **LES POUTRELLES :**

Petite poutre préfabriquée en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme une section en T.

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

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

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

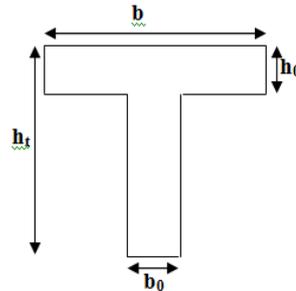


Figure. II.3. Schéma d'une poutrelle

L_x : est la distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis.

Dans notre projet, on a : $L_x = 55 \text{ cm}$ et $L_y = 330 \text{ cm}$

$$\text{Donc on aura : } \left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{330}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 \times [\min(27,5; 33)] \oplus 10$$

Ce qui donne : **$b \leq 65,00 \text{ cm.}$**

On opte pour :

$$\mathbf{b = 65cm}$$

• **LES PLANCHER A DALLES PLEINES :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Résistance à la flexion:**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 3 ou 4 appuis avec:}$$

$$\left(\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \right)$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur 1 seul appui ou 2 appuis parallèles}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec ($\rho > 0,4$) .

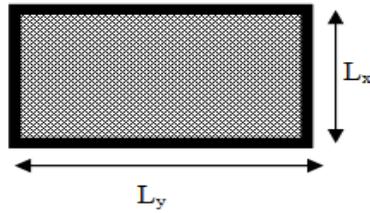


Figure II.4 : Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis

- **Critère de coupe feu :**

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

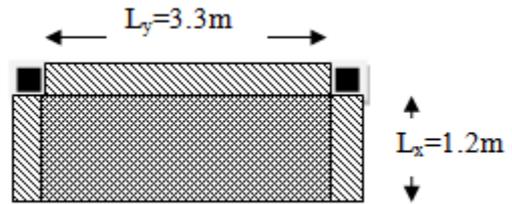
Notre projet compose deux types de dalle pleine

- **Dalle sur trois appuis**

$L_x=1.20$ m $L_y=3.30$ m

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

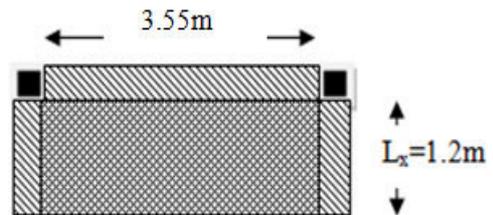
$$3.42 \leq e \leq 4$$



$L_x=1.20$ m $L_y=3.55$ m

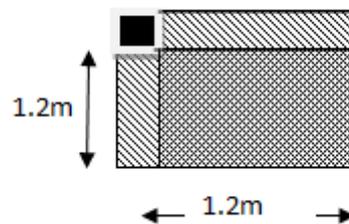
$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.42 \leq e \leq 4$$



- **Dalle sur deux appuis :**

$L_x=1.20$ m $L_y=1.20$ m



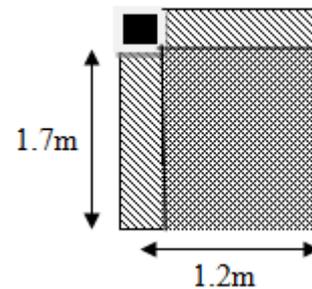
$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.42 \leq e \leq 4$$

$$L_x = 1.20 \text{ m} \quad L_y = 1.70 \text{ m}$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.42 \leq e \leq 4$$



- **Les dalles autour de la cage d'ascenseur**

On décompose la dalle au niveau de la cage d'ascenseur et on aura des dalles sur quatre appuis (voir figure. II.5).

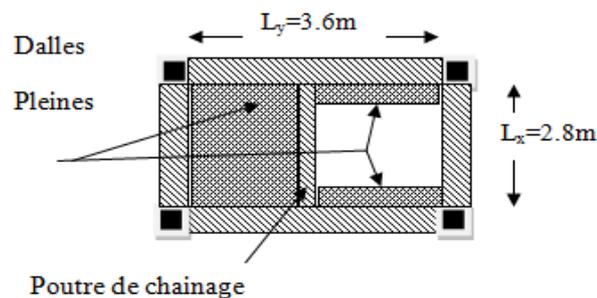


Figure. II.5. Identification des dalles au niveau de l'ascenseur.

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons l'épaisseur $e=14 \text{ cm}$.

II.1.1.2. Les escaliers:

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre.

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

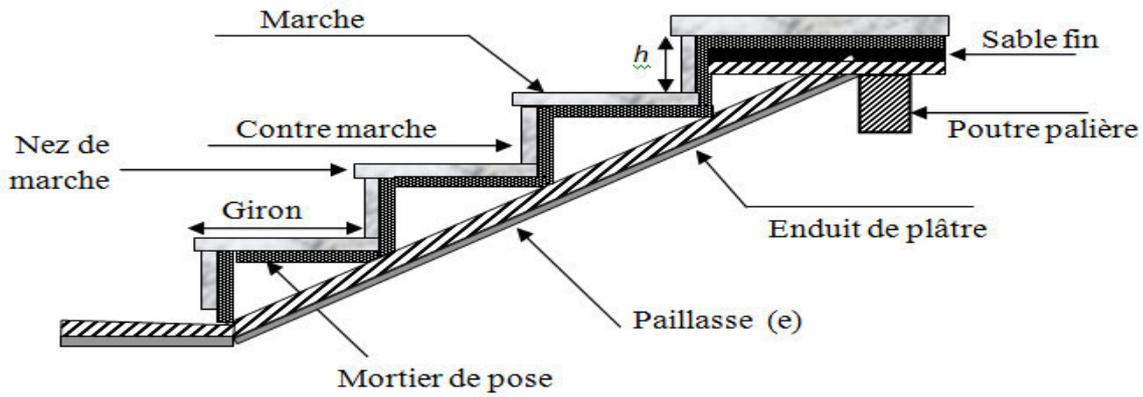


Figure II.6. Composantes d'un escalier

• Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$

Avec : $g = \frac{L}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

$n-1$: Nombre de marches ; L : longueur entre deux appuis totale réels.

n : Nombre de contre marches ; H : La hauteur de la volée.

La paillasse est considérée comme une dalle sur 2 appuis simples, inclinée d'épaisseur « e » telle que : $L/30 \leq e \leq L/20$ avec L : longueur de la paillasse.

a) **Type 1 (RDC) : escalier a deux volées :**

➤ **Volée 1**

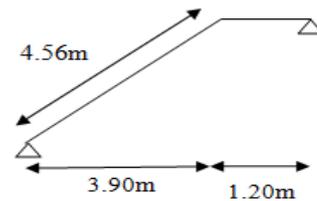


Figure II. 7.Vue en plans de l'escalier

Figure II.8. Schéma statique de volée 1 du RDC

Les dimensions de cet escalier sont illustrées dans le tableau (II.1)

$l_0(\text{m})$	$h_0(\text{m})$	n	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(^{\circ})$	$l(\text{m})$	$l(\text{m})$
3.90	2.38	14	17	30	31.39	4.56	20

➤ Volée 2

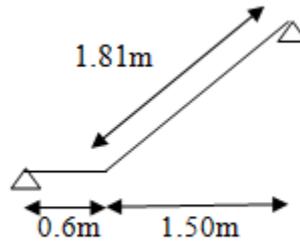


Figure II.9: schéma statique de volée 2 du RDC

Les dimensions de cet escalier sont illustrées dans le tableau (II.2)

l_0 (m)	h_0 (m)	n	h(cm)	g(cm)	α (°)	L(m)	e(m)
1.5	1.02	6	17	30	34.21	1.81	15

b) **Type 2 : étage courant et sous sol**

➤ Volée 1

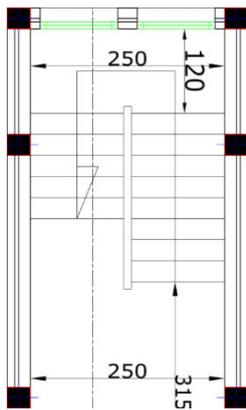


Figure II.10. Vue en plans de l'escalier
étage courant et sous sols

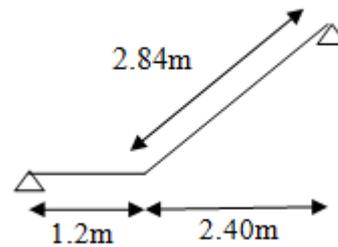


Figure II.11. Schéma statique de volée 1
sous sol et étage courants

Les dimensions de cet escalier sont illustrées dans le tableau (II.3)

Tab. II.3 : dimensions de volée 1 de l'escalier du sous sol et étage courants

l_0 (m)	h_0 (m)	n	h(cm)	g(cm)	α (°)	l(m)	e(cm)
2.40	1.53	9	17	30	32.52	2.84	15

Volée 2

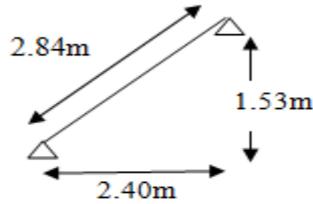


Figure II.12: schéma statique de volée 2 du sous sol et étage courants

Les dimensions de cet escalier sont illustrées dans le tableau (II.4)

Tableau. II.4 : dimensions de volée 2 de l’escalier du sous sol et étage courants

$l_0(m)$	$h_0(m)$	n	$h(cm)$	$g(cm)$	$\alpha(^{\circ})$	$l(m)$	$e(cm)$
2.4	1.53	6	17	30	32.52	2.846	15

II.1.1.3. L’acrotère

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

- Surface de l’acrotère

$$S = (0.1 \times 0.5) + (0.05 \times 0.2) + (0.2 \times 0.05 / 2) = 0.065m^2$$

- Poids propre de l’acrotère

$$G_{acr} = 25 \times 0.065 = 1.625KN / ml$$

- Enduits de ciments

$$G_{ec} = 20 \times 0.02 = 0.40KN / ml$$

$$G_{tot} = 1.625 + 0.40 = 2.025KN / ml$$

- La surcharge d’exploitation : $Q=1KN/m$

II.1.2. Éléments structuraux

II.1.2.1. Les poutres

- **Les poutres principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le *BAEL 91* leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutre principale :} \\ L_{max} : \text{Potée entre nus d'appuis } (L_{max} = 3.85 - 0.3 = 3.55m). \end{array} \right.$

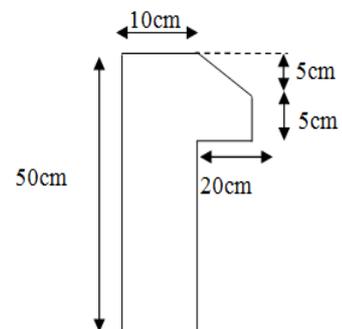


Figure II.13 : L’acrotère

D'où :

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$$

Pas de condition sur b et fixé forfaitaire ($b \leq h$)

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

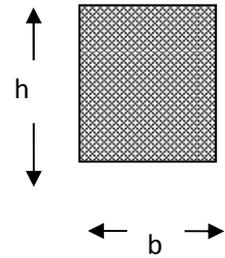


Figure II.14: Coupe transversale d'une poutre

Vérification des exigences de *RPA* (art 7.5.1)

- $b \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.166 \leq 4$ Condition vérifiée

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{h = 35\text{cm}} \end{cases}$$

Les poutres secondaires

L_{\max} : Potée entre nus d'appuis ($L_{\max} = 3.60 - 0.3 = 3.30\text{m}$).

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

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des exigences de *RPA* (art 7.5.1)

- $b \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$ Condition vérifiée

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{h = 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

II.1.2.2. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq 15\text{cm} \\ e \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{RPA99/v2003} \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

1^{er} voile :

- Pour les étages courants :

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow e \geq 286/20 \Rightarrow e \geq 14.30\text{cm}$$

- Pour RDC

$$h_e = 340 - 20 = 320\text{cm} \Rightarrow e \geq 320/20 \Rightarrow e \geq 16\text{cm}$$

Donc en opte pour $\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC étages 1-4} \quad e = 20\text{cm} \\ \text{Etages 5-8} \quad e = 15\text{cm} \end{array} \right.$

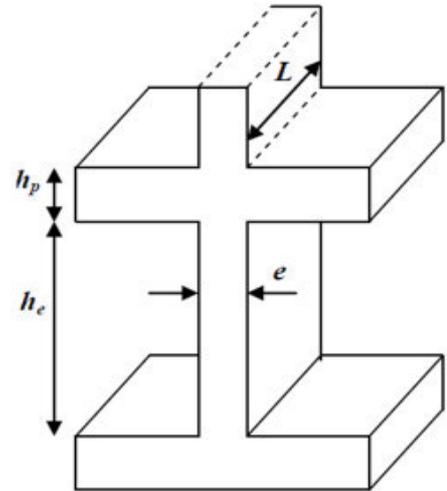


Figure. II.15. Coupe sur un voile

2^{ième} voile (au niveau de la cage d'ascenseur) :

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera donnée forfaitairement **e = 15cm**.

II.1.2.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon *le RPA 99 V.2003* doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0,25 < b/h < 4 \end{cases} \quad \text{RPA99/v200 3(art7.4.1)}$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement, et après avoir effectué la descente de charge on vérifiant les recommandations de *RPA 99* citées ci-dessus.

Tableau. II.5 : Section des poteaux.

Etages	Sous-sol RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème}
Section (b x h) cm ²	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30

II.2. Evaluation des charges et des surcharges :**II.2.1.Charges permanentes :****A. Plancher à corps creux :****Tableau II.6.** Plancher étage courant ou commerciale.

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Plancher à corps creux	16+4	/	2.80
Sable fin	2	18	0.36
Mortier de pose	2	20	0.40
Carrelage	2	22	0.44
Enduit de plâtre	2	20	0.40
Cloisons de répartition	10	10	1
	Σ		$G_{pc}=5.35$

Tableau II.7. Évaluation des charges sur Plancher terrasse inaccessible.

Désignations	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillons d'étanchéité	5	20	1.00
Étanchéité multicouches	2	6	0.12
Forme de pente 2%	10	22	2.20
Isolation thermique	4	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	20	/	2.80
Enduit de plâtre	2	10	0.20
	Σ		$G_{terr}=6.48$

B.Plancher à dalle pleine :**Tableau II.8.** Évaluation des charges sur les balcons

Désignations	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit en ciment	1	18	0.18
Dalle pleine	14	25	3.50
Garde-corps	/	/	1
	Σ		$G_{balc}= 5.84$

Tableau II.9. Évaluation des charges de la dalle pleine autour de l'ascenseur

Désignations	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit en ciment	1	18	0.18

Dalle pleine	14	25	3.50
	Σ		$G_{dp}=4.84$

C.les escaliers :**Tableau II.10.** Évaluation des charges de la 1^{ère} volée (étages courants et s-sol)

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Paillasse	20	25/ (cos α)	5.93
Gardes corps	/	/	0.60
Marches	20/2	22	2.20
Enduit ciment	2	18	0.36
	Σ		$G_{volée}= 10.25$

Tableau II.11. Évaluation des charges de la 2^{ème} volée (étages courants et s-sol)

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Paillasse	15	30/ (cos α)	5.33
Gardes corps	/	/	0.60
Marches	20/2	22	2.20
Enduit ciment	2	18	0.36
	Σ		$G_{vollé}=9.65$

Tableau II.12. Évaluation des charges de 1^{ère} volée (RDC)

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Paillasse	20	30/ (cos α)	7.03
Gardes corps	/	/	0.6
Marches	20/2	22	2.2
Enduit ciment	2	18	0.36
	Σ		$G_{vollé}= 11.35$

Tableau II.13. Évaluation des charges de 2^{ème} volée (RDC)

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Paillasse	15	30/ (cos α)	5.44
Gardes corps	/	/	0.6

Marches	20/2	22	2.2
Enduit ciment	2	18	0.36
Σ			$G_{voll\acute{e}}= 9.76$

Tableau II.14. Évaluation des charges de palier de repos

Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit ciment	2	18	0.36
Dalle en BA	20	25	5.00
Σ			$G_{palier}=6.52$

II.2.2.Charges d'exploitations :**Tableau II.15.**évaluation des charges d'exploitations

Désignation des éléments	Poids (KN/m ²)
plancher courant (habitation)	1.50
terrasse inaccessible	1.00
plancher commercial	2.50
les balcons	3.50
dalle pleine autour de l'ascenseur	2.50
1ère volée S-sol et étages courants	2.50
la 2ème volée S-sol et étages courants	2.50
palier S-sol et étages courants	2.50
acrotère	1.00
Volée RDC	2.50
Σ	$Q_{tot}= 26.55$

La descente de charge (DTR B.C 22)

C'est le chemin suivi par les différentes actions pour passer du poteau le plus haut jusqu'au Poteau le plus bas de la structure

- Sous la terrasse: Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Pour n étage (n>5) : $Q_0 + (3+n/2 \times n) \times [Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n]$

II.3.1. Descente de charge pour le poteau 2E

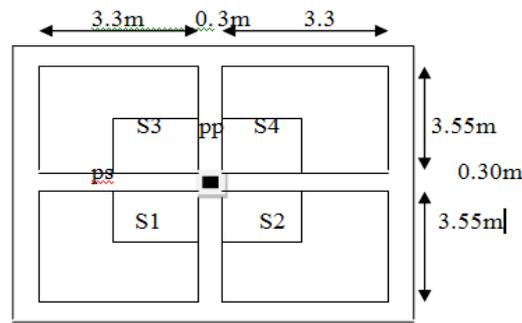


Figure. II.16. Surface qui revient au poteau 2E

II.3.1.1. Calcule de la surface afférente

$$S_Q = (1.65 + 1.65 + 0.3) \times (1.775 + 1.775 + 0.30) = 13.86 \text{ m}^2$$

$$S_G = (1.65 + 1.65) \times (1.775 + 1.775) = 11.715 \text{ m}^2$$

II.3.1.2. Calcule du poids propre des éléments revenants au poteau PI

• **Poids des poteaux**

La section des poteaux adopte préalablement sont défini ci-après poids propre des poteaux est :

$$P = \rho \times S \times h_e$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton (KN/m}^3\text{)} \\ S : \text{Surface du poteau (b} \times \text{h)} \\ h_e : \text{Hauteur libre du poteau} \end{array} \right.$

Tableau II.16. Poids propre des poteaux

Etages	Sous-sol	RDC	1ère, 2ème	3ème 4ème	5ème 6ème	7ème ,8ème
Section (cm ²)	50×50	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
Surface (m ²)	0.25	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
Poids (KN)	19.125	20	15.49	12.24	9.37	6.88

• **Poids des poutres**

$$G_{PP} = 25 \times (b \times h_{pp}) \times L_{pp}$$

$$G_{ps} = 25 \times (b \times h_{ps}) \times L_{ps}$$

Avec la longueur de la poutre = l'entre axes des poteaux moins la largeur des poteaux.

$$L_{pp} = 3.55 \text{ m} ; L_{ps} = 3.30 \text{ m}$$

$$G_{PP} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 3.55 = 9.318 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.30 = 7.425 \text{ KN}$$

• **Poids des planchers**

- **Terrasse inaccessible**

$$G_{terr} = 6.48 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G_{terr} = 6.48 \times 11.715 = 75.913 \text{ KN}$$

$$Q_{terr} = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{terr} = 1 \times 13.86 = 13.86 \text{ KN}$$

- **Etages courants et RDC (usage commercial)**

$$G = 5.35 \text{KN/m}^2 \Rightarrow G = 5.35 \times 11.715 = 62.675 \text{KN}$$

$$Q_{\text{étagecourant}} = 1.50 \text{KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{étagecourant}} = 1.50 \times 13.86 = 20.79 \text{KN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 2.50 \text{KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{RDC}} = 2.50 \times 13.86 = 34.65 \text{KN}$$

II.3.1.3. La loi de dégression des charges d'exploitation

N = Q × S afférent

$$N_1 : Q_0 = 13.86 \text{KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 34.65 \text{KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 53.361 \text{KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 69.993 \text{KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 84.546 \text{KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 97.02 \text{KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 107.415 \text{KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 117.81 \text{KN}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 128.205 \text{KN}$$

$$N_{10} : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 147.84 \text{KN}$$

II.3.1.4. Récapitulation des résultats de descente de charges

Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau. Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge.

Tableau II.17. Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau 1

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	75.913	13.86
	Poutres	16.743	
	Poteau (30×30)	6.88	
	Σ	99.535	
N2	Venant de N1	99.535	34.65
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (30×30)	6.88	
Σ	185.814	34.65	
N3	Venant de N2	185.814	53.361
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (35×35)	9.37	
Σ	274.582	53.361	
N4	Venant de N3	274.582	69.993
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (35×35)	9.37	
Σ	363.35	69.993	

N5	Venant de N4	363.35	84.546
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (40×40)	12.24	
	Σ	454.988	84.546
N6	Venant de N5	454.988	97.02
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (40×40)	12.24	
	Σ	546.626	97.02
N7	Venant de N6	546.626	107.415
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (45×45)	15.49	
	Σ	641.514	107.415
N8	Venant de N7	641.514	117.81
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (45×45)	15.49	
	Σ	736.402	117.81
N9	Venant de N8	736.402	128.205
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (50×50)	20	
	Σ	835.8	128.205
N10	Venant de N9	835.8	147.84
	Plancher d'étage	62.655	
	Poutres	16.743	
	Poteau (50×50)	19.125	
	TOTATE	934.323	147.84

II.3.2.. Calcul de poids propre des éléments revenants au poteau 3C :

- Surfaces afférentes :
- Plancher terrasse :

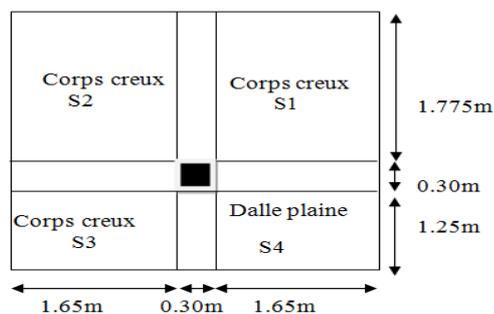


Figure II.17. Surface afférente terrasse inaccessible

$$S_{CC}=7.92 \text{ m}^2$$

$$S_D=2.062 \text{ m}^2$$

- **Poids des planchers :**

– Plancher terrasse: $G_{pt} = 7.92 \times 6.48 = 51.32 \text{ KN/m}^2$

– Dalle pleine : $G_d = S_4 \times 4.84 = 9.98 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{tot}} = 61.3 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 14.35 \text{ KN/m}$

- **Etages courants :**

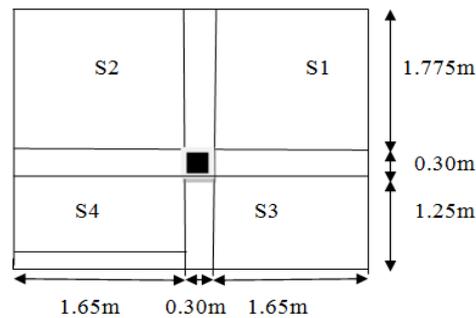


Figure II.18. Surface afférente étage courant

- **Poids des planchers :**

– Plancher à corps creux: $G_{pc} = (S1 + S2 + S4) \times 5.35 = 41.93 \text{ KN}$

– Dalle pleine : $G_p = S3 \times 4.84 = 9.98 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q_{ec} = 19.66 \text{ KN}$

- **RDC:**

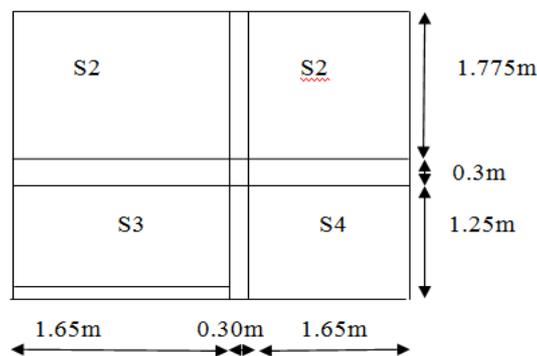


Figure II.19. Surface afférente RDC

Poids des planchers :

– Plancher à corps creux: $G_{pc} = 41.93 \text{ KN}$

– Dalle pleine : $G_d = 9.98 \text{ KN}$ $Q_{\text{RDC}} = 23.925 \text{ KN}$

Poids des escaliers :

Le poteau P2 support uniquement une seule partie de l'escalier

Escalier de RDC :

$\alpha = 31.39$

$L_v = 4.56 \text{ m}$

$$S_v = 1.20 \times 4.56 = 5.47 \text{ m}^2$$

$$G_v = G_v \times S_v = 62.08 \text{ KN}$$

$$Q_v = 13.67 \text{ KN}$$

Escaliers de S-sol et les étages courants :

$$\alpha = 32.52$$

$$L_v = 2.84 \text{ m}$$

$$S_v = 1.20 \times 2.84 = 3.40 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1.20 \times 0.6 = 0.72 \text{ m}^2$$

$$G_v = G_v \times S_v + G_p \times S_p = 37.50 \text{ KN}$$

$$Q_v = 8.5 \text{ KN}$$

II.3.2. La loi de dégression des charges d'exploitation

$$N = Q \times S \text{ afférent}$$

$$N_1 : Q_0 = 14.35$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 34.01 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 51.704 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 67.432 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 81.194 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 92.99 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 102.82 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 112.61 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 122.48 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 135.15 \text{ KN}$$

Tableau II.18. Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau 3C :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	61.3	14.35
	Poutres	16.743	
	Poteau (30×30)	6.88	
	Σ	84.923	14.35
N2	Venant de N1	84.923	34.01
	Plancher d'étage	51.91	
	escalier	37.50	
	Poutres	16.743	
	Poteau (30×30)	6.88	
Σ	197.956	34.01	
N3	Venant de N2	197.956	51.704
	Plancher d'étage	51.91	
	escalier	37.50	
	Poutres	16.743	
	Poteau (35×35)	9.37	
Σ	313.479	51.704	

N4	Venant de N3	313.479	67.432
	Plancher d'étage escalier Poutres Poteau (35×35)	51.91 37.50 16.743 9.37	
	Σ	429.002	67.432
N5	Venant de N4	429.002	81.194
	Plancher d'étage escalier Poutres Poteau (40×40)	51.91 37.50 16.743 12.24	
	Σ	547.395	81.194
N6	Venant de N5	547.395	92.99
	Plancher d'étage escalier Poutres Poteau (40×40)	51.91 37.50 16.743 12.24	
	Σ	665.788	92.99
N7	Venant de N6	665.788	102.82
	Plancher d'étage escalier Poutres Poteau (45×45)	51.91 37.50 16.743 15.44	
	Σ	787.381	102.82
N8	Venant de N7	787.381	112.61
	Plancher d'étage escalier Poutres Poteau (45×45)	51.91 37.50 16.743 15.44	
	Σ	908.974	112.61
N9	Venant de N8	908.974	122.48
	Plancher d'étage escalier Poutres Poteau (50×50)	51.91 62.08 16.743 20	
	Σ	1059.707	122.48
N10	Venant de N8	1059.707	135.15
	Plancher d'étage escalier Poutres Poteau (50×50)	51.91 37.50 13.433 19.125	
TOTAL	Σ	1181.675	135.15

$$N_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1797.986 \text{ KN}$$

$$N_{s2} = G + Q = 1316.825 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91 (Article .B.8.1,2) l'effort normal du poteau circulaire 2 doit être majoré de 10%.

$$N_{u1} = 1.1 \times 1457.521 = 1977.784 \text{ KN}$$

II.4. Vérification le poteau le plus sollicité

II.4.1. Vérification à la compression simple (résistance)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq F_{bu} \quad \Longleftrightarrow \quad B \geq \frac{N_u}{F_{bu}}$$

Avec : $F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Avec : B la section de béton

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.19. Résultat de vérification à la compression simple (poteau 3C)

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	Nu' (KN)	B cal (m2)	B ad (m2)	observation
7ème étage	197.956	34.01	350.081	0.0246	0.09	Vérifié
5ème étage	429.002	67.43	748.327	0.055	0.1225	Vérifié
3ème étage	665.788	92.99	1142.128	0.08	0.16	Vérifié
1ère étage	908.974	112.6171	1535.644	0.108	0.2025	Vérifié
Sous-sol	1181.675	135.15	1977.784	0.14	0.25	Vérifié

II.4.2. Vérification à la stabilité de forme (flambement)

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{F_e}{\gamma_b} \right) \quad * \quad (\text{BAEL 91 Art B.8.41}).$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; \quad B_r = (h - d) \times (b - d)$$

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

B_r : Section réduite du béton.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

l_f : Longueur de flambement.

A_s : Section des armatures.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

λ : L'élanement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.20. Résultat de vérification au flambement pour le poteau 3C

Niveaux	l_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴) ×10 ⁻³	i (m)	λ	α	B_{ad} (m ²)	N_u '[KN]	$B_{r cal}$ [m ²]	$B_{r ad}$ [m ²]
7ème étage	2.71	1.897	0.675	0.086	22.058	0.787	0.09	350.081	0.0202	0.0784
5ème étage	2.71	1.897	1.25	0.101	18.78	0.803	0.1225	748.327	0.0423	0.1089
3 ^{ème} étage	2.71	1.897	2.13	0.115	16.49	0.814	0.16	1142.128	0.0637	0.1444
1ère étage	2.71	1.897	3.41	0.129	14.7	0.82	0.2025	1535.644	0.0851	0.1849
Sous-sol	2.71	1.897	5.20	0.144	13.17	0.826	0.25	1977.784	0.0108	0.2304

II.4.3. Vérification des conditions de coffrage (RPA 99 V.2003)

Tableau II.21. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau 3C

Poteaux	30×30	30×30	35×35	40×40	45×45	50×50
$\min(b ; h) \geq 25cm$	30	30	35	40	45	50
$\min(b ; h) \geq h e$	14.30	1.50	14.30	14.30	14.30	14.30
$0,25 \leq b/h \leq 4$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

II.4.5. Vérification de l'effort normale réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ RPA 99 (Article 7.1.3.3)

N_d : Effort normal.

B_c : L'aire brute du poteau.

Tableau II.22. Résultats de vérification de l'effort normal réduit :

<i>Niveaux</i>	<i>Section</i>	<i>B (cm²)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>v</i>	<i>Observation</i>
7ème étage	30×30	900	318,255	0,0141	vérifiée
5ème étage	35×35	1225	680,297	0,022	vérifiée
3 ^{ème} étage	40×40	1600	1038,298	0,025	vérifiée
1ère étage	45×45	2025	1396,04	0,0275	vérifiée
Sous-sol	50×50	2500	1797,985	0,0287	vérifiée

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Les sections des poteaux adoptées sont :

Sous sol et RDC (50×50) cm²

1ème et 2ème étage (45×45) cm²

3ème et 4ème étages (40×40) cm²

5ème et 6ème étages (35×35) cm²

7ème et 8ème étages (30×30) cm²

- Les sections des poutres adoptées sont :

Poutres principales (30 ×35) cm²

Poutres secondaires (30×30) cm²

III.1. INTRODUCTION

Après avoir pré dimensionné les différents éléments de notre structure, on calcule nos éléments secondaires en respectant les règles en vigueur notamment celles édictés par le RPA99/Version, 2003, BAEL et CBA93 ;

III.2 Calcul des planchers :

Rappelons que nous avons opté pour des planchers en corps creux avec dalle de compression (16+4). Dans ce qui suit, nous allons nous intéresser au calcul, ferrailage et vérification aux différentes sollicitations des éléments constituant ce plancher.

III.2.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en **Té** en béton armé. Elles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

Les dimensions de nos poutrelles sont représentées sur la figure(III.1). Ces dimensions ont été déterminées dans le chapitre II concernant le pré-dimensionnement.

$b=65\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$

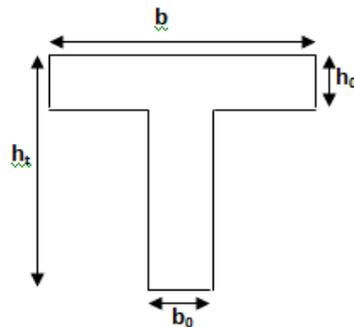


Figure.III.1. Schéma d'une poutrelle.

A. Méthode de calcul

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot

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

a. Domaine d'application (B.6.210) : Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

b. Principe de la méthode forfaitaire : (Art. B 6.2.2.1.1) [4]

- **Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes.

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5 \times M_0 : \text{Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4 \times M_0 : \text{Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.} \\ 0.6 \times M_0 : \text{Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.} \\ 0.15 \times M_0 : \text{Pour les appuis de rive.} \end{array} \right.$$

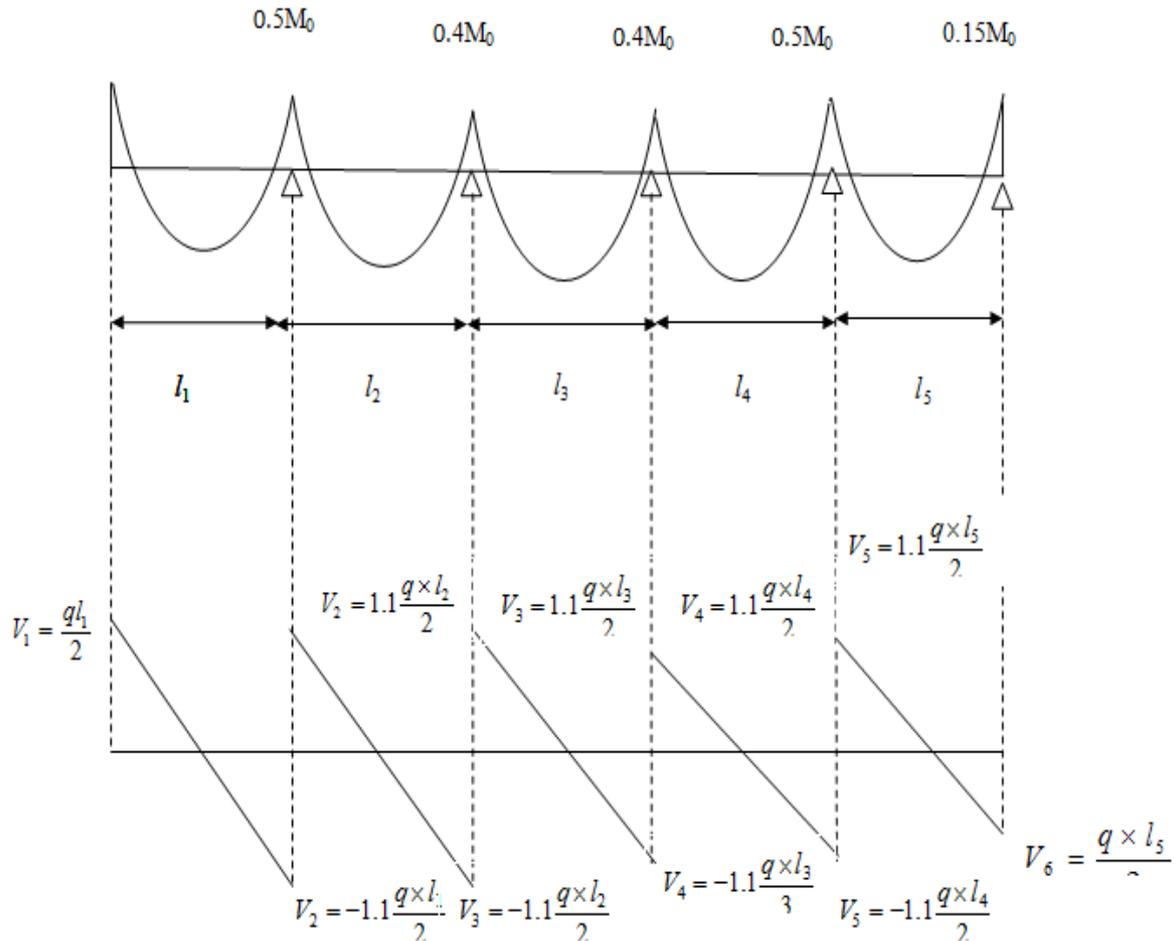
Pour les moments en travée, ils doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) \quad M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha) \times M_{0i}; 1.05M_{0i}\}$$

$$2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left[\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right] \times M_{0i} \quad \text{Si la travée est intermédiaire} \\ M_t \geq \left[\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right] \times M_{0i} \quad \text{Si la travée est de rive} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 : \text{Moment isostatique.} \\ M_D : \text{Moment sur l'appui de droite.} \\ M_G : \text{Moment sur l'appui de gauche.} \\ M_t : \text{Moment en travée.} \end{array} \right.$$



• **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

• **Méthode de la RDM :**

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

2. Méthode de Caquot

a. Domaine d'application

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

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

b. Application de la méthode

- **Moment en travée**

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

- **En appuis**

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

* l_g' et l_d' : Longueur fictive

* P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

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

- **L'effort tranchant**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \text{BAEL(Art. L.III.3)}$$

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

3. Méthode de Caquot minoré

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre

une charge permanente G et la remplacer par $G' = (2/3)G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G .

III.2.1.1 Exposé des cas calculs

- Calcul des sollicitations

ELU : $p_u = 0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$

ELS : $p_s = 0,65 \times (G + Q)$

Tableau III.1 Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.48	1.00	6.66	4.862
Plancher des étages courant	5.35	1.50	6.1 57	4.452
Plancher sous sol	5.35	2.50	7.132	5.102

- Les différents types de poutrelles :

Tableau III.2. types de poutrelles

types de planchers	types de poutrelles	
Plancher terrasse inaccessible	Type1	<p>3.60 m 3.60 m 3.60 m 3.60 m</p>
	Type2	<p>1.80 m 3.60 m 3.60 m 3.60 m 3.60 m</p>
	Type 3	<p>3.60m 3.60m</p>
	Type4	<p>1.80m 3.60m</p>

Etage courant Et RDC	Type1	
	Type2	
	Type3	
	Type4	
Sous sols	Type1	
	Type2	
	Type3	
	Type4	
	Type5	

A. Poutrelle Plancher terrasse inaccessible

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1^{ère} condition

$G=6.48\text{KN/m}^2$

$Q=1.00\text{ KN /m}^2 \implies 1.00 \leq \min(2 \times 6.48 ; 5)\text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2^{ème} condition

Type1 : $0.8 \leq \frac{3.60}{3.60} \leq 1.25$ vérifiée.

Type2 : $0.8 \leq \frac{1.80}{3.60} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée.

Type3 : $0.8 \leq \frac{3.60}{3.60} \leq 1.25$ vérifiée.

Type4 : $0.8 \leq \frac{1.80}{3.60} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée.

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

Les conditions 1, 3 et 4 sont vérifiées pour tout les types de poutrelles. Concernant la 2^{ème} condition on a constaté après vérification qu'elle est valable juste pour les type de poutrelles 1 et 3.

– Les types de poutrelles 1 et 3 sera calculé par la méthode **forfaitaire**.

Les types de poutrelles 2 et 4 sera calculé par la méthode de **Caquot**

• **Exemple de calcul**

Type1 :

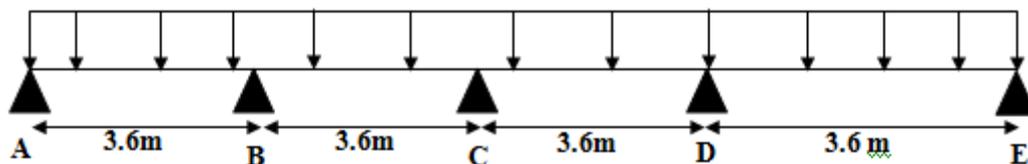


Figure 1Figure.III.3. Schéma statique de la poutrelle T1 Plancher terrasse inaccessible

• **Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

On a :

Travée A-B = Travée B-C = Travée C-D = Travée D-E = 3.60m

À l'ELU :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8} \quad M_0 = \frac{6.66 \times 12.69}{8} = 10.79 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = \frac{P_s l^2}{8} \quad M_0 = \frac{4.862 \times 3.6^2}{8} = 7.876 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis :

À l'ELU :

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times (10.79, 10.79) = -5.395 \text{ KNm} \quad (\text{Pour les appuis}$$

voisins des appuis de rive pour une poutre à plus de deux travées

$M_c = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times (10.79, 10.79) = -4.316 \text{ KNm}$ (Pour les appuis intermédiaires pour une poutre a plus de trois travées $M_{appuis} = 0.4M_0$)

$M_d = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times (10.79, 10.79) = -5.395 \text{ KNm}$

À l’ELS :

$M_A = M_C = 0$

$M_B = M_E = -3.938 \text{ KNm}$

$M_C = -3.15 \text{ KNm}$

- Les moments fléchissant en travées :

$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.48} = 0.133$

$(1 + 0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.133 = 1.04$

$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$

$\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$

$\max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} = \max 1.04 M_0, 1.05 M_0 = 1.05 M_0$

Travée A-B : C’est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

À l’ELU

$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$

avec : $\begin{cases} M_d : \text{Moment sur l’appui de droite : } M_B = -5.39 \text{ KNm} \\ M_g : \text{Moment sur l’appui de gauche : } M_A = 0 \text{ KN.m} \\ M_0 : \text{Moment isostatique de la travée A-B : } M_0 = 10.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$M_t + \frac{0 + 5.39}{2} \geq 1.05 \times 10.79 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 10.79 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 8.63 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_0 = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0 + 3.938}{2} \geq 1.05 \times 7.87 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 7.87 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 6.294 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

À l'ELU

C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} M_d : \text{Moment sur l'appui de droite : } M_C = -3.15 \text{ KN.m} \\ M_g : \text{Moment sur l'appui de gauche : } M_B = -3.938 \text{ KN.m} \\ M_0 : \text{Moment isostatique de la travée B-C : } M_0 = 10.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{3.938 + 3.15}{2} \geq 1.05 \times 10.79 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 10.79 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 7.785 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} M_d : \text{Moment sur l'appui de droite : } M_C = -3.15 \text{ KN.m} \\ M_g : \text{Moment sur l'appui de gauche : } M_A = -3.938 \text{ KN.m} \\ M_0 : \text{Moment isostatique de la travée B-C : } M_0 = 7.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{3.938 + 3.15}{2} \geq 1.05 \times 7.87 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 7.87 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 4.726 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

À l'ELU

C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_d : \text{Moment sur l'appui de droite : } M_D = -3.938 \text{ KN.m} \\ M_g : \text{Moment sur l'appui de gauche : } M_C = -3.15 \text{ KN.m} \\ M_0 : \text{Moment isostatique de la travée C-D : } M_0 = 10.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{3.15 + 3.938}{2} \geq 1.05 \times 10.79 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 10.79 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 6.475 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_d : \text{Moment sur l'appui de droite : } M_D = -3.938 \text{ KN.m} \\ M_g : \text{Moment sur l'appui de gauche : } M_C = -3.15 \text{ KN.m} \\ M_0 : \text{Moment isostatique de la travée C-D : } M_0 = 7.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t + \frac{3.15 + 3.938}{2} \geq 1.05 \times 7.87 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 7.87 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 4.726 \text{ KN.m}$$

Travée D-E :

À l'ELU :

C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} M_d : \text{Moment sur l'appui de droite : } M_e = 0 \text{ KNm} \\ M_g : \text{Moment sur l'appui de gauche : } M_c = -3.938 \text{ KN} \\ M_0 : \text{Moment isostatique de la travée C-D : } M_0 = 10.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$$M_t + \frac{3.938 + 0}{2} \geq 1.05 \times 10.79 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 10.79 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 8.633 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{3.938 + 0}{2} \geq 1.05 \times 7.87 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 7.87 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = 6.301 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique :

On calcul V_0 pour chaque travée : $V_0 = \frac{q \times l}{2}$ comme en a :

$$l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = 3.6m$$

Pour toutes les travées V_0 est le même.

$$V_0 = \frac{6.66 \times 3.6}{2} = 11.988 KN$$

Calcul des efforts tranchants hyperstatique aux appuis :

Pour une poutre à plus de deux travées l'effort tranchant hyperstatique est déterminé par la méthode générale (forfaitaire) :

$V = 1.1 \times V_0$ (L'effort tranchant hyperstatique en appuis = 10 % V_0) pour les poutres à plus de deux travées.

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = 11.988 KN \\ V_B = -1.1V_0 = -13.186 KN \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.1V_0 = 13.186 KN \\ V_C = -1.1V_0 = -13.186 KN \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_C = 1.1V_0 = 13.186 KN \\ V_D = -1.1V_0 = -13.186 KN \end{cases}$$

$$\text{Travée D-E : } \begin{cases} V_D = 1.1V_0 = 13.186 KN \\ V_E = -11.988 KN \end{cases}$$

Type 2 :

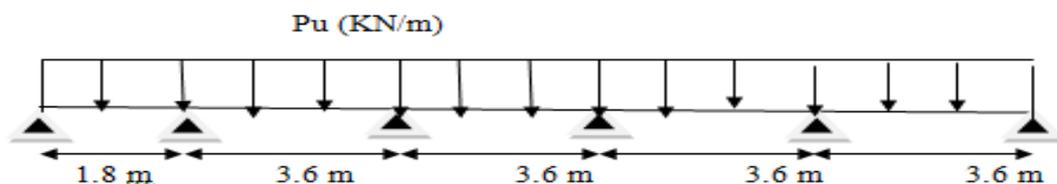


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle T2 Plancher terrasse inaccessible

L a seconde condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc on applique la méthode Caquot minorée

$$G' \quad 2/3G=4.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} P_u = 4.62 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = 3.468 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Les moments aux appuis**

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 1.8m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.6 = 2.88m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 3.6 = 2.88m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 3.6 = 2.88m$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 3.6m$$

- **Calcul des moments aux appuis**

A l'ELU

$$M_i = \frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{4.62 \times (1.8^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (1.8 + 2.88)} \Rightarrow M_B = -3.561 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{4.62 \times (2.88^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.88 + 2.88)} \Rightarrow M_C = -4.651 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{4.62 \times (2.88^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.88 + 2.88)} \Rightarrow M_D = -4.651 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{4.62 \times (2.88^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.66)} \Rightarrow M_E = -6.104 \text{ kn.m}$$

A ELS

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{3.468 \times (1.8^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (1.8 + 2.88)} \Rightarrow M_B = -2.583 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{3.468 \times (2.88^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.88 + 2.88)} \Rightarrow M_C = -3.374 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{3.468 \times (2.88^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.88 + 2.88)} \Rightarrow M_D = -3.374 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{3.468 \times (2.88^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.66)} \Rightarrow M_E = -4.429 \text{ kn.m}$$

Moments aux travées**Travée AB****A ELU**

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

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

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

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

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{1.8 \times 4.62} = 0.603 \text{ m}$$

$$M = \frac{4.62 \times 0.603 \times (1.8 - 0.603)}{2} - 3.561 \times \frac{0.603}{1.8}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 1.211 \text{ KN.m}$$

A I'ELS

$$x = 0.603 \text{ m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 0.889 \text{ KNm}$$

Travée BC**A ELU**

$$x = 1.755 \text{ m}$$

$$M_{BC}^{Max} = 6.692KNm$$

A l'ELS

$$x = 1.755 m$$

$$M_{BC}^{Max} = 4.903KNm$$

Travée CD**A ELU**

$$x = 1.8m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.8) = 6.14KN.m$$

A l'ELS

$$x = 1.8m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.8) = 4.502KN.m$$

Travée DE**A ELU**

$$x = 1.739m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.739) = 5.426KN.m$$

A ELS

$$x = 1.739m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.739) = 3.984KN.m$$

Travée E-F**A l'ELU**

$$x = 2.055m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.055) = 7.955KN.m$$

A l'ELS

$$x = 2.055m$$

$$M_{EF}^{Max} = M(x = 2.055) = 5.818KN.m$$

• Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

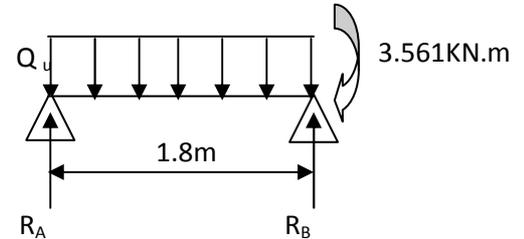
$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB

A l'ELU

$$V_A = \frac{4.766 \times 1.8}{2} + \frac{(-3.561)}{1.8} = 2.31 \text{ KN}$$

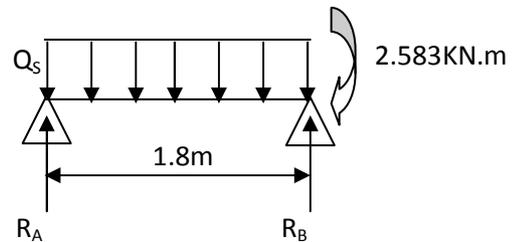
$$V_B = -\frac{4.62 \times 1.8}{2} + \frac{(-3.45)}{1.8} = -6.53 \text{ KN}$$



A l'ELS

$$V_A = \frac{3.458 \times 1.8}{2} + \frac{(-2.583)}{1.8} = 1.677 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{3.458 \times 1.8}{2} + \frac{(-2.583)}{1.8} = -4.547 \text{ KN}$$

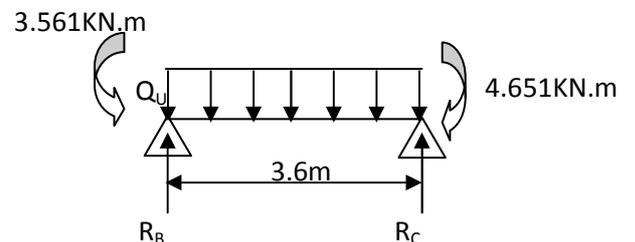


Travée BC

A l'ELU

$$V_B = 8.276 \text{ KN}$$

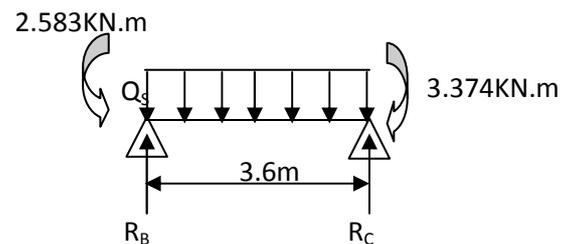
$$V_C = -8.881 \text{ N}$$



A l'ELS

$$V_B = 6.004 \text{ KN}$$

$$V_C = -6.842 \text{ KN}$$

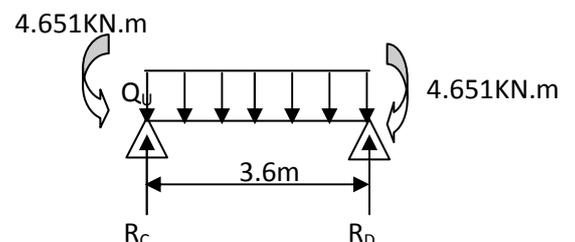


Travée CD

A l'ELU

$$V_C = 8.578 \text{ KN}$$

$$V_D = -8.578 \text{ KN}$$



A I'ELS

$V_C = 6.622KN$

$V_D = -6.622N$

Travée DE

A ELU

$V_D = 8.175KN$

$V_E = -8.982N$

A I'ELS

$V_D = 6.329KN$

$V_E = -6.915N$

Travée E-F

A I'ELU

$V_E = 4.926KN$

$V_F = -8.317KN$

A I'ELS

$V_E = 5.392KN$

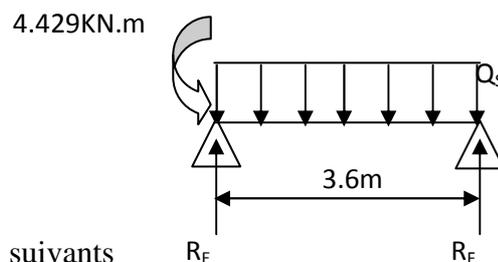
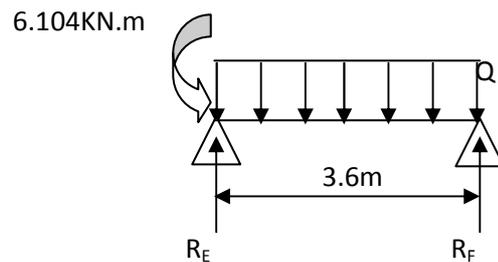
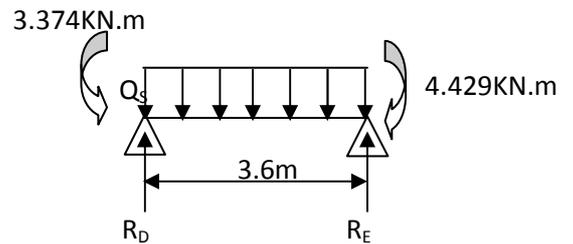
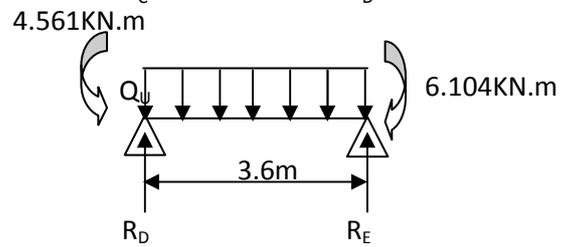
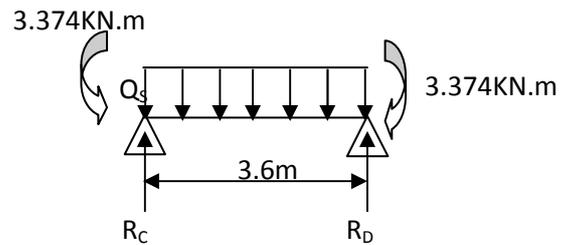
$V_F = -7.852KN$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants

A ELU

Tableau.III.3: Les sollicitations de poutrelles pour plancher terrasse **type2.**

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.8	4.766	1.93	0	- 3.561	1.211	2.31	-6.53
B-C	3.6	4.766	7.72	-3.615	- 4.651	6.692	8.276	-8.881
C-D	3.6	4.766	7.72	- 4.651	- 4.651	6.14	8.578	-8.578
D-E	3.6	4.766	7.72	- 4.651	- 6.104	5.426	8.175	-8.982
E-F	3.6	4.766	7.72	- 6.104	0	7.955	4.926	-8.317



A ELS

Tableau.III.4: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse **type2**.

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN .m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN. m)
A-B	1.8	3.458	1.4	0	-2.583	0.889
B-C	3.6	3.458	5.602	-2.583	-3.374	4.903
C-D	3.6	3.458	5.602	-3.374	-3.374	4.502
D-E	3.6	3.458	5.602	-3.374	-4.429	3.984
E-F	3.6	3.458	5.602	-4.429	0	5.818

A ELU :

Tableau.III.5 Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse **type3**.

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN .m)	M _d (KN .m)	M _t (KN . m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.6	6.66	10.79	0	- 6.475	8.093	11.99	-13.78
B-C	3.6	6.66	10.79	-6.475	0	8.093	13.78	-11.99

A ELS :

Tableau.III.6: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse **type3**.

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN .m)	M _d (KN .m)	M _t (KN . m)
A-B	3.6	4.862	7.876	0	- 4.726	5.907
B-C	3.6	4.862	7.876	-4.726	0	5.907

A ELU :

Tableau.III.7: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse **type 4**.

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN .m)	M _d (KN .m)	M _t (KN . m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1,8	4,766	1.93	0	- 5.45	0.6611	2.967	-13.50
B-C	3.6	4,766	7.72	-5.45	0	8.238	13.50	-10.47

A ELS :

Tableau.III.8: Les sollicitations poutrelles pour plancher terrasse **type4.**

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN .m)	M _d (KN .m)	M _t (KN . m)
A-B	1.8	3.458	1.4	0	- 3.954	0.488
B-C	3.6	3.458	5.6	-3.954	0	6.023

Tableau III.9: Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Types de poutrelles Sollicitations	ELU			ELS	
	max M _{appui} (KN .m)	max M _{trav} (KN .m)	V ^{max} (KN)	max M _{appui} (KN .m)	max M _{trav} (KN .m)
T1	5.396	8.633	13.18	3.938	6.301
T2	5.862	7.955	8.982	4.424	5.518
T3	-6.47	8.09	13.78	-4.72	5.90
T4	-5.45	8.23	13.50	-3.95	6.02

B. Poutrelle Plancher étage courant et RDC :

• **Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

1^{ère} condition

G=5.35 KN/m

Q=1.50 KN /m $\Rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 5.35 ; 5) \text{ KN/m}^2$ Vérifiée

2^{ème} condition

Type1 : $0.8 \leq \frac{2}{3.60} \leq 1.25$ n’est pas vérifiée.

Type2 : $0.8 \leq \frac{3.60}{3.60} \leq 1.25$ Vérifiée

Type3 : $0.8 \leq \frac{3.60}{3.60} \leq 1.25$ vérifiée.

Type4 : $0.8 \leq \frac{1.8}{0} \leq 1.25$ n’est pas vérifiée.

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

Les condition 1 , 3et 4 sont vérifiées pour tout les types de poutrelles .

- Les types de poutrelles 2 ,3 seras calculé par la méthode **forfaitaire.**
- Le type de poutrelle 1 sera calculé par la méthode de **Caquot**
- Le type de poutrelle 4 sera calculé par la méthode de **RDM.**

A ELU :

Tableau .III.10 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC **Type1.**

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.00	4.59	2.29	-0.34	-3.53	1.56	2.82	-6.35
B-C	3.60	4.59	7.43	-3.53	-4.48	5.97	7.99	-8.52
C-D	3.60	4.59	7.43	-4.48	-4.48	5.49	8.26	-8.26
D-E	3.60	4.59	7.43	-4.48	-4.48	5.49	8.26	-8.26
E-F	3.60	4.59	7.43	-4.48	-5.88	4.80	7.87	-8.65
F-G	3.60	4.59	7.43	-5.88	-1.11	7.25	9.89	-9.89

A ELS :

Tableau .III.11 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC **Type1.**

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	2.00	3.29	1.64	-0.24	-2.53	1.14
B-C	3.60	3.29	5.32	-2.53	-3 .21	4.34
C-D	3.60	3.29	5.32	-3 .21	-3.21	4.00
D-E	3.60	3.29	5.32	-3.21	-3.21	4.00
E-F	3.60	3.29	5.32	-3.21	-4.21	3.50
F-G	3.60	3.29	5.32	-4.21	-0.79	5.25

A ELU :

Tableau .III.12 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC **Type2.**

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _g (KN/m)	M _d (KN/m)	M _t (KN/m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	6.157	9.97	-1.495	-4.99	8.13	11.08	12.19
B-C	3.60	6.157	9.97	-4.99	-3.99	6.14	12.19	12.19
C-D	3.60	6.157	9.97	-3.99	-4.99	6.14	12.19	12.19
D-E	3.60	6.157	9.97	-4.99	-1.495	8.13	12.19	11.08

A ELS :**Tableau .III.13 :** Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC **Type2.**

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _g (KN/m)	M _d (KN/m)	M _t (KN/m)
A-B	3.60	4.452	7.21	-1.08	-3.61	5.88
B-C	3.60	4.452	7.21	-3.61	-2.88	4.44
C-D	3.60	4.452	7.21	-2.88	-3.61	4.44
D-E	3.60	4.452	7.21	-3.61	-1.08	5.88

A ELU :**Tableau .III.14 :** Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC **Type3**

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _g (KN/m)	M _d (KN/m)	M _t (KN/m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	6.157	9.97	-1.495	-5.98	7.64	11.08	12.75
B-C	3.60	6.157	9.97	-5.98	-1495	7.64	12.75	11.02

A ELS :**Tableau .III.15 :** Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC **Type3.**

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _g (KN/m)	M _d (KN/m)	M _t (KN/m)
A-B	3.60	4.452	7.21	-1.08	-4.33	5.52
B-C	3.60	4.452	7.21	-4.33	-1.08	5.52

Type4 :**A ELU :****Tableau .III.16 :** Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC.

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _g (KN/m)	M _d (KN/m)	M _t (KN/m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.8	6.15	2.49	-0.37	-0.37	2.49	5.53	5.53

A ELS :**Tableau .III.17 :** Les sollicitations de poutrelles pour plancher étage courant et RDC **Type4.**

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _g (KN/m)	M _d (KN/m)	M _t (KN/m)	V _g KN	V _d
A-B	1.8	4.45	1.80	-0.27	-0.27	1.80	/	/

Tableau III.18: Sollicitation du plancher étage courant et RDC.

Types de Sollicitations	ELU				ELS		
	M_{rive} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{rive} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)
Type1	-1.11	-5.88	7.27	9.89	-0.79	-4.21	5.25
Type2	-1.495	-4.99	8.13	12.19	-1.08	-3.61	5.88
Type3	-1.495	-5.98	7.64	12.75	-1.08	-4.33	5.52
Type4	-0.37	/	2.49	5.35	- 0.37	/	1.80

C. Pour le plancher de sous-sol

- **Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire.**

1^{ere} condition

G=5.35 KN/m

Q=2.50 KN /m $\implies 2.50 \leq \min(2 \times 5.35 ; 5) \text{ KN/m}^2$ Vérifiée

2^{ème} condition

Type1 : $0.8 \leq \frac{2.0}{3.60} \leq 1.25$ n’est pas vérifiée.

Type2 : $0.8 \leq \frac{3.60}{3.60} \leq 1.25$ Vérifiée

Type3 : $0.8 \leq \frac{3.60}{0} \leq 1.25$ n’est pas vérifiée.

Type4: $0.8 \leq \frac{3.60}{3.60} \leq 1.25$ vérifiée.

Type5 : $0.8 \leq \frac{2}{1.80} \leq 1.25$ vérifiée.

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

Les condition 1 , 3et 4 sont vérifiées pour tout les types de poutrelles .Concernant la 2^{ème} condition on a constaté après vérification qu’elle est valable juste pour les type de poutrelles 2,4 et 5.

- Le type de poutrelles 1 sera calculé par la méthode de Caquot.
- Les types de poutrelles 2, 4 et 5 seront calculés par la méthode **forfaitaire**.
- Le type 3 sera calculé par la méthode de **RDM**.

A ELU :

Tableau .III.19 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type1**.

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.00	5.56	2.78	-0.41	-4.28	1.74	3.42	-7.7
B-C	3.60	5.56	9.00	-4.28	-5.43	6.70	9.08	- 10.32
C-D	3.60	5.56	9.00	-5.43	-5.43	6.12	10.00	- 10.00
D-E	3.60	5.56	9.00	-5.43	-5.43	6.12	10.00	- 10.00
E-F	3.60	5.56	9.00	-5.43	-7.13	5.28	9.53	-10.48
F-G	3.60	5.56	9.00	-7.13	-1.35	8.26	11.98	-8.02

A ELS :

Tableau .III.20 Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type1** à ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	2.00	3.94	1.97	-0.29	-3.03	1.26
B-C	3.60	3.94	6.38	-3.03	-3.84	4.83
C-D	3.60	3.94	6.38	-3.84	-3.84	4.42
D-E	3.60	3.94	6.38	-3.84	-3.84	4.42
E-F	3.60	3.94	6.38	-3.84	-5.05	3.82
F-G	3.60	3.94	6.38	-5.05	-0.95	5.93

A ELU :

Tableau .III.21: Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 2**.

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	7.132	11.55	-1.73	-5.78	9.76	12.84	14.12

B-C	3.60	7.132	11.55	-5.78	-5.78	6.87	14.12	14.12
C-D	3.60	7.132	11.55	-5.78	-1.73	9.76	14.12	12.84

A ELS :

Tableau .III.22 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 2** à ELS.

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	5.102	8.27	-1.24	-4.14	6.99	9.18	10.10
B-C	3.60	5.102	8.27	-4.14	-4.14	4.92	10.10	10.10
C-D	3.60	5.102	8.27	-4.14	-1.24	6.99	10.10	9.18

• **Exemple de calcul sur la méthode de RDM (Type 3)**

Pour ce type de poutrelle d'une seule travée nous allons opter pour la méthode de RDM

a- Les moments aux appuis :

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

A l'ELU

MB= MA=0 en raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section

d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -1.06KN.m$$

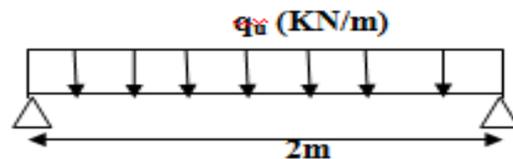


Figure. III.5: Schéma statique d'une poutrelle type 3

A l'ELS

$$M_A = M_B = -0.765KN.m$$

b- Les moments en travée :

A l'ELU

$$M_T = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

$$M_T = \frac{P_u \times L^2}{8} = 11.55KN.m$$

A l'ELS

$$M_T = \frac{P_s \times L^2}{8} = 8.27KN.m$$

c-Les efforts tranchants :

$$V_A = \frac{7.132 \times 3.6}{2} = 12.83 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{5.102 \times 3.6}{2} = 9.18 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés sur le tableau ci-dessous :

A ELU :

Tableau .III.23 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 3** à ELU.

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	7.132	11.55	/	/	11.55	12.83	12.83

A ELS :

Tableau .III.18: Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 3** à l'ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	5.102	8.27	/	/	8.26	9.18	9.18

A ELU :

Tableau .III.24 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 4** à ELU.

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	7.132	11.55	0	-6.93	9.19	12.84	14.76
B-C	3.60	7.132	11.55	-6.93	0	9.19	14.76	12.84

A ELS :

Tableau .III.25 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 4** à l'ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.60	5.102	8.27	-1.24	-4.96	6.58	9.18	10.56
B-C	3.60	3.94	8.27	-4.96	-1.24	6.58	10.56	9.18

A ELU :

Tableau .III.26: Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 5** à ELU.

Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g K(N.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2	7.13	3.57	-0.54	-1.79	3.02	7.13	7.85
B-C	1.8	7.13	2.89	-1.79	-1.16	1.69	7.06	7.06
C-D	1.8	7.13	2.89	-1.16	-5.78	1.58	6.42	7.06
D-E	3.6	7.13	11.55	-5.78	-1.73	9.76	14.12	12.84

A ELS :

Tableau .III.27 : Les sollicitations de poutrelles pour plancher sous sol **Type 5** à l'ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	2	5.10	2.55	-0.38	-1.28	2.15
B-C	1.8	5.10	2.07	-1.28	-0.83	2.21
C-D	1.8	5.10	2.07	-0.83	-4.14	1.13
D-E	3.6	5.10	8.27	-4.14	-1.24	6.99

Tableau III.28: Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	Sollicitations M_{rive} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{rive} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)
Type1	-1.35	-7.13	8.26	11.98	-0.95	-5.05	5.93
Type2	-1.73	-5.78	9.76	14.12	-1.24	-4.14	6.99
Type3	-1.06	/	11.55	12.84		/	10.71
Type4	-1.73	-6.93	9.19	14.76	-1.24	-4.96	6.58
Type5	-1.73	-5.78	9.76	14.12	-1.24	-4.14	6.99

III.2.2.2 Ferrailage des poutrelles :**A. Plancher terrasse :**

Moment en travée : $M_{trav}^{\max} = 8.633 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Moment en appui intermédiaire : $M_{appui}^{\max} = 6.475 \text{ KNm}$

L'effort tranchant : $V^{\max} = 13.78 \text{ KN}$

Moment en appui de rive : $M_{trav}^{\max} = 0.15 \times M_0 = 0.15 \times 10.78 = 1.617 \text{ KN m}$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (\text{III-6})$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.633 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

a. Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} \quad (\text{III-7})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{8.633 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0288 < 0.186$$

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

On a:

$$\mu_l = 0.3916$$

Calcul de A:

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}} \quad (\text{III-8})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.036$$

$$Z = 0.23 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.633 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.399 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 1.399 \text{ cm}^2$$

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ m}^2$$

$A_{\min} < A_T$ C'est vérifié.

Soit A = 2HA10+1HA8=2.08 cm² .

En appuis

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

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = 6.475 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.475 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.14$$

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

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

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) = 0.189$$

$$z = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.189) = 0.157 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.475 \times 10^{-3}}{0.157 \times 348} = 1.184 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{calculé}}$$

On choisit A = 2HA10 = 1.57 cm²

- **Appui de rive :**

$$M_a^{rive} = 1.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0054$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0068$$

$$z = 0.17 (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 0,257 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{min} = 0,217 \text{cm}^2 < A_{cal} = 1.412 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On choisit : $A_{min} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$

Cisaillement :

$$V^{\max} = 13.78 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.78 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.765 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ M Pa}] = 3.25 \text{ M Pa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

c. Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :

1. Vérification à l'effort tranchant :

- **L'appui intermédiaire**

$$V_u \leq 0.267. a. b_0. f_{c28}$$

$$a \leq 0.9. d = 0.162 \text{m} \quad \Rightarrow \quad a = 0.16 \text{m}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 106.8 \text{KN}$$

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (13.78 + \frac{6.475}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 1.545 \text{cm}^2$$

- **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{13.78 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.379 \text{cm}^2$$

$$A_l \geq 0.39 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

2. Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

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

$$\text{avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.25 \text{m}$$

$$\tau_u = 0.782 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{Mpa}) = 3,25 \text{Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification de l'adhérence

$$\tau_u = (V) / (0.9 d \times \Sigma U_i) \leq \bar{\tau}_u$$

$\Sigma U i$: la somme des périmètres des barres

$$V_u = \text{Max}(V_i) = 13.18 \text{ KN}$$

$$\Sigma U i = \pi \times (\Phi 8 \times 3 + 2 \times \Phi 10) = 138,16 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{13,78}{0,9 \times 0,18 \times 138,16} = 0,615 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{ tel que } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \times 2,25 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

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

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

–En travée :

$$M_t^{\max} = 6.57 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.08 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 8.32 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

Calcul de y

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.7 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 6549.548 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 3.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :**– Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 5.395 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.51 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.029 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

Calcul de y

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.2 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 5070.482 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \iff \sigma_{bc} = 3.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

– Appuis de rive :

$$M_a = 1.617 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 0.79 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 3.541 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

Calcul de y

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.38 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I=2934.272 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \implies \sigma_{bc} = 1.31 \text{ MPa}$$

1. Etat limite de déformation

– Evaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \text{ BAEL91 (Art L.VI.2)} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$0.0125 \leq 0.062 \dots\dots\dots \text{verifié}$$

la condition est satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

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

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

– Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82 \text{ KN / m.}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 6,48 = 4,212 \text{ KN / m.}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6,48 + 1) = 4.862 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \implies M_{jser} = 2.211 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \implies M_{gser} = 5.117 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \implies M_{pser} = 5.907 \text{ KN.m}$$

– Propriété de la section

Position de l'axe neutre : $y = 3.7 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 17981 \text{ cm}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \implies \rho = \frac{2.08}{10 \times 18} \implies \rho = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \implies \lambda_i = 3.75 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.5 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- Contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 63.412 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 146.685 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 169.402 \text{ MPa}$$

– Inerties fictives (I_f) :

Si $\mu \leq 0 \implies \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.269$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.586$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.629$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6.25 \times 10^5 m^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6.52 \times 10^5 m^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5.94 \times 10^5 m^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 2.6 \times 10^5 m^4$$

– Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ijser} = 0.583 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{igser} = 0.0898 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} \Rightarrow f_{igser} = 0.4 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{ipser} = 0.329 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f_t = 0.56 \text{ cm}_i \leq f_{adm} = 0.72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

La flèche est vérifiée donc on optes pour le ferrailage précédent

• Choix des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min (\Phi_{1 \min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi \leq \min (10 ; 200/35 ; 100/10) = 5.71 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

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

• L'espacement :

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad \text{(III-9)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$ (Art A.5.1.2.2) [4]
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 44.38 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 100 \text{ cm}$$

On prend **St=15cm.**

III.2.2.3.Ferrailage des différents types de poutrelles

Tableau III.29.: calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.

Plancher		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)
P T	Travée	8.633	0.0288	0.036	0.177	1.399	1.41	2HA10+1HA8=2.08
	Appui Intermédiaire	5.862	0.0196	0.024	0.178	0.945	1.412	2HA10=1.57
	Appui de rive	1.161	0.0054	0.006	0.179	0.257	0.21	1HA10=0,79
E C Et RD C	Travée	7.64	0.025	0.0324	0.177	1.236	1.412	2HA10+1HA8=2.08
	Appui Intermédiaire	5.98	0.200	0.668	0.1782	0.964	1.412	2HA10=1.57
	Appui de rive	1.495	0.005	0.668	0.1795	0.239	0.21	1HA10=0,79
S sol	Travée	11.55	0.0387	0.0494	0.1764	1.88	1.412	2HA10+1HA8=2.08
	Appui Intermédiaire	7.13	0.0239	0.0302	0.1778	1.152	1.412	2HA10=1.57
	Appui de rive	1.73	0.0058	0.0073	0.1795	0.2771	0.21	1HA10=0,79

III.2.2.4. Vérification des armatures longitudinales (A l) à l'effort tranchant (V u)

Tableau III.30. Vérification au cisaillement

Plancher	BIELLE	CISAILLEMENT	Armature longitudinale Aux appuis		JONCTION TABLENERVURE	L'ADHERENCE
			RIVE	INTERMEDI AIRE		
	$V_u \leq 0.267 \times a \cdot b_0 \cdot j$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}$	$A \geq \frac{V_u \cdot \gamma}{f_e}$	$A \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_u \cdot b_1}{0.9dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Etage courant et RDC	12.57 ≤ 108.13	0.707 ≤ 3.25	0.79 ≥ 0.366	1.57 ≥ 1.47	0.756 ≤ 3.25	0.501 ≤ 2.835
S-OL	14.76 ≤ 108.13	0.82 ≤ 3.25	0.79 ≥ 0.424	1.57 ≥ 1.68	2.27 ≤ 3.25	0.659 ≤ 2.835

III.2.2.5. Vérifications des contraintes à E.L.S

- Etat limite de compression de béton

Tableau III.31. Vérification des états limite de compression du béton

Plancher	En travée				En appui				$\sigma \leq \bar{\sigma}$
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Etage courant et RDC	5.88	3.7	6549.5	3.32	4.33	3.2	5070.4	2.73	Vérifier
Sous Sol	10.70	3.7	6549.5	6.04	5.05	3.2	5070.482	3.18	Vérifier

Tableau III.32. Vérification des états limite de la déformation.

Plancher	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Etage courant et RDC	0.055 < 0.06	0.055 < 0.081	0.0115 > 0.0105
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
Sous sol	0.055 < 0.06	0.055 < 0.129	0.0115 > 0.0105
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire une vérification de la flèche.

Tableau III.33: Evaluation des flèches.

Plancher	$\Delta f_t (Cm)$	$f_{adm} (Cm)$	Observation
Terrasse	0.558	0.72	vérifiée
Etages courants	0.467	0.72	vérifiée
Etage commercial	0.536	0.72	vérifiée

III.2.2.6. Schéma de ferrailage de différentes poutrelles :

Tableau III.34: schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire
Terrasse inaccessible		

Type	Travée et Appui de rive	Appui intermédiaire
Etage à courant RDC Et sous sol		

III.2.3 Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le *BAEL 91 (B.6.8, 423)* la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \text{ CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,325 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5HA5 /ml=1cm²/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles Avec : St=20cm ≤ 20cm... Vérifiée.

4HA5 /ml=0.8cm²/ml parallèles aux poutrelles avec : St=25cm < 30 cm.

Donc on choisit un treillis a soudé : TS HA 5(15×15).

Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)

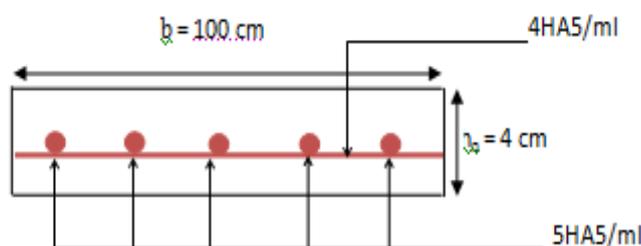


Figure. III.6: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Etude des dalles pleines

a. Dalle pleine sur trois appuis

le calcul des dalles pleines se fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad 2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1.2}{3.55} = 0,32 < 0,4$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.55}{2} = 1.775m \Rightarrow L_x < L_y / 2$$

Donc
$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

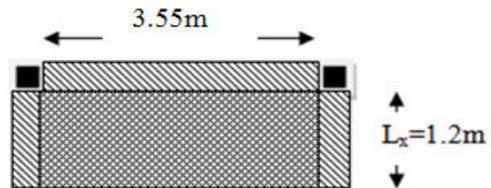


Figure. III.7: dalle sur trois appuis

On a: $G = 5.84 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 14\text{cm}$

ELU $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 13.13 \text{ KN/m}$

ELS $P_s = G + Q = 9.34 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_{0y} = 13,13 \times \frac{1,2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 3.781 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 13,13 \times \frac{1,2^2}{2} \times 3,55 - \frac{2}{3} \times 13,13 \times 1,2^3 \Rightarrow M_{0x} = 18.434 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée
$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 15.669 \text{ KNm} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 3.213 \text{ KNm} \end{cases}$$

En appui
$$\begin{cases} M_a^x = -5.53 \text{ KNm} \\ M_a^y = -5.53 \text{ KNm} \end{cases}$$

2. Ferrailage

Tableau III.35: Sections de ferrailage de la dalle

En travée				
	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{ado} (cm^2)$	$S_t (cm)$
Sens x	3.91	1.12	5HA12=5.65	20
Sens y	0.76	1.12	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens x, y	1.34	1.12	4HA10=3.14	25

3. Vérification a l'E.L.U :

a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

$$\text{Sens x-x : } V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{13.13 \times 1.20}{3} = 5.252 KN.$$

$$\text{Sens y-y : } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.77 KN$$

$$\tau_u = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.056 MPa \leq \tau_{adm} = 1.25 MPa \dots\dots\dots c'est vérifiée.$$

b. Vérification des armatures secondaires :

$$\frac{A_r^x}{4} = 0.977 \leq A_r^y \cong 2.01 \quad \text{vérifiée}$$

c. Calcul de l'espacement des armatures

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=20cm$

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

d. Etat limite d'ouverture des fissures :

On a FPN, donc aucune vérification à faire

4. Vérification a l'E.L.S :

a. Vérification des contraintes :

Tableau III.36: Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	3.9339	4.713	0.029	2.44	15

Travées (x)	11.146	7.5202	0.037	5.54	15
Travées (y)	2.28	4.713	0.029	1.418	15

b. Vérification de la flèche :

sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{3.55} = 0.039 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

.Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad 2) \frac{h}{l} = 0.116 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.084.$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.12} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Donc on doit vérifier la flèche dans le sens yy ,les résultats donnés par l'application SOCOTEC sont résumé dans le tableau suivant :

Tableaux III-38 : Vérifications de la flèche :

	moment(KN.m))	M _p (KN.M)	M _p (KN.M)	M _p (KN.M)	Δf _{gv} (cm)	f _{adm} (cm)
En travée	11.146	5.082	3.046	8.129	2.11	7.1

D'après les résultats la fleche est verifier

Schéma de ferrailage :

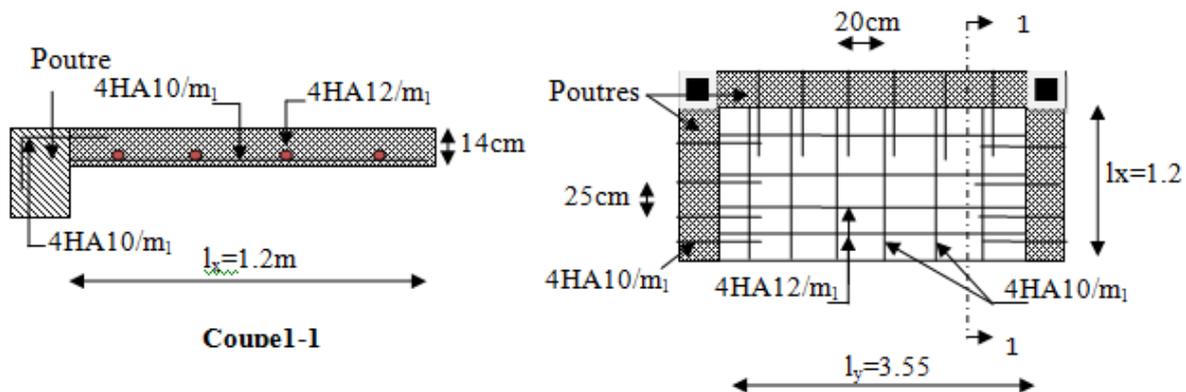


Figure. III.8: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

b. Dalle pleine sur deux appuis :

$$\rho = \frac{120}{170} = 0.705$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

1. Calcul du chargement

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.84 + 1.5 \times 3.5 = 13.13 \text{ KN/m} \\ q_s = 5.84 + 3.5 = 9.34 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

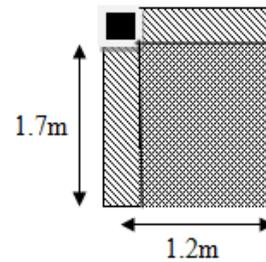


Figure. III.9:dalle sur deux appuis

a. Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$M_{0u}^x = 2.68 \text{ KN/ml} ; M_{0u}^y = 3.004 \text{ KN/ml} ; M_{0ser}^x = 1.91 \text{ KN/ml} ; M_{0ser}^y = 1.81 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée :

$$\begin{cases} M_{u}^x = 0.85 M_{0u}^x = 2.28 \text{ KN.m} \\ M_{u}^y = 0.85 M_{0u}^y = 2.55 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 1.62 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 1.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} M_{u}^x = -0.3 M_{u}^y = -0.806 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = -0.3 M_{ser}^y = -0.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2.Ferrailage :

Tableau III.37.Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type4.

En travée				
	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{ado} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
Sens x	0.55	1.28	4HA10=3.14	25
Sens y	0.61	1.28	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens x, y	0.216	1.28	4HA10=3.14	25

Avec :

$$A_{xmin} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

A. Vérification a l'ELU :

a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} .$$

$$\text{Sens x-x : } V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{13.13 \times 1.20}{3} = 5.252 \text{ KN}.$$

$$\text{Sens y-y : } \tau_u = \frac{5.252 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0437 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

$$y-y : V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.824 \text{ KN}$$

c. Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

d. Vérification des armatures secondaires :

$$\frac{A_r^x}{4} = 0.785 \leq A_r^y \cong 2.01 \text{ vérifiée.}$$

e. Etat limite d'ouverture des fissures :

On a FPN, donc aucune vérification à faire.

B. Vérification a l'ELS :

Tableau III.38. vérification des contraintes :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	0.57	4713.1	2.92	0.35	15
Travées (x)	1.62	4713.1	2.92	1.008	15
Travées (y)	1.81	4713.1	2.92	1.126	15

a. Vérification de la flèche :

Sens x-x :

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{1.2} = 0.116 > \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 < \frac{h}{L} = 0.116 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0026 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée.}$$

Sens x-x :

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{1.7} = 0.082 > \frac{1}{16} \quad \text{La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 < \frac{h}{L} = 0.116 \quad \text{La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0026 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \quad \text{La troisième condition est vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

4. Schéma de ferrailage :

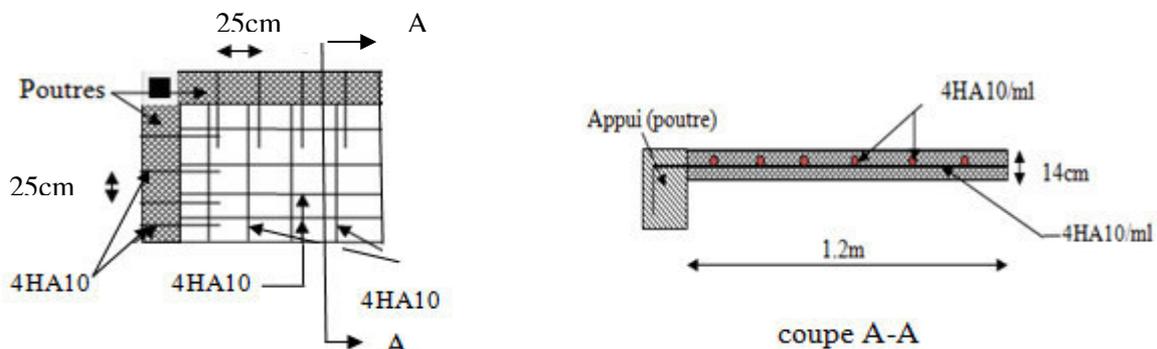


Figure. III.10: Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.4. Étude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareillage mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 6 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (**Annexe II**)

La course maximale = 32 m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 210) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = l = 160 \text{ cm}$

III.3.1 Étude de la dalle pleine de locale des machines :

a) Évaluation des charges et surcharge :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 15 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5 \text{ cm}$)

$$G = 25 \times 0.15 + 25 \times 0.05 = 5.00 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.00 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.00 + 1 = 6.00 \text{ KN/m}^2$$

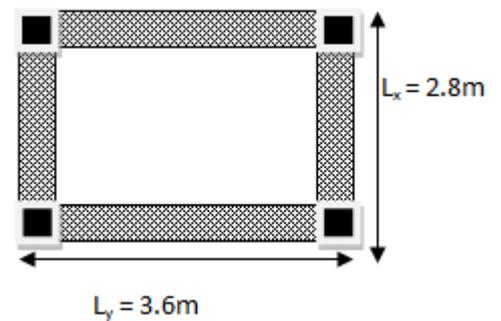


Figure III.11: Dalle sur quatre appuis

b. Charges uniformément répétées :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.8}{3.6} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

-Les sollicitations :

à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.544 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 3.8 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 2.097 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 3.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 1.78 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.5 M_x = 1.925 \text{ KN.m}$$

à l'ELs : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.671 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 3.109 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 2.086 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 2.33 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 1.564 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 1.55 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont illustrés dans ce tableau

Tableau III.39: Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm ²)	A_a calculée (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)
Sens xx	2.33	1.55	0.51	0.34	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	1.564	1.55	0.34	0.34	5HA8=2.51	5HA8=2.51

On prend $St=20\text{cm}$

➤ **Cas de charges concentrées**

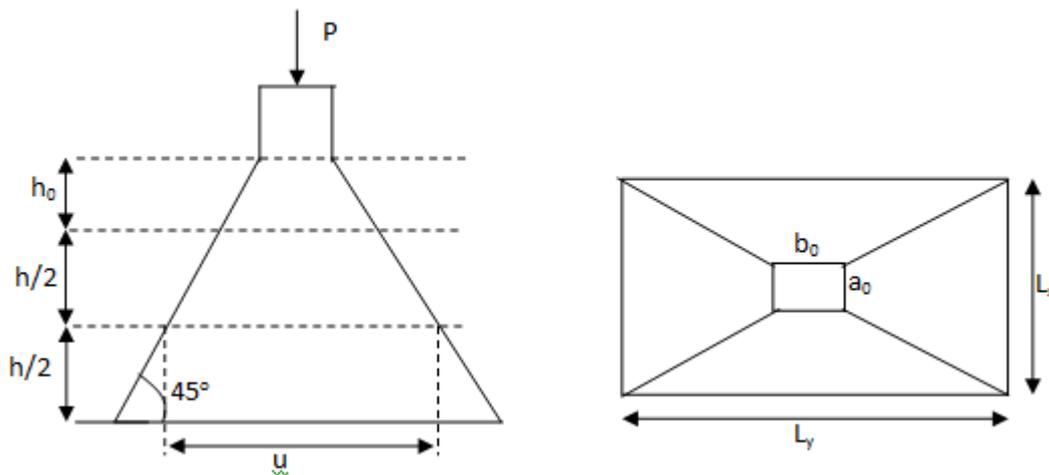


Figure III.12 :L'ascenseur

a. Les sollicitations :

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcul le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

ELU :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.9}{1.95} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.095 \end{cases} \text{ (Annexe III)}$$

$$G = 103.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 139.45 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.095 \times 139.45 = 13.24 \text{ Nm}$$

$$M_{y1} = 0.095 \times 139.45 = 13.24 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = 1.18 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 1.09 \text{ KNm.}$$

-La superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.42 \text{KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 14.33 \text{KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 15 \text{ cm}$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 \times 14.42 = 10.815 \text{KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 14.33 = 10.747 \text{KNm.}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 14.42 = 5.405 \text{KNm.}$$

a. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur :**Tableau III.40:** Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

Localisation		M (KN .m)	A calculé (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Travée	Sens xx	10.81	2.44	1.21	5HA10=4.74	20
	Sens yy	10.74	2.43	1.21	5HA10=4.74	20
Appui	Sens xx	5.405	1.209	1.21	5HA10=4.74	20

c. Les vérifications :**- Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU ; h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440 \text{ cm}$$

$$q_u = 139.45 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.25 \times 15 \times 10^3}{1.5} = 825 \text{ KN}$$

→ La condition est vérifiée

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max aux voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{q_u}{3u} = \frac{139.45}{3 \times 1.1} = 42.25 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v+u} = \frac{q_u}{3v} = \frac{139.45}{3 \times 1.1} = 42.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{42.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.173} = 0.244 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t=20\text{cm}$.

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t=20\text{cm}$.

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.41: vérification des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)× 10 ⁵	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travée	xx	9.58	4.5	0.45	3.69	15
	yy	9.54	3.36	6.74	4.96	15
Appui	/	6.385	3.72	8.17	2.92	15

d. Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines :

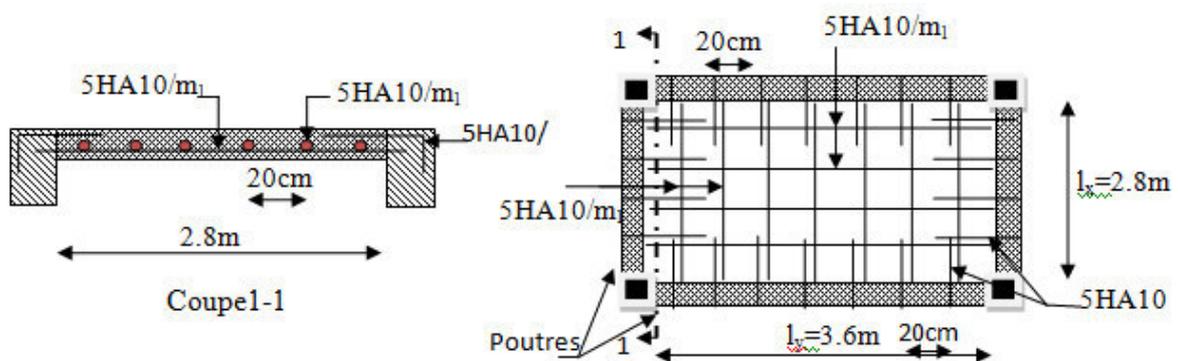


Figure III.13. schéma de ferrailage de l'ascenseur

II.5.ETUDE DES ESCALIERS :

III.5.1. Etude de l'escalier à 2 volées (étages courants et s-sol) :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées de 15cm d'épaisseur.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

a) Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 6.52KN / m^2$

Volée 1: $G_v = 8.76KN / m^2$

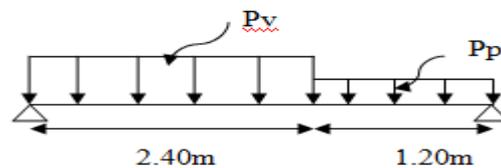


Figure III.14. schéma statique de l'escalier type 1

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

b) Moments et efforts tranchants :

c) L'ELU :	L'ELS :
$P_v = 1.35 \times 8.76 + 1.5 \times 2.5 = 15.576KN / ml$	$P_v = 10.18 + 2.5 = 11.26KN / m$
$P_p = 1.35 \times 6.62 + 1.5 \times 2.5 = 12.55KN / ml$	$P_p = 6.52 + 2.50 = 9.02KN / m$
$R_A = 27.43KN$	$R_A = 19.82KN$
$R_B = 25.01KN$	$R_B = 18.028KN$
$M_0 = 24.158KN.m$	$M_0 = 17.44KN.m$
$M_t^{max} = 18.117KN.m$	$M_t^{max} = 14.82KN.m$
$M_a = -12.078KN.m$	$M_a = 6.97KN.m$
$V = 27.43KN$	

c) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 18.117KN.m$: Moment en travée

$M_a = 12.078 \text{ KN.m}$: Moment en appuis

c. Caractéristique de la section :

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 15 \text{ cm}$

$d = 13 \text{ cm}$

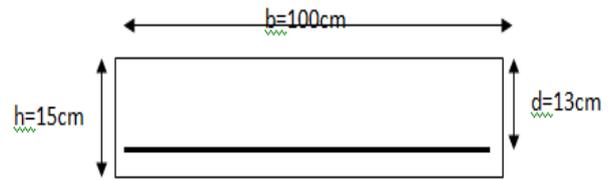


Figure III.15. : Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.42 : Résumé des résultats de ferrailage :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adobté} (cm^2/ml)$	St(cm)
En travée	18.117	0.075	0.064	0.124	4.17	5T12 = 5.65	20
En appuis	11.078	0.05	0.064	0.126	2.74	4T10 = 3.14	25

d) Les Vérifications :

1. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.13.2.1/400 = 1.57 \text{ cm}^2 / ml.$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{27.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.211 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.211 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

a. Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

- $y = 3.05 \text{ cm}$

$$I = 5.608 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.92 \text{ MPa}$$

b. Vérification de l'état limite de déformation :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies 0.041 < 0.062$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

Les résultats du tableau suivant, établie à l'aide du logiciel SOCOTEC, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

c. Evaluation de la flèche :

En utilisant le logiciel de calcul SOCOTEC (ANNEXE N°2°)

Flèche totale : son calcul est explicite dans l'article (B.6.5.2) [1].

Flèche limite : elle est calculée d'après l'article (B.6.5 .3) [1].

✓ Tel que la flèche évaluée vérifie le critère suivant : $f \leq l/500$

✓ Pour une section d'armature tendue $A=5.65 \text{ cm}^2$

Tableau.43. Evaluation de la flèche :

f_{c28} (MPa)	Portée (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	M_{jser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	Δf_{gv} (mm)	f_{adm} (mm)
25	3.6	1.00	0.2	10.94	6.833	13.979	2.89	7.2

• Les résultats sont indiqués comme suit : f

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.89 \text{ mm} < 7.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

b. Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.412 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T10 = 3.14 cm²/m

avec $St = 25 \text{ cm}$

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

avec $St = 25 \text{ cm}$

e. Espacement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

Or on a $St = (25; 25) \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

f. schema de ferrailage :

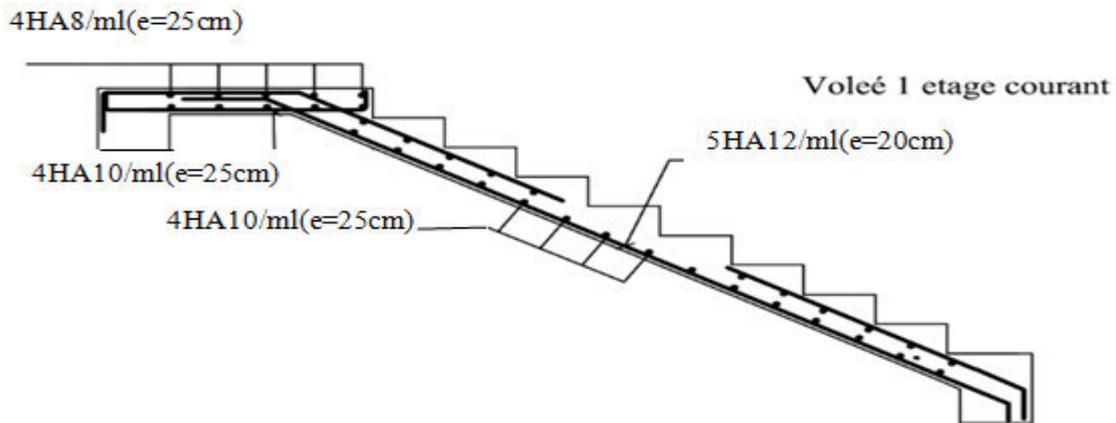


Figure III.16: Schéma de ferrailage du volé 1

Volé2 :

a.sollicitations et ferrailage

Les résultats sont résumés dans ce tableau :

Tableaux III-44: Résumé des résultats de ferrailage :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$	St(cm)
En travée	18.11	0.075	0.098	0.124	4.17	5T12 = 5.65	20
En appuis	12.078	0.05	0.064	0.126	2.74	4T10 = 3.14	25

b.Les Vérifications a l'ELS :

Tableaux III.45: Vérifications a l'ELS :

	Moment (KN.m)	y(m)	$I \times 10^{-5}$ (m4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	f_{gv} (mm)	f_{adm} (mm)
En travée	14.82	0.0305	5.608	8.089	15	2.89	7.2
En appuis	6.97	0.025	3.84	4.56	15		

Armatures de répartition en travée A_r : $A_r = (A_L/4) = (5.65/4) = 1.412 cm^2 \Rightarrow$ on choisit :
4HA8 = 2.01 cm² avec St = 25 cm

Armatures de répartition en appui A_r : $A_r = (A_L/4) = (3.14/4) = 0.785 cm^2 \Rightarrow$ on choisit :

4HA8=2.01cm² ; St=25cm

c.schema de ferrailage :

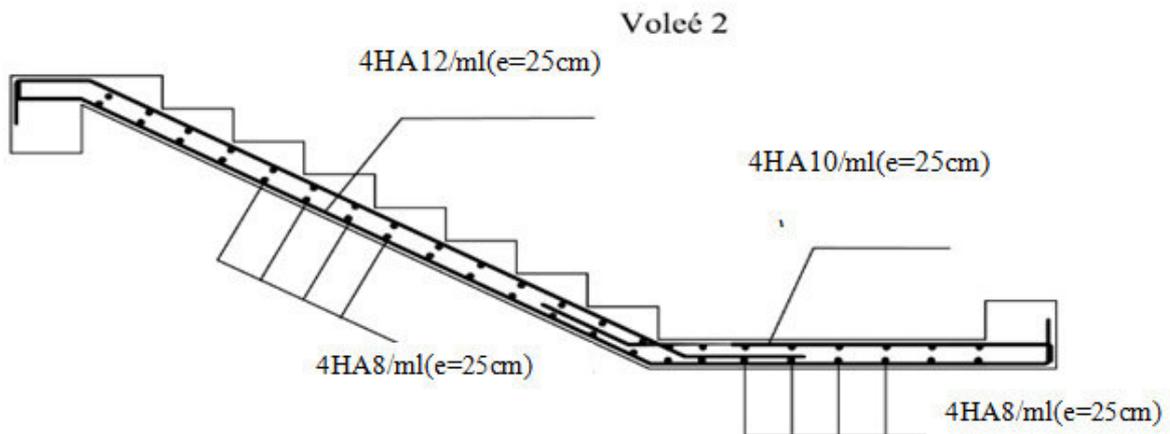


Figure III.17: Schéma de ferrailage du volé 2

III.5.2. Etude de l'escalier à 2 volées (RDC) :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Un volé d'épaisseur 20cm.
- ✓ Un volé d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

III.5.2. 1.Volé 1 :

a. Sollicitations et ferrailage

Les résultats sont résumés dans ce tableau

Tableaux III.46: Résumé des résultats de ferrailage

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$	St(cm)
En travée	41.22	0.09	0.118	0.171	6.92	5T14 = 7.7	20
En appuis	27.55	0.06	0.077	0.174	4.54	5T12 = 5.65	20

b. Les Vérifications a l'ELS :

Tableaux III.47 : Vérifications a l'ELS.

	moment(KN.m)	y(m) I(m ⁴)	σ_{bc} MPa	$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	f_{gv} (mm)	Fadm (mm)
En travée	33.93	0.036	11.011	15	6.76	10.10

En appuis	15.96	0.03	6.24	15	
------------------	-------	------	------	----	--

Armatures de répartition en travée $A_r = (AL/4) = (7.7/4) = 1.925 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on choisit :

4HA8 = 2.01 cm^2 avec $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition en appui $A_r = (AL/4) = (5.65/4) = 1.412 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on choisit

4HA8 = 2.01 cm^2 ; $St = 25 \text{ cm}$

c. schéma de ferrailage :

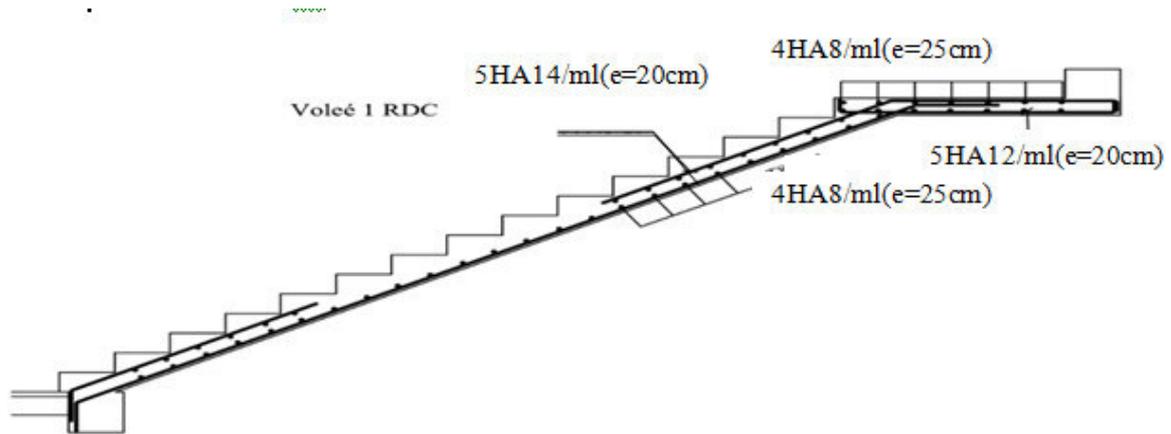


Figure III.18 : Schéma de ferrailage du volé 1

Type 2

Les résultats sont résumés dans ce tableau

a. Sollicitations et ferrailage :

Tableaux III.48: Résumé des résultats de ferrailage

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St(cm)
En travée	6.27	0.026	0.033	0.128	1.4	4T10 = 3.14	25
En appuis	4.18	0.017	0.022	0.128	0.93	4T10 = 3.14	25

b. Les Vérifications a l'ELS :

Tableaux III.49: Vérifications a l'ELS

	moment(KN.m))	y(m) I(m4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} adm(MPa)	f_{gv} (mm)	Fadm (mm)
En travée	5.14	0.03	2.8	15	0.21	4.2
En appuis	2.419	0.025	1.58	15		

Armatures de répartition en travée A_r : $A_r = (AL/4) = (3.14/4) = 0.785\text{cm}^2 \Rightarrow$ on choisit : $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition en appui A_r : $A_r = (AL/4) = (3.14/4) = 0.785\text{cm}^2 \Rightarrow$ on choisit : $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$

c. schera de ferrailage :

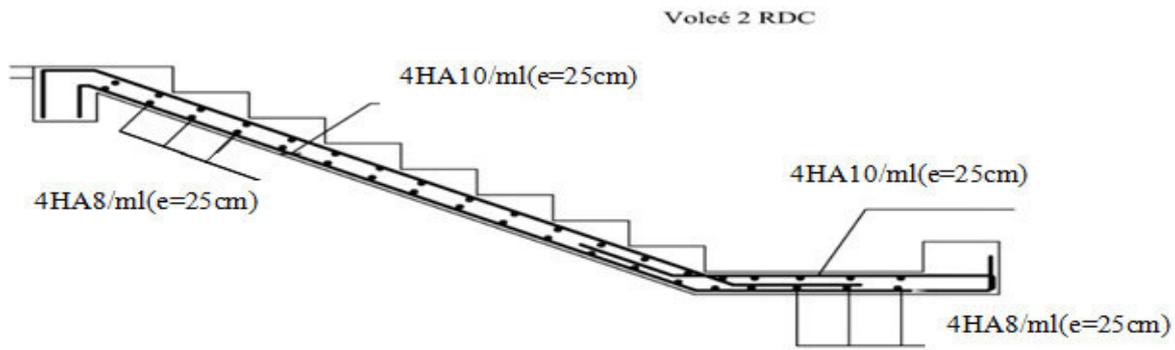


Figure III.19 : Schéma de ferrailage du volé 2

III.5.2.3. La poutre palière

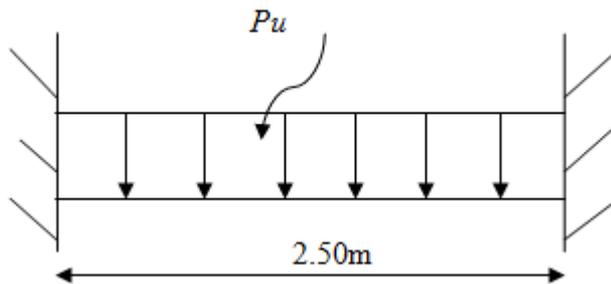


Figure III.20 : Schéma statique de La poutre palière

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 16.66\text{cm} < h < 25\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend : $h = 30\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$.

1. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre $g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$

Poids propre du mur : $g_m = 2.76 \times \left(\frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.808 \text{KN/ml}$

2. Les sollicitations de la poutre palière :

Tableaux III.50 : Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_A = 29.84 \text{KN}$	$R_A = 21.51 \text{KN}$
$P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 38.018 \text{KN/m}$	$P_s = 27.568 \text{KN/m}$
$M^t = 25.24 \text{KN.m}$	$M^t = 18.306 \text{KN.m}$
$M^a = -14.85 \text{KN.m}$	$M^a = -10.76 \text{KN.m}$
$V_u = 47.52 \text{KN}$	$V_s = 34.46 \text{KN}$

3. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableaux III.51: ferrailage de la poutre palier

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
En travée	25.24	0.075	0.098	26.89	2.69	1.143
En appuis	14.85	0.047	0.061	27.31	1.56	1.143

- Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{cm}^2$

4. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 47.52 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.565 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (47.52 \times 10^{-3} - \frac{29.7 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.91 \text{cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

- Calcul de l'espacement S_t

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2$. On opte : $S_t = 15 \text{cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{cm}$ en appui

5. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier .

$$M^{tortion} = M_b^a = 13.76 KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section BAEI (Chap I.II.b)

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_I : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.16 \text{ cm}^2$$

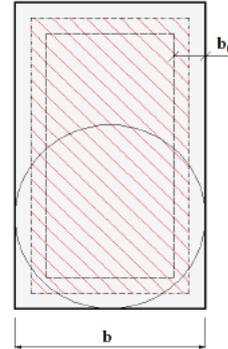


Figure III.21: section creuse équivalente

Section d'armatures finale

•En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.69 + \frac{3.16}{2} \Rightarrow A^t = 4.27 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A^t = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

•En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.56 + \frac{3.16}{2} \Rightarrow A^a = 3.14 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A^a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

6.Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL (ChapI.III)

On a $\tau_{flexion} = 0.565 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.201 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

7.Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit St=15cm en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.76 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.54 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_t = 1.35 + 0.54 = 1.89 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

8. Vérification à ELS

a- Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

Avec :
$$\begin{cases} 0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \end{cases}$$

Sur appuis ($M_a = 14.85 \text{ KN.m}$) ; $y = 7.87 \text{ cm}$; $I = 23595 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.85 \times 10^{-3}}{23595 \times 10^{-8}} \times 7.87 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée : $M_t = 25.24 \text{ KN.m}$; $y = 7.03 \text{ cm}$; $I = 19041 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 9.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

b-Evaluation de la flèche : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.12 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.12 > 0.084; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.14}{f_e} \Rightarrow 0.0078 < 0.01 \text{ la}$$

vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

9. Schéma de ferrailage :

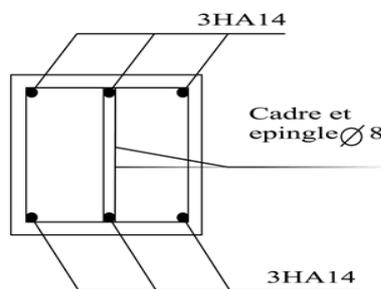


Figure III.22: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude du chaînage**III.6. 1. au niveau de la dalle autour l'ascenseur****a. Dimensionnement**

D'après le *RPA99 version 2003 Art 9.3.3* la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \Rightarrow \quad 18.66 \leq h \leq 28; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 25 = 16.66\text{cm} \geq 14\text{cm}$$

Donc on opte pour une poutre de (25×25)

b. Calcul des sollicitations :

G0 : poids de la poutre de chaînage.

$$G_0 = 25 \times 0.25 \times 0.25 = 1.562 \text{ KN/ml}$$

Le poids des planchers : d'après le théorème des lignes de rupture, la poutre reçoit une charge triangulaire qui égale à :

$$p_m^1 = 0.5 \cdot P \cdot L = 0.5 \cdot 10.284 \cdot 1.65 = 8.484 \text{ KN/ml}$$

$$p_m^2 = 0.5 \cdot P \cdot L = 2(0.5 \cdot 10.284 \cdot 0.45) = 4.627 \text{ KN/ml}$$

Les détails sont données dans les figures suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 16.153 \text{ KN/ml} \\ M_U = 15.829 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} q_s = 15.294 \text{ KN/ml} \\ M_s = 14.988 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour le calcul des sollicitations on applique la méthode RDM. Le calcul des armatures Longitudinales se fait à la flexion simple, les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.52. Calcul des moments et ferrailage correspondant :

	M(KN)	z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)
En travée	13.455	0.219	2.068	3HA12=3.39
En appui	4.748	0.226	0.860	3HA10=2.36

c. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 7.14\text{mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

$$\text{Soit un cadre + un épingle } \phi_6 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi_6 = 0.85\text{cm}^2$$

d. Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 20.7\text{cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 22.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

On adopte $S_t = 15cm$.

e. Vérifications :

À l'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.69cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 22.614 KN$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{C28}; 3MPa)$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

À l'ELS :

Tableau.III.53. vérifications a l'ELS :

Moment (KN)	y(m)	$I \times 10^{-5} (m^4)$	sb(MPa)	sbc(MPa)	Obs
19.176	0.067	11.911	7.249	15	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.089 \geq 0.062 \dots\dots\dots vérifiée$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.089 \geq 0.085 \dots\dots\dots vérifiée$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{25 \times 23} = 0.00589 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots vérifier$$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

f. Schéma de ferrailage

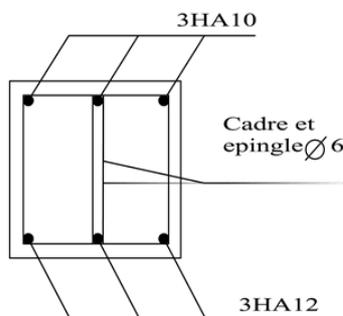


Figure III.23: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. 2. Au niveau de la cage d'escalier :**a. Dimensionnement**

D'après le *RPA99 version 2003 Art 9.3.3* la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

$l=2.80\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ b \geq \frac{2}{3} \times 25 = 16.66\text{cm} \geq 14\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow 18.66 \leq h \leq 28$$

Donc on opte pour une poutre de (25×25)

b. Calcul des sollicitations :

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

$$G_0 = 25 \times 0.25 \times 0.25 = 1.562 \text{ KN/ml}$$

Le poids des planchers : d'après le théorème des lignes de rupture, la poutre reçoit une charge triangulaire qui égale à :

$$p_m = P_v = 0.5 \cdot P \cdot L = 0.5 \cdot 15.697 \cdot 1.81 = 14.2 \text{ KN / ml}$$

En plus une charge due au corps creux qui égale à :

$$G_1 = 0.65 \times 9.472 = 6.157 \text{ KN/ml}$$

Les détails sont données dans les figures suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 23.028 \text{ KN / ml} \\ M_u = 22.56 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} q_s = 16.932 \text{ KN / ml} \\ M_s = 16.593 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour le calcul des sollicitations on applique la méthode RDM. Le calcul des armatures

Longitudinales se fait à la flexion simple, les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau.III.54 : Calcul des moments et ferrailage correspondant :

	M(KN)	z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{opt} (\text{cm}^2)$
En travée	19.176	0.21	2.53	3HA12=3.39
En appui	6.768	0.225	0.86	3HA10=2.36

c. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 7.14 \text{ mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre + un épingle $\phi_6 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi_6 = 0.85 \text{ cm}^2$

d. Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 20.7 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 22.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h;25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 15cm$.

e. Vérifications :

À l'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.69cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 32.239 KN ; \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3MPa)$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

À l'ELS :

Tableau III.55. vérification a l'ELS :

Moment (KN)	y(m)	$I \times 10^{-5} (m^4)$	sb(MPa)	sbc(MPa)	Obs
19.176	0.067	11.911	2.57	15	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.089 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.089 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{25 \times 23} = 0.00589 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

f. Schéma de ferrailage :

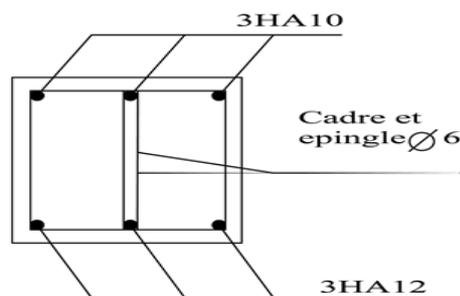


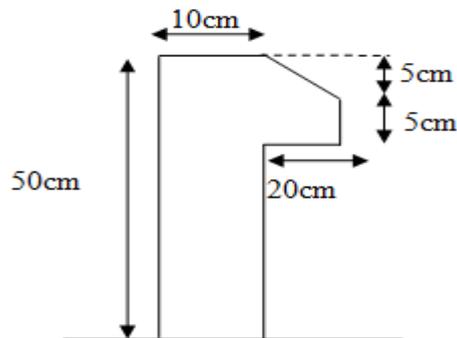
Figure.III.24.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7. Calcul de l'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le planche, soumis à son poids propre (G), à une force latérale (F_p) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

a) Hypothèse de calcul

- * L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- * La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- * Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

**Figure II.25 :** l'acrotère**b) Evaluation des Charges verticales**

- * Le poids total : $W_p = G_{total}$

La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$

Tableau III.56. Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	W_p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.065	1.63	0.40	2.03	1

c) Charges horizontales

D'après le *RPA99 Article 6.2.31* l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du *RPA99(2003)*.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6-1) du

RPA99 V2003.

W_p : poids de l'acrotère.

Pour ce projet on a :

Groupe d'usage	Zone sismique	A	C _p
2	II _a	0.15	0.8

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.03 = 0.974 \text{ KN}$

d) Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0.082 \text{ lm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0.293 \text{ m}$$

$$N_G = W_p = 2.03 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 \Rightarrow M_Q = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_G = 0.974 \times 0.293 = 0.285 \text{ KN.m}$$

Tableau III.57. Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.03	2.74	2.03
M (KN.m)	0.785	0.75	0.5

e) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} \Rightarrow e_1 = \frac{0.785}{2.03} = 0.386 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de L'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul. $e = e_1 + e_a + e_2$

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales,

avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2\text{ cm} ; H/250) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$H : \text{hauteur de l'acrotère} = 50\text{ cm} \Rightarrow e_a = \max(2\text{ cm}; \frac{50}{250}) = 2\text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

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

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée
Sous la charge considérée.

$$h_0 : \text{Hauteur de la section qui est égale à } 10\text{ cm} ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.787} = 0$$

$$l_f : \text{Longueur de flambement} : l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.5 = 1\text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1^2 \times 2}{0.10 \times 10^4} = 0.006\text{ cm}$$

$$D'où : e = 0.6 + 38.6 + 2 = 41.2\text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

● **Ferraillage de la section**

$$f_{bu} = 14.2\text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{ MPa}$$

$$N_U = 2.74\text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e = 2.74 \times 0.412 = 1.128\text{ KN.m}$$

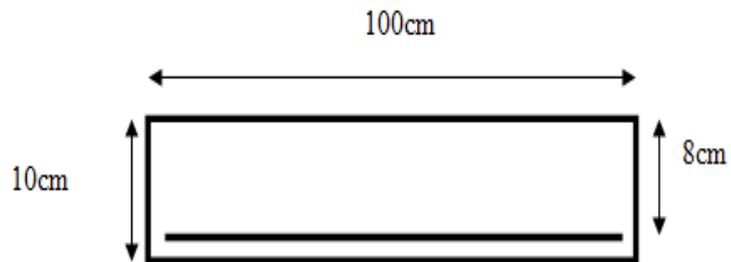


Figure III.26: Section à ferrailer

2

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0794\text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = 0.359\text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A \frac{N_U}{f_{st}} = 0.351\text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELU :**

– **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

– **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– **Vérification des espacements :**

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

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

– **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = F_p + Q = 0.974 + 1 = 1.974 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée

• **Vérification de l'adhérence(En utilisant [2] Modifiées 99)**

$$\tau_{es} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \text{(Article. A.6.1 .3)}$$

Tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{es} = 1.974 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.05026) \rightarrow \tau_{es} = 0.283 \text{ Mpa}.$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \text{(Article. A.6.1 ,21)}$$

Tel que : ψ_s est le coefficient de scellement

$\tau_{es} < 2.83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

A l'ELS :

$$d = 0.08 \text{ m}.$$

$$N_{se} = 2.03 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.5 \text{ KNm}$$

$\eta = 1.6$ pour (les hautes adhérences)

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{on a } F.P \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_s, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266.67 ; 201,6) = 201,6 \text{MPa}$$

• **Calcul de l'excentricité**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.5}{2.03} = 0.246 \text{m}$$

$e_G > \frac{H}{2} = 0.05 \text{ m}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

– **Position du centre de poussée**

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$C = e_G - h/2 \Rightarrow 0,246 - 0,05 = 0,196 \text{m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre

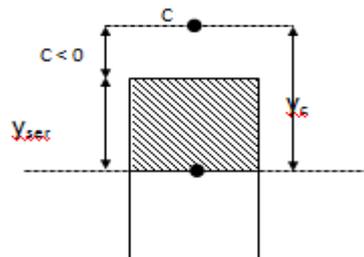


Figure III.27: Position du centre de poussée

L'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

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

$$P = -3 \times (0.196)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 - 0.196}{1} \Rightarrow P = -0.117 \text{m}^2$$

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

$$q = -2 \times (0.196)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.196)^2}{1} \Rightarrow q = -0.014 m^3$$

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right); Y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right); Y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$\phi = 85.53^\circ$$

$$a = 0.39 m$$

$$Y_1 = 34.37 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -33 \text{ cm}$$

$$Y_3 = -1.24 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 10 \text{ cm.}$$

$Y_1 = 34.37 \Rightarrow Y_1 + C = 53.97 \text{ cm} \dots\dots\dots n'est pas vérifiée$

$Y_2 = -33 \Rightarrow Y_2 + C = -13.4 \text{ cm} \dots\dots\dots n'est pas vérifiée$

$Y_3 = -1.24 \Rightarrow Y_3 + C = 7.2 \text{ cm} \dots\dots\dots vérifiée$

Donc on choisit $Y_c = -12.4 \text{ cm} \Rightarrow Y_{ser} = 7.2 \text{ cm.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -4.32 \times 10^{-5} m^3$$

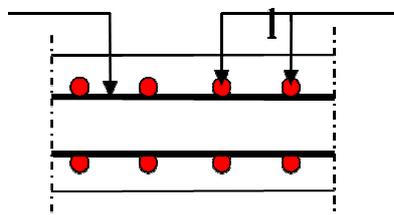
$$\sigma_{bc} = \frac{0.5 \times 10^{-3}}{-4.32 \times 10^{-5}} \times 0.072 = -0.833 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.5 \times 10^{-3}}{-4.32 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.072) \Rightarrow \sigma_s = -1.388 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

Schéma de ferrailage

4HA6/ml

4HA8/m



Coupe A-A

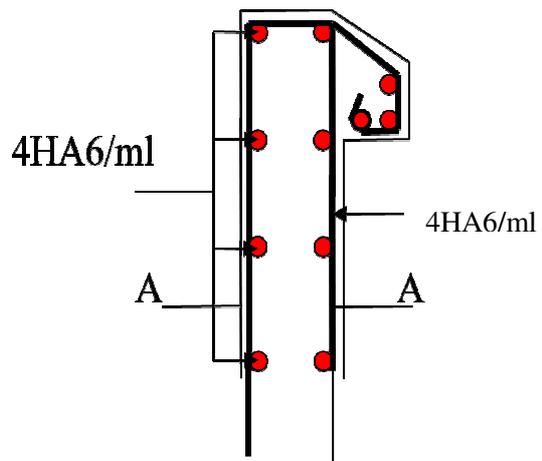


Figure III.28 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

VIII. CONCLUSION

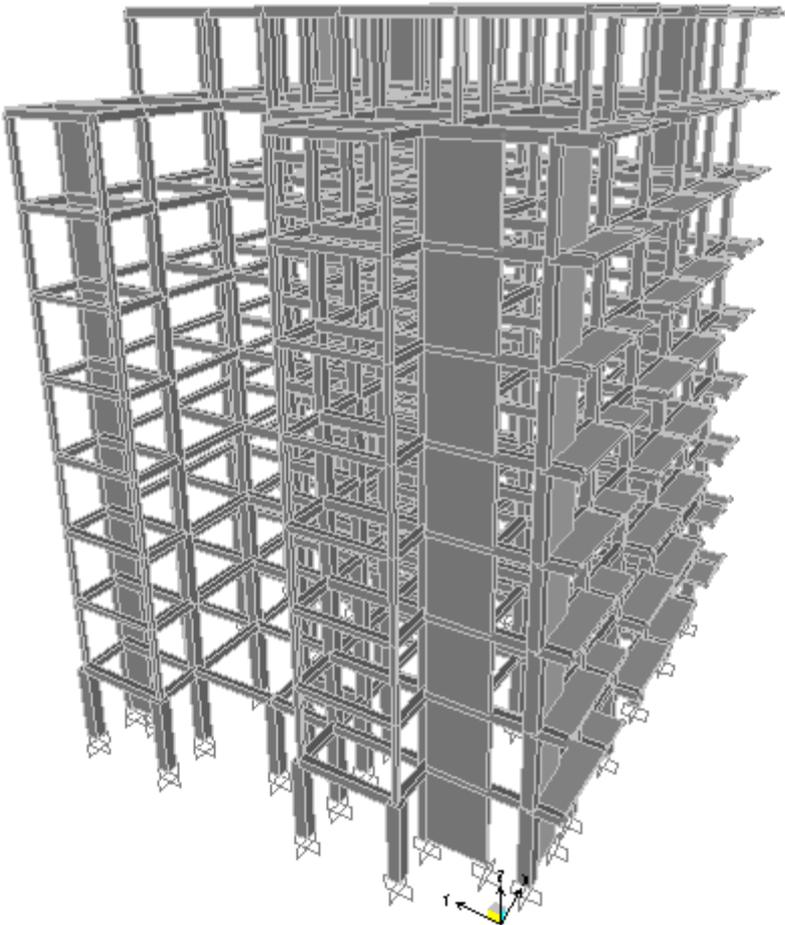
Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adopté nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées ainsi que les dalles pleines et les balcons.

Notre structure présente un deux types d'escaliers à deux volées. Dans ce chapitre ont a procédé à leurs études et ferrillages.

Dans ce chapitre aussi ont a fais l'étude et le dimensionnement de la poutre palière ainsi les différents type de chainage et leurs ferrillages.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.



IV.1.Introduction :

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, on respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

IV.2.Etude de la structure au séisme :

IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation de façon totalement graphique, Numérique ou combinée en utilisant les innombrables outils disponibles.

IV.2.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/V2003)

Calcul de la force sismique totale : Art (4.2.3) [2]

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad (IV-1)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 2 $\Rightarrow A=0.15$**Tableau (4,1) [2]**
- Zone sismique : zone IIa

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction

$$\Rightarrow R=5 \dots \dots \dots \text{Tableau (4.3) [2]}$$

Q : Facteur de qualité, Le facteur de qualité *Q* est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de *Q* est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **Formule (4.4) [2]**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité *q* est satisfait ou non.

Tableau IV.1.valeurs de pénalités *Pq*.

Critère q	Selon X		Selon Y	
	Critère observé	Valeurs de Pq	Critère observé	Valeurs de Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_{xx} = Q_{yy} = 1.2$$

- *W* : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{(IV-2) avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

• *W_{Gi}* : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- *W_{Qi}* : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau (4-5) [2]

β = 0.2 à usage d'habitation.

Le résultat donné par SAP200 est :

$$W=28781,889.56KN$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : il est fonction de la période fondamentale de la structure (*T*), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (*η*).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Formule (4-2) [2]}$$

T_2 : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment **Tableau (4.7) [2]**

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol.

Donc du RPA99/version2003 (**Tableau3-2**) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(IV-3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\% \quad \text{Tableau (4-5) [2]}$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(IV-4)} \quad \text{Formule (4-6) [2]}$$

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

$$h_n = 28.18m$$

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

$$C_T = 0.050 \quad \text{Tableau (4-6) [2]}$$

$$T = 0.050 \times (28.18)^{3/4} = 0.61s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(IV-5)} \quad \text{Formule (4-7) [2]}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 21.50m, \quad L_y = 19.70m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.55s \\ T_y = 0.57s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.55s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.57s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.537} \right)^{2/3} = 1.9 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.56} \right)^{2/3} = 1.85 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.2}{5} \times 28781.889 = 1968.681 \text{ KN} = 196.86 \text{ t}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.2}{5} \times 28781.889 = 1916.873 \text{ KN} = 191.68 \text{ t}$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Art (4. 3.3) [2]}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

- η : Facteur de correction d'amortissement.

- R : Coefficient de comportement de la structure.

- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

- Q : Facteur de qualité.

Avec le spectre de réponse est donné par l'application spectre RPA99 (Figure. IV.1).

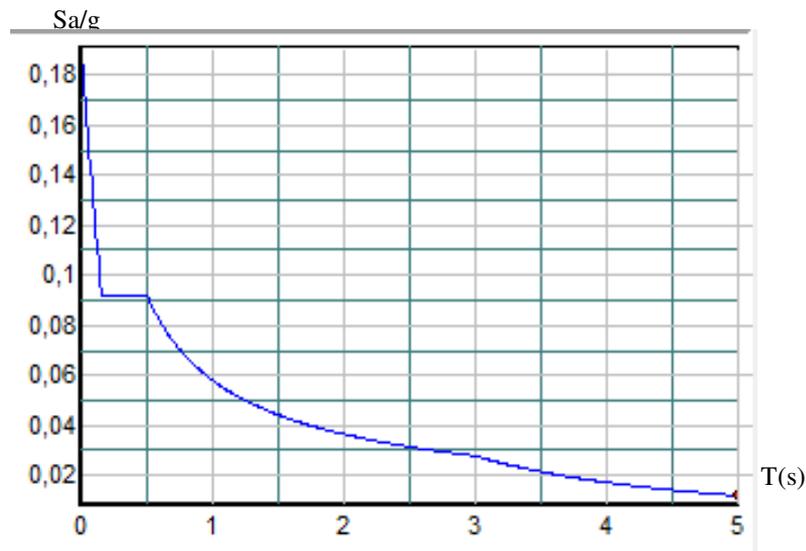


Figure. IV.1 Spectre de réponse

IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement :

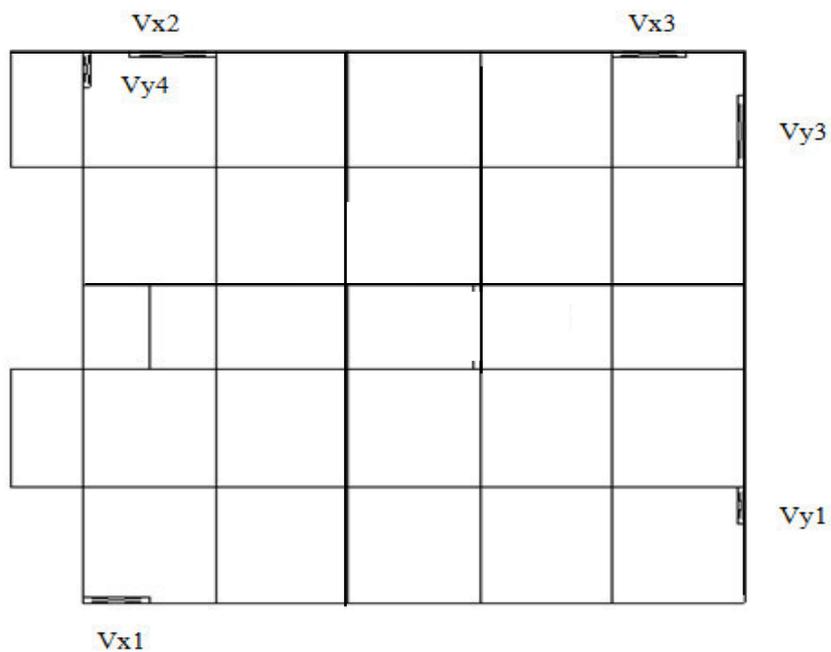


Figure IV.2: disposition des voiles de contreventements

IV.3.2. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Tableau IV .2. Période et taux de participation des masses.

mode	Période (s)	U_x	U_y	Sum UX	Sum UY
1	0,690266	78,539	00,319	78,539	31,9
2	0,566461	00,324	78,248	78,863	78,567
3	0,478638	00,047	00,347	78,91	78,914
4	0,27055	05,145	00,067	84,055	78,981
5	0,226258	00,23	04,445	84,285	83,426
6	0,18186	00,23	00,94	84,516	84,366
7	0,135121	05,807	00,191	90,322	84,557
8	0,119398	03,142	01,274	93,464	85,831
9	0,098314	00,306	06,79	93,77	92,621
10	0,087207	00,0001719	0,00809	93,77	92,629
11	0,085372	0,000025	0,0002593	93,77	92,631
12	0,083137	0,00001598	0,0005485	93,77	92,637

IV.3.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (yy).
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (xx).
- Le troisième mode est un mode torsion.
- Les facteurs de participations massique ont atteint les 90% aux modes 7 et 9 respectivement pour les sens x et y.

Les modes de déformation sont représentés sur les figures ci-dessous :

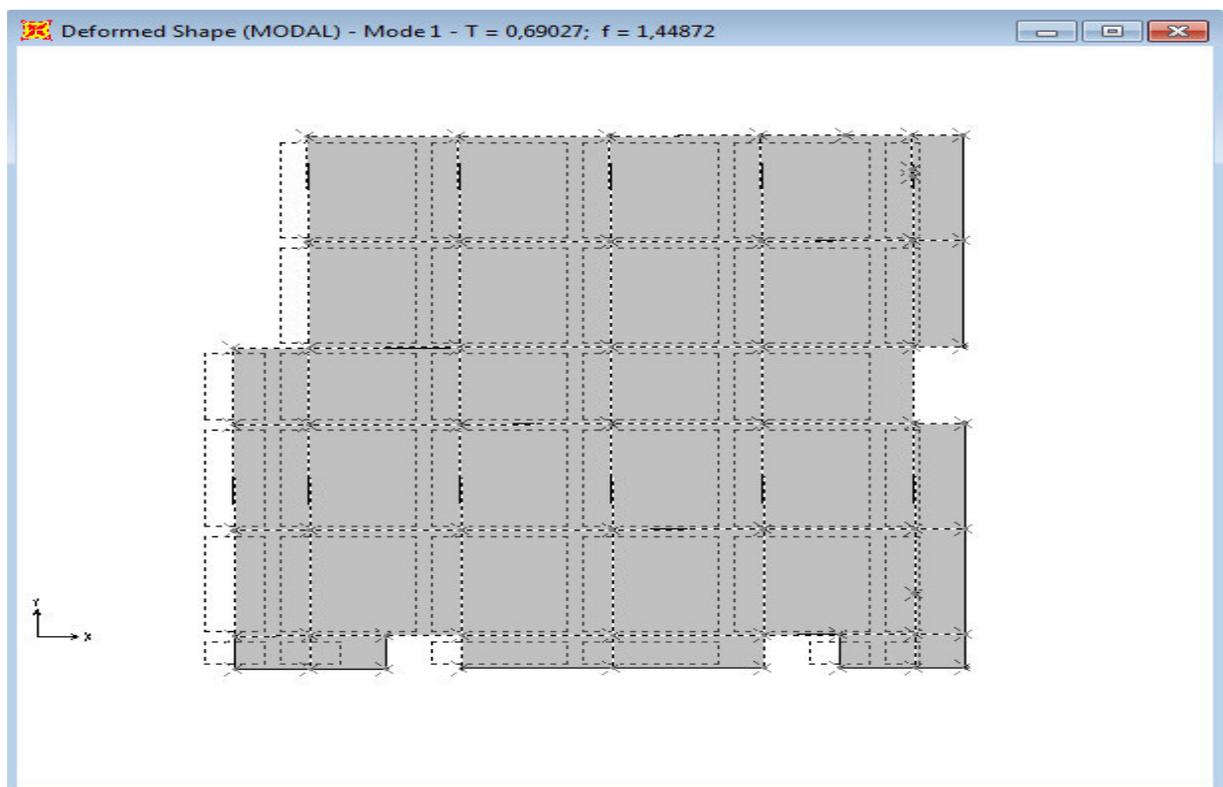


Figure. IV.3 : 1^{ère} mode de déformation (Translation suivant l'axe x)

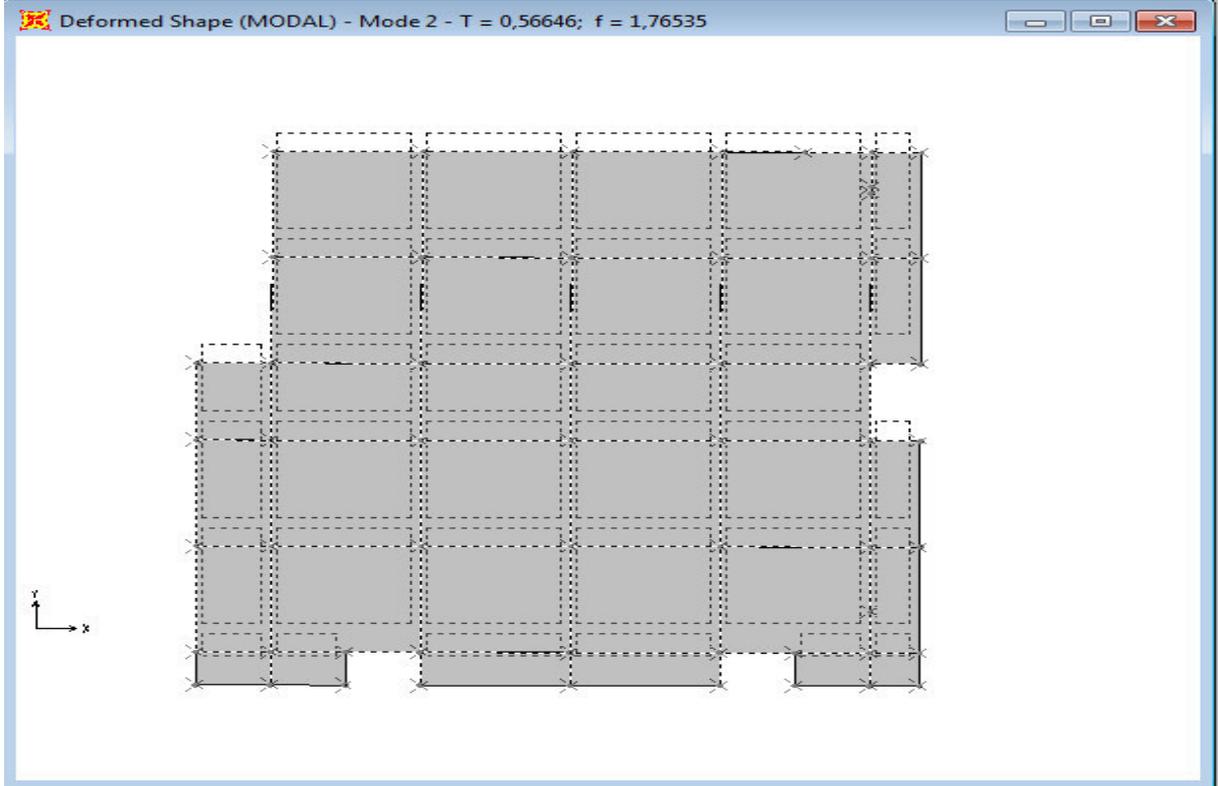


Figure. IV.4 : 2^{ème} mode de déformation (Translation suivant l'axe y)

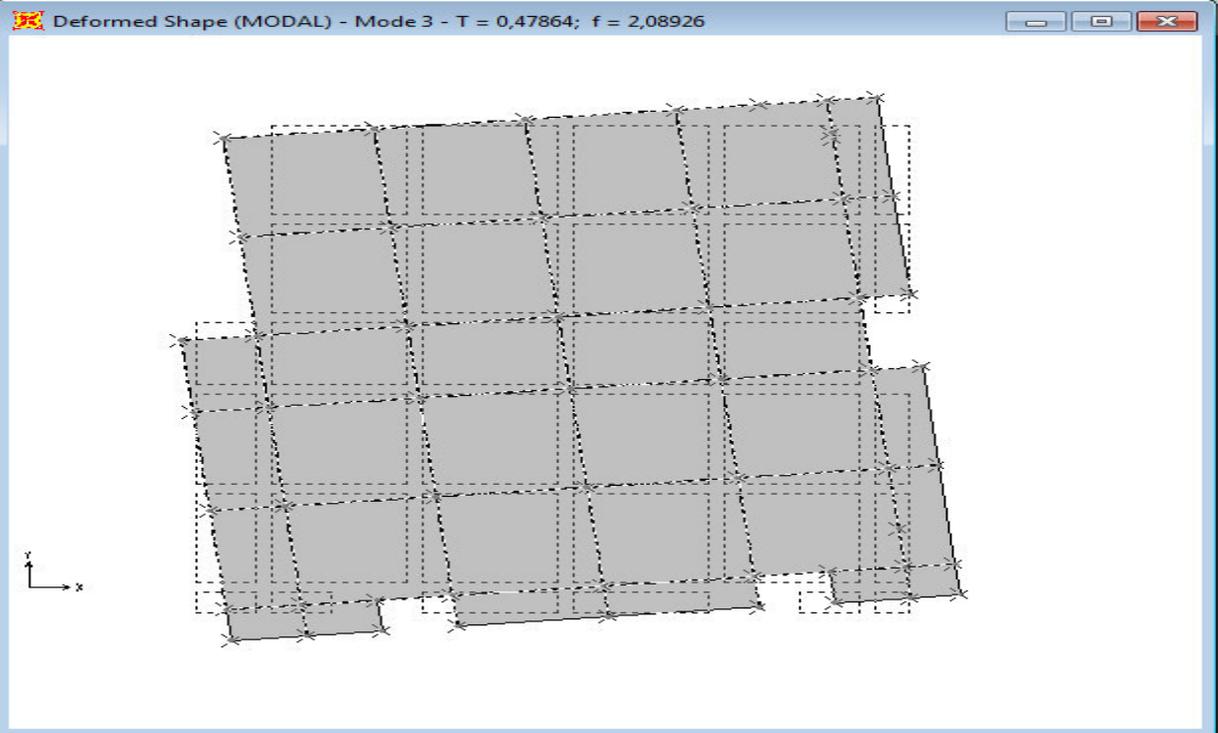


Figure. IV.5. 3^{ème} mode de déformation (rotation suivant l'axe z)

IV.3.4. Vérification des résultats vis-a-vis du RPA 99/Version2003 :**IV.3.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon (Art 4.3.6)[2] la résultante des forces sismiques à la base V_{sta} 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_{dym} .

Tableau IV .3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismique	V_{dym}	V_{sta}	V_{dym} / V_{sta}	Observation
Sens xx	1651,979	1968,681	0,839	vérifié
Sens yy	1890 ,156	1916,873	0,986	vérifié

IV.3.4.2. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous c charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
RDC	29300,187	3694,952	88,801526	11,19847381
1 ^{er} étage	25272,396	3651,343	87,375965	12,62403523
2 ^{ème} étage	21844,921	3023,385	87,842417	12,15758323
3 ^{ème} étage	18331,535	3088,147	85,582666	14,41733355
4 ^{ème} étage	15160,682	2498,936	85,849433	14,15056656
5 ^{ème} étage	11902,232	2033,372	85,408799	14,59120107
6 ^{ème} étage	8748,039	1527,795	85,132156	14,8678443
7 ^{ème} étage	5694,5	959,396	85,58144	14,41856019
8 ^{ème} étage	2874,351	292,135	90,774158	9,225842148

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1026,307	1163,609	53,134	46,86	703,15	804,175	46,64	53,35
1 ^{er} étage	531,313	408,69	43,477	56,522	75,617	283,681	34,19	65,803
2 ^{ème} étage	141,309	130,563	48,023	51,976	122,819	87,25	58,46	41,532
3 ^{ème} étage	319,309	218,166	40,590	59,409	352,153	171,127	67,29	32,70
4 ^{ème} étage	808,345	750,645	48,149	51,850	665,229	585,244	53,19	46,80
5 ^{ème} étage	307,105	252,619	45,132	54,867	236,063	212,386	52,63	47,36
6 ^{ème} étage	399,408	433,914	52,070	47,929	165,99	278,934	37,30	62,69
7 ^{ème} étage	59,637	100,37	62,728	37,271	123,093	18,229	41,123	58,877
8 ^{ème} étage	16,713	11,692	41,161	58,838	64,232	29,717	68,36	31,63

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

IV.3.4.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV-8}) \quad \text{Art(7.4.3.1) [2]}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.6. Résumé des résultats

Niveau	Poteaux	B (cm)	N (KN)	V	Remarque
RDC	carré	(50*50)	1543,872	0,247	vérifiée
Étage1	carré	(45*45)	1361,303	0,268	vérifiée
Étage2	carré	(45*45)	1185,972	0,234	vérifiée
Étage3	carré	(40*40)	1011,248	0,252	vérifiée
Étage4	carré	(40*40)	841,522	0,2103	vérifiée
Étage5	carré	(35*35)	672,025	0,219	vérifiée
Étage6	carré	(35*35)	506,47	0,165	vérifiée
Étage7	carré	(30*30)	340,721	0,151	vérifiée
Étage8	carré	(30*30)	177,947	0,079	vérifiée

IV.3.4.4. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{IV-9}) \quad \text{Art(4.4.3)[2]}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ Art(5.10)[2]

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements des différents niveaux du bâtiment

niveau	δ_{ek} (cm)		R	$R^* \delta_{ek}$ (cm)		Δ_k (cm)		h_k (cm)	1 % h_k (cm)	Δ_k / h_k	
	δ_{ekx}	δ_{eky}		$R^* \delta_{ekx}$	$R^* \delta_{eky}$	Δ_{kx}	Δ_{ky}			Δ_{kx} / h_k (%)	Δ_{ky} / h_k (%)
8	1,21	0,91	5	6,05	4,55	0,9	0,75	306	3,06	0,2941	0,245098
7	1,03	0,76	5	5,15	3,8	0,6	0,45	306	3,06	0,1960	0,147058
6	0,91	0,67	5	4,55	3,35	0,5	0,35	306	3,06	0,1633	0,114379
5	0,81	0,6	5	4,05	3	0,35	0,25	306	3,06	0,1143	0,081699
4	0,74	0,55	5	3,7	2,75	0,35	0,25	306	3,06	0,1143	0,081699
3	0,67	0,5	5	3,35	2,5	1,05	0,75	306	3,06	0,3431	0,245098
2	0,46	0,35	5	2,3	1,75	1	0,8	306	3,06	0,3267	0,261437
1	0,26	0,19	5	1,3	0,95	0,85	0,65	306	3,06	0,2777	0,212418
RDC	0,09	0,06	5	0,45	0,3	0,45	0,3	320	3,20	0,1470	0,098039

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage

IV.3.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : Art (5.9) [2]

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10. \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau(k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

Tableau IV.8. Vérification des effets P-Δ

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
8 ^{ème} étage	306	2841,397	0,9	353,79	0,023	0,75	321,795	0,021
7 ^{ème} étage	306	5844,081	0,6	626,86	0,018	0,45	615,047	0,013
6 ^{ème} étage	306	8971,005	0,5	967,257	0,015	0,35	749,405	0,013
5 ^{ème} étage	306	12125,203	0,35	1324,419	0,010	0,25	1123,87	0,008
4 ^{ème} étage	306	15365,968	0,35	1477,387	0,011	0,25	1336,65	0,009
3 ^{ème} étage	306	18633,556	1,05	1577,403	0,040	0,75	1454,13	0,031
2 ^{ème} étage	306	21650,661	1	1721,107	0,041	0,8	1426,44	0,039
1 ^{er} étage	306	25171,046	0,85	1693,968	0,041	0,65	1685,61	0,031
RDC	320	28781,889	0,45	1901,378	0,021	0,3	1619,18	0,016

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta).

V.1. Etude des poutres :**Introduction :**

Les poutres serrant étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 Qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par RPA99/2003 qui sont :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, le calcul du ferrailage se fait en flexion simple .

Pour notre projet on a deux type de poutre à étudier :

- Poutre principales (35×30)
- Poutre secondaire (30×30)

V.1.1. Recommandation du RPA99 / (version 2003) :**A) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% , $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°

B) Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99 V2003

Tableau V.1 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type de poutres	Section (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	
			zone courante	z. recouvrement
Principale	30*35	1.34	42	63
Secondaire	30*30	1.34	36	54

V.1.2. Ferrailage des poutres :**A) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage des poutres est déduit à partir de la modélisation par logiciel SAP, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin).

Les Résultats des sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2: Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	Mtravee (KN.m)	Mappuis (KN.m)	V (KN)	Mtravee (KN.m)	Mappuis (KN.m)	V (KN)
S-SOL , RDC, etages 1 -4	21.101	-70.728	119.838	22.0107	-62.944	87.707
étages 3-5-6 et 7	23.484	-56.406	55.742	14.367	-28.743	34.937
étage 8 (terrasse)	30.324	-49.316	53.905	11.111	-31.759	25.959

Tableau V.3.: Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres
S-SOL RDC 1-4	PP	30*35	Appuis	8.26	5.25	8.29	6HA14
			Travées	2.24		5.65	5HA12
	PS	30*30	Appuis	7.23	4.5	7.70	5HA14
			Travées	2.34		5.65	5HA12
Etage 5-7	PP	30*35	Appuis	6.39	5.25	7.70	5HA14
			Travées	2.50		5.65	5HA12
	PS	30*30	Appuis	3.09	4.5	5.65	5HA12
			Travées	1.51		5.65	5HA12
Etage 8 (terrasse)	PP	30*35	Appuis	5.51	5.25	6.88	3HA14+2HA12
			Travées	3.09		5.65	3HA14
	PS	30*35	Appuis	3.43	4.5	4.62	3HA14

			Travées	1.16		4.62	3HA14
--	--	--	---------	------	--	------	--------------

A-1) Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

On prend comme exemple les poutres du plancher terrasse

- **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée.

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires :**

En zone courante :

$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement

$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

-Les longueurs de recouvrement : Art(7.5.2.1) [2].

La longueur minimale de recouvrements est de $L_r = 40 \times \Phi$

$\Phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

$\Phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

B) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{Art(H.III.3) [1]}$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

B.1) Calcul des espacements:

Selon le RPA :

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$

$S_t \leq \text{Min}(8.75 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$; Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

B.2) Vérifications des armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

Or $A_t = 3.09 \text{ cm}^2 > \dots\dots A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée

V.1.3. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

Vérifications des armatures longitudinales

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Contrainte tangentielle maximale :**

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que: } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \quad \text{B.A.E.L.91}$$

Tableau V.4. : Vérification de l'effort tranchant.

Niveaux	Type de poutre	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Vérification
S-SOL RDC 1-4	PP	119.838	1.2	Vérifié
	PS	87.707	1.044	Vérifié
Etage 5-7	PP	55.742	0.56	Vérifié
	PS	34.937	0.415	Vérifié
Etage 8 (terrasse)	PP	53.905	0.544	Vérifié
	PS	25.959	0.309	Vérifié

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- **Poutres principales :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(119.838 - \frac{49.316}{0.297} \right) \times 10^{-3} = -1.328 \text{ cm}^2 \quad \text{Aucune vérification à faire}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(31.759 - \frac{25.959}{0.252} \right) \times 10^{-3} = -2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Aucune vérification à faire}$$

V.3.4. Vérification à l'ELS:

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN)$	$I(cm^4)$	Y(cm)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Pp	appuis	-31,009	18966,1	6,4	10,46	15	vérifié
	travée	15,243	27224,9	7,7	4,32	15	vérifié
Ps	appuis	-22,204	13335,4	5,84	9,733	15	vérifié
	travée	5,43	19041,1	7,034	2,005	15	vérifié

- **Vérification de la flèche :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient

nécessaire : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Condition (1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \text{ Condition (2)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Condition (3)}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

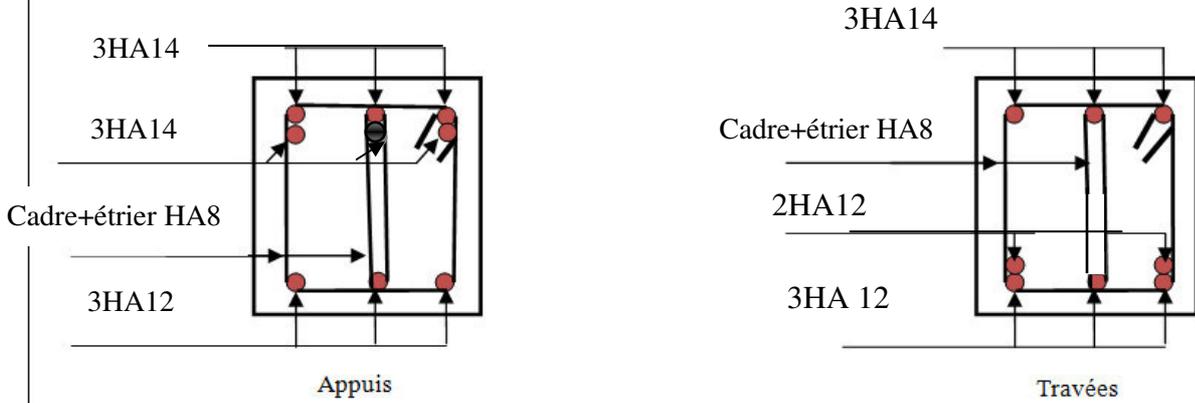
Tableau V.6. Vérification de la flèche

Poutres	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4,2}{f_e}$
PP	0,09	0,062	0,09	0,05	0,0019	0,0105
PS	0,083	0,062	0,083	0,05	0,0027	0,0105

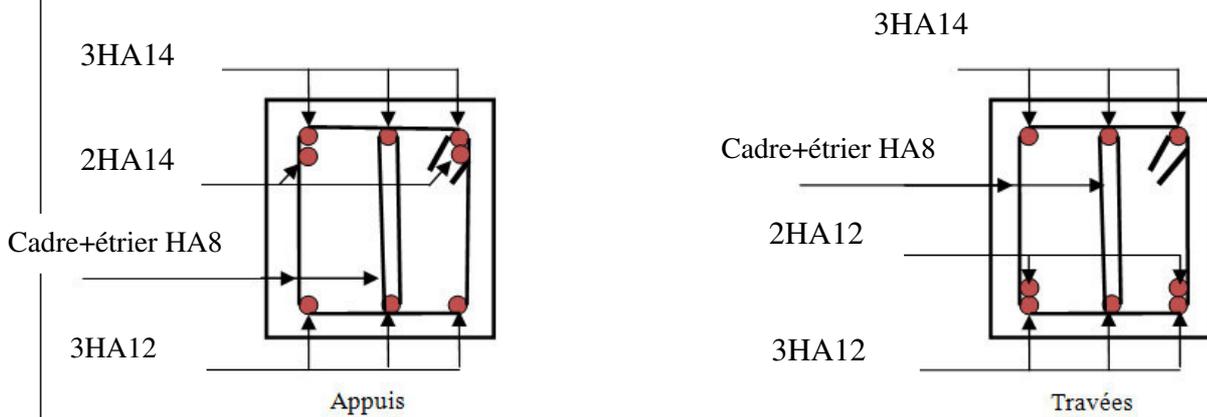
On remarque que les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches est inutile.

➤ Schéma de ferrailage

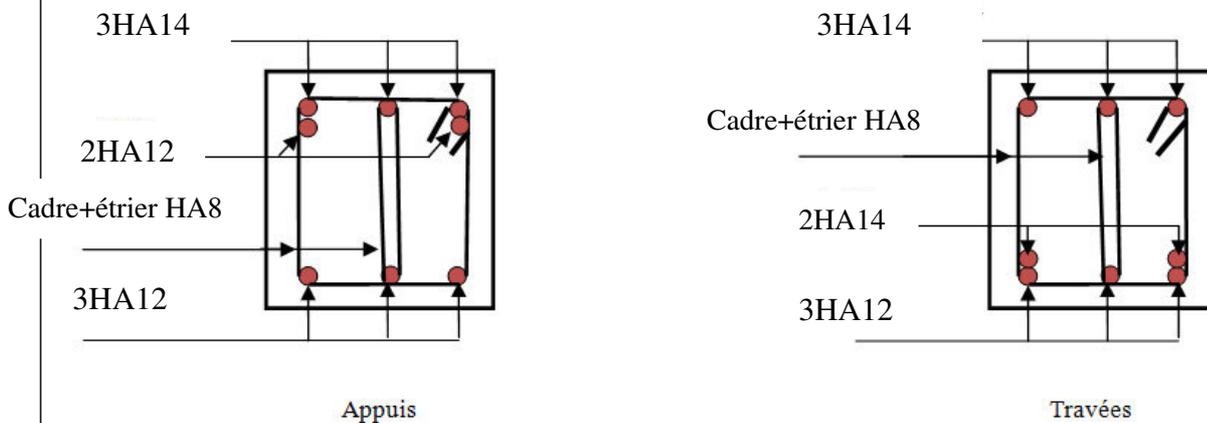
Poutre principale (S-SOL, RDC et étages 1-4) :



Poutre secondaires (S-SOL, RDC et étages 1-4) :



Poutre principale (étages 5-7)



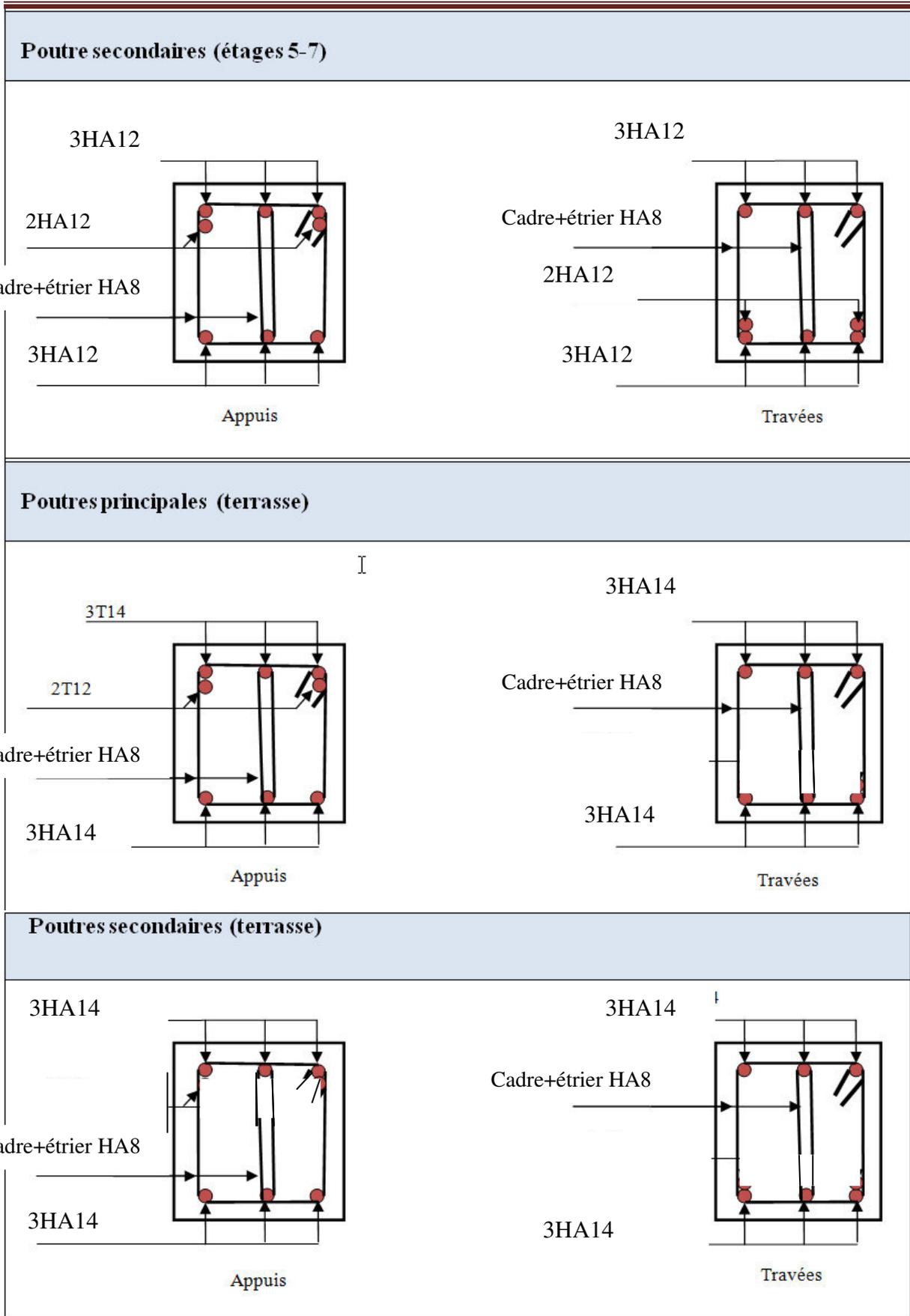


Figure :V .1 :Schéma de ferrailage des poutres :

V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du **SAP2000** :

$$\left. \begin{matrix} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{matrix} \right\} \dots\dots\dots (\text{RPA99 Article 5.2})$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant,
- l'effort normal minimal et le moment correspondant,
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

• **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ en zone IIa
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.2 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

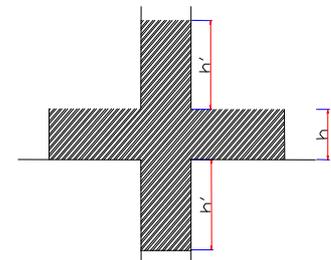


Figure V .2. Zone nodale.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau. Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.7. : Armatures longitudinales maximales selon le RPA dans les poteaux

Niveau	Section du Poteau	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	50×50	20	100	150
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	16,2	81	121.5
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	12,8	64	96
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35×35	9,8	49	73.5
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30×30	7,2	36	54

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{Art (7.4.2.2) [2]}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé par la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

➤ **Dans la zone nodale :** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa **Art (7.4.2.2) [2]**

➤ **Dans la zone courante :** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa **Art (7.4.2.2) [2]**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :** $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme

suit : $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ; **Art(7.4.2.2) [2]**.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. **Art(7.4.2.2) [2]**.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

- **Sollicitation de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression.

Tableau :V.8 :Les sollicitations dans les poteaux dans les différents niveaux .

Niveau	Section (cm ²)	N max (KN)	M corr (KN)
Sous sol et RDC	50×50	1543,872	1,2062
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	1361,303	2,2687
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	1011,248	1,5787
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35×35	672,025	1,0123
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30×30	340,721	1,8379

Niveau	Section (cm ²)	Nmin (KN)	Mcorr (KN)
Sous sol et RDC	50×50	50,762	2,9215
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	166,992	0,0593
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	113,106	0,2161
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35×35	34,273	0,8075
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30×30	12,79	0,0818

Niveau	Section (cm ²)	Mmax (KN)	Ncorr (KN)
Sous sol et RDC	50×50	27,5788	958,384
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	29,2544	516,098
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	34,106	394,421
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35×35	31,2457	172,689
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30×30	29,5845	87,627

V.2.3. Ferrailage des poteaux

A) Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné par le logiciel ROBOT EXPERT.

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.9. Armature longitudinales.

Niveau	Section (cm ²)	Acal (cm ²)	RPA (cm ²)	Aadop (cm ²)
Sous sol et RDC	50×50	12.5	20	12T16=24.13
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	10.1	16,2	8T16+4T14=22.24
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	8	12,8	4T16+4T14=14.2
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35×35	6.1	9,8	4T14+4T12=10.68

7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30x30	4.5	9,8	4T14+4T12=10.68
--	-------	-----	-----	------------------------

V.2.4. Ferrailage des armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**. Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(\text{Article 7.4.2.2})$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante $t \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau.V.10: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	Sous sol	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm^2)	50x50	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
ϕ^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
L_0 (cm)	306	320	306	306	306	306
l_f (cm)	214.2	224	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.28	4.48	4.76	5.36	6.12	7.14
ρ_a	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
V_u (KN)	38.812	38.812	32.563	29.141	37.805	35.879
L_t (cm)	64	64	64	64	56	56

S_t (cm)	z. nodale	10	10	10	10	10	10
	z.courante	15	15	15	15	15	15
A^{\min} (cm ²)	z. nodale	1.5	1.5	1.35	1.2	1.05	0.9
	z.courante	2.25	2.25	2.02	1.8	1.57	1.35
A^t (cm ²)		1.09	1.09	1.02	0.68	1.01	1.12
A^t adopté (cm ²)		3.02	3.02	3.02	2.01	2.01	2.01
Nombre des cadres		6HA8	6HA8	6HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et au *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}). \text{ Ce qui est vérifiée dans ce cas.}$$

V.2.5. Vérifications

V.2.5.1 .Vérification au flambement :

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 $l_0 = 3.20\text{m}$ et un effort normal de $1543,872\text{KN}$

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l’élancement λ .

A_s : Section d’acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification au flambement des poteaux

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)
Sous sol	3.06	2,14	0,005208	14,84	0,746	24.13	0,2304	3809.054	1543,872
RDC	3.20	2,24	0,005208	15,52	0,743	24.13	0,2304	3793.736	1543,872
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3.06	2,14	0,003417	16,49	0,740	22.24	0,1849	3106.249	1361,303
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	3.06	2,14	0,002133	18,55	0,732	14.2	0,1444	2318.966	1011,248
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	3.06	2,14	0,001251	21,20	0,720	10.68	0,1089	1719.464	672,025
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	3.06	2,14	0,000675	24,73	0,703	10.68	0,0784	1061.731	340,721

On remarque bien que $N_{max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.2.5.2 .Vérification des contraintes de compression

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

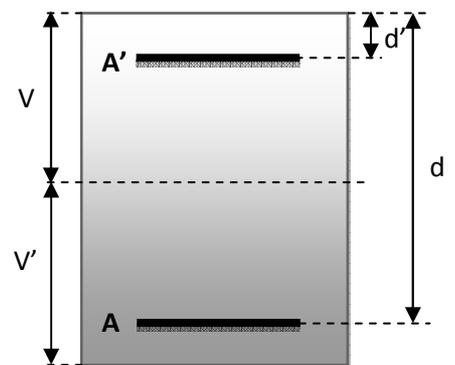


Figure V .3. Section d'un poteau

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes dans le béton.

Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
50×50	45	24.13	8.59	41.40	0,005208	698.139	19.8889	3.7	15
45×45	40.5	22.24	8.35	36.64	0,003417	376.5	21.1068	3	15
40×40	36	14.2	6.12	33.87	0,002133	287.484	24.734	3.7	15
35×35	31.5	10.68	5.14	29.85	0,001251	126.236	2.3379	1.4	15
30×30	27	10.68	5.56	25.44	0,000675	147.977	12.2314	3.7	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.5.2 .Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	section	$L_r(m)$	λg	ρ_d	d(m)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
Sous sol	50×50	2.24	4.28	0.040	0.45	38.812	0.172	1
RDC	50×50	2.142	4.48	0.040	0.45	38.812	0.172	1
1 ^{ere} et 2 ^{em} me étage	45×45	2.142	4.76	0.040	0.405	32.563	0.179	1
3 ^{em} me et 4 ^{em} me étage	40×40	2.142	5.36	0.075	0.36	29.141	0.202	1.875
5 ^{em} me et 6 ^{em} me étage	35×35	2.142	6.12	0.075	0.315	37.805	0.343	1.875
7 ^{em} me et 8 ^{em} me étage	30×30	2.142	7.14	0.075	0.27	35.879	0.443	1.875

V.2.6. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64cm$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56cm$$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48cm$$

$$\text{Donc on adopte } \begin{cases} \phi = 16mm \rightarrow L_r = 65cm \\ \phi = 14mm \rightarrow L_r = 60cm \\ \phi = 12mm \rightarrow L_r = 50cm \end{cases}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque poteau

- Sous sol

$$L' = 2 \times 35 = 70cm$$

$$h' = \max(51; 50; 50; 60cm) = 60cm$$

- RDC

$$L' = 2 \times 35 = 70cm$$

$$h' = \max(53.33; 50; 50; 60cm) = 60cm$$

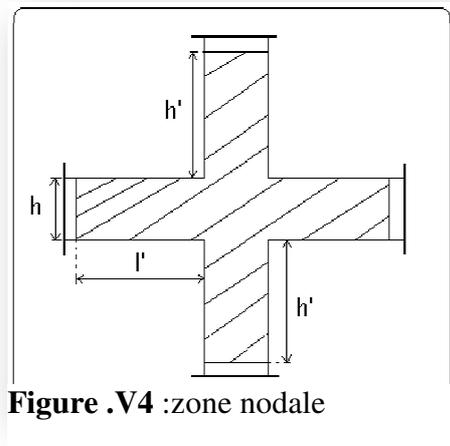


Figure .V4 :zone nodale

- 1^{ère} et 2^{ème} étage

$$L' = 2 \times 35 = 70cm$$

$$h' = \max(51; 45; 45; 60cm) = 60cm$$

- 3^{ème} et 4^{ème} étage

$$L' = 2 \times 35 = 70cm$$

$$h' = \max(51; 40; 40; 60cm) = 60cm$$

- 5^{ème} et 6^{ème} étage

$$L' = 2 \times 35 = 70cm$$

$$h' = \max(51; 35; 35; 60cm) = 60cm$$

- 7^{ème} et 8^{ème} étage

$$L' = 2 \times 35 = 70cm$$

$$h' = \max(51; 30; 30; 60cm) = 60cm$$

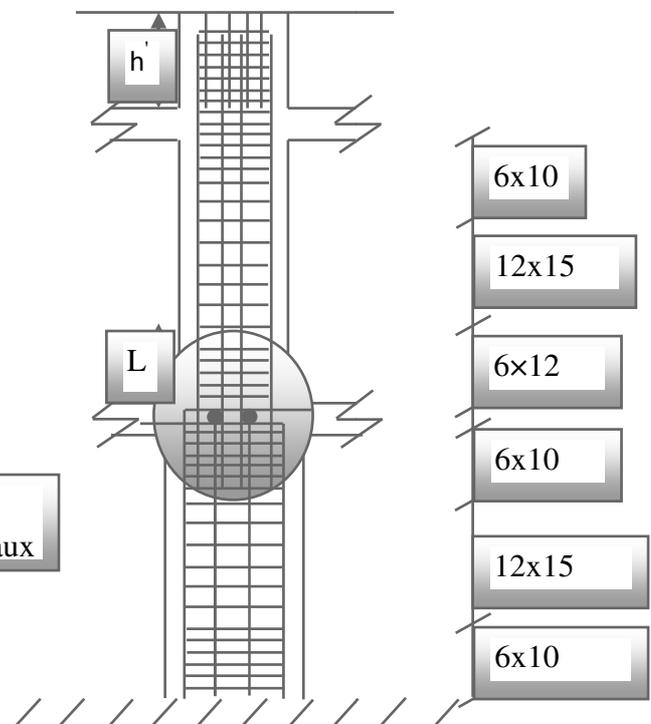
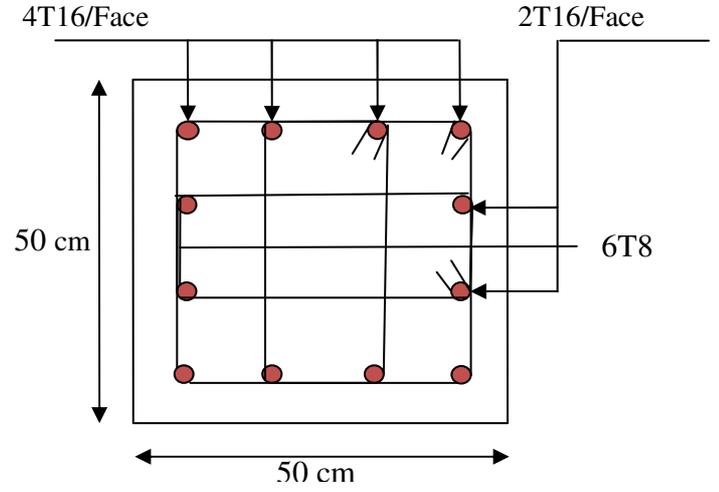
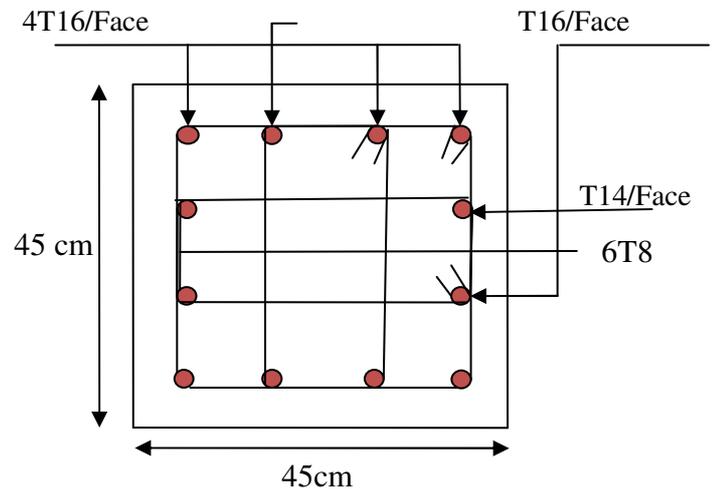
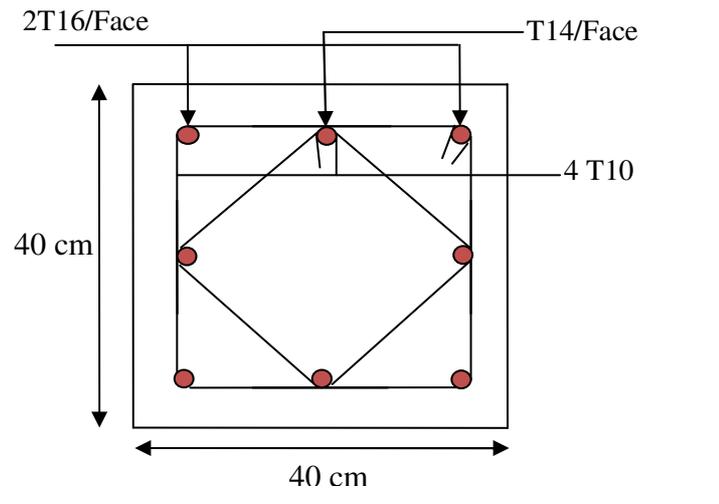


Figure V. 5. Disposition des armatures des poteaux

➤ Schéma de ferrailage

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol Et RDC	 <p>4T16/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>6T8</p>
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	 <p>4T16/Face</p> <p>T16/Face</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>T14/Face</p> <p>6T8</p>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	 <p>2T16/Face</p> <p>T14/Face</p> <p>40 cm</p> <p>40 cm</p> <p>4 T10</p>

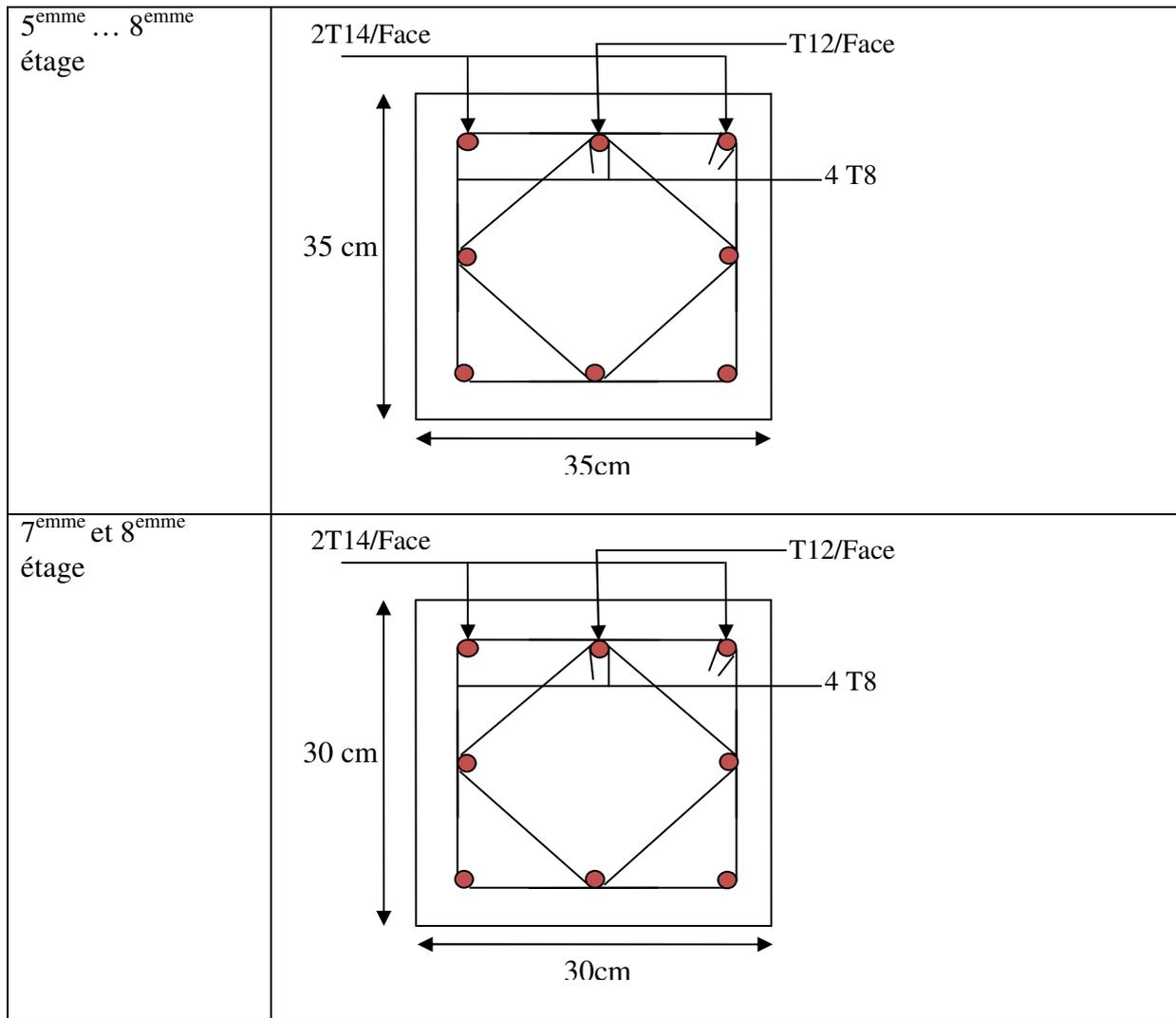


Figure .V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2.7.Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds , afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1,25 , c.à.d. :ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \dots\dots\dots \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

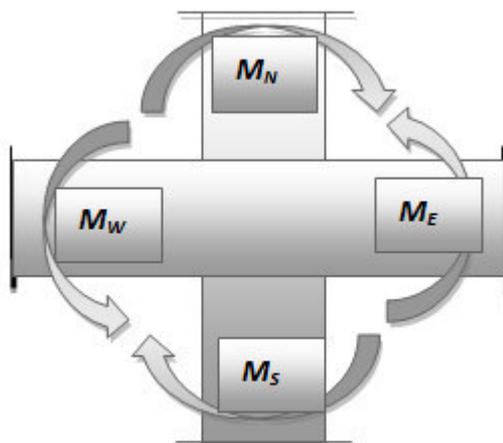


Figure V.7. Les moments dans zone nodale.

V.2.7.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0,85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous sol et RDC	50×50	42.5	24.13	356.882
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	38.25	22.24	296.036
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	34	14.2	168.014
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35×35	29.75	10.68	110.57
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30×30	25.5	10.68	94.774

Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même que dans les poteaux, les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales .

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres.

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
S-SOL RDC 1-4	PP(30*35)	29.75	5,65	57.56
	PS(30*30)	25.5	5,65	49.33
Etages 5-7	PP(30*35)	29.75	5,65	57.56
	PS(30*30)	25.5	5,65	49.33
Etage 8 (terrasse)	PP(30*35)	29.75	5,65	57.56
	PP(30*30)	25.5	4,62	41.00

Vérification des zones nodales**Tableau. V.16 :** Vérification de la zone nodale dans différents étages

Niveaux	plan	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	$M_W = M_E$ (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	1.25 ($M_W + M_E$) (KN.m)	Vérification
Sous sol	PP	356.882	356.882	57.56	713.764	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
RDC	PP	296.036	356.882	57.56	652.918	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
1 ^{ère} étage	PP	296.036	296.036	57.56	592.072	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
2 ^{ème} étage	PP	168.014	296.036	57.56	464.05	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
3 ^{ème} étage	PP	168.014	168.014	57.56	336.028	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
4 ^{ème} étage	PP	110.57	168.014	57.56	278.584	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
5 ^{ème} étage	PP	110.57	110.57	57.56	221.14	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
6 ^{ème} étage	PP	94.77	110.57	57.56	205.34	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
7 ^{ème} étage	PP	94.77	94.77	57.56	189.54	143.9	Vérifier
	PS			49.33		123.32	Vérifier
8 ^{ème} étage	PP	94.77	94.77	57.56	189.54	143.9	Vérifier
	PS			41.00		102.5	Vérifier

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

V.3. Les voiles :

V.3.1. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque

structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Remarque : Leurs ferrailages doivent satisfaire certaines conditions imposées par RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a).

V.3.2. Recommandation du RPA 99/version 2003 :

A) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\text{➤ } A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$

de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

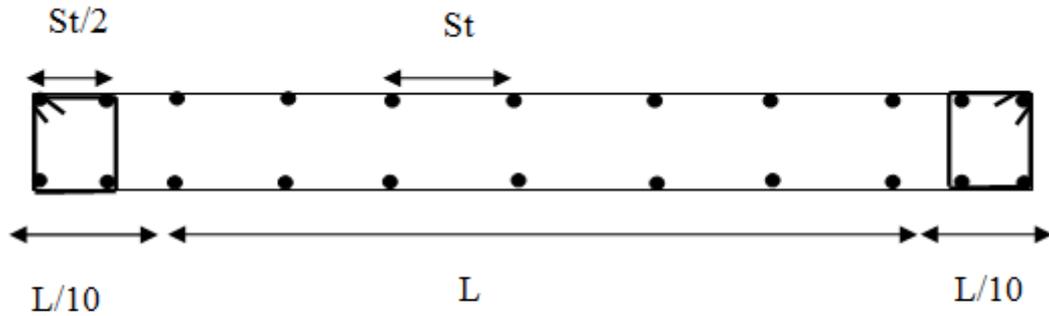


Figure .V.8: Disposition des armatures dans les voiles.

B) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

C) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

D) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

E) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et

Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les
Combinaisons possibles de charges

V.3.3. Ferrailage des voiles : Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

$$\begin{array}{l} N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}} \\ N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}} \\ M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}} \end{array}$$

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$) .

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$)
- $A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée.
 $L_c = L - 2L_t$

V.3.4. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles // a (xx) :

Tableau. V.17. sollicitation de calcul dans le voileVx1 :

Niveaux	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		V (KN)
RDC et S-SOL	1292,442	-0,515	9,3414	429,74	132,40	0,6626	399,528
Etage 1,2	928,60	0,117	8,411	211,958	211,958	8,411	307,462
Etage 3,4	712,24	0,1101	8,0078	224,007	224,007	8,0078	285,602
Etage 5,6	473,37	-1,206	5,294	83,401	83,401	5,294	895,393
Etage 7,8	21,716	0,6401	5,297	83,401	83,401	5,297	173,162

Tableau. V.18. sollicitation de calcul dans le voileVx2 :

Niveaux	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		V (KN)
RDC et S-SOL	1111,553	-1,392	-8,759	540,550	141,748	0,1781	322,322
Etage 1,2	813,426	-2,797	-7,534	679,609	320,355	4,2377	234,653
Etage 3,4	645,97	-3,773	-6,449	567,033	234,317	1,1215	205 ,153
Etage 5,6	459,556	-3,830	-8,6506	360,349	153,197	-2,6367	699,729
Etage 7,8	214,228	-6,524	-6,726	207,128	61,679	-0,9863	52,370

Voiles // a (yy)

Tableau. V.19. sollicitation de calcul dans le voileVy1 :

Niveaux	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		V (KN)
RDC et S-SOL	1077.915	0.485	12.544	934.965	403.419	-11.935	36.202
Etage 1,2	976.783	-0.158	7.747	622.944	474.862	-7.7866	49.061
Etage 3,4	722.062	0.313	4.489	587.696	309.603	-4.069	59.758
Etage 5,6	439.982	1.544	9.302	350.186	194.881	-7.488	84.545
Etage 7,8	160.69	2.2818	5.158	139.724	59.525	-2.248	106.218

Tableau. V.20. sollicitation de calcul dans le voileVy2 :

Niveaux	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		V (KN)
RDC et S-SOL	548.119	0.329	6.670	414.005	266.640	-6.257	19.106
Etage 1,2	505.71	0.099	5.0019	263.116	255.967	-4.828	17.897
Etage 3,4	390.777	-0.124	3.447	204.497	195.053	-3.509	19.934
Etage 5,6	234.903	0.3889	4.345	176.694	114.032	-3.897	51.052
Etage 7,8	93.824	-0.313	2.675	50.402	43.310	-2.833	28.529

Tableau. V.21. sollicitation de calcul dans le voile VY3 :

Niveaux	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		V (KN)
RDC et S-SOL	1609,973	1,249	12,602	1210,826	710,498	-11,242	49,84
Etage 1,2	1499,273	1,9836	7,8757	1132,694	655,167	-5,9105	28,703
Etage 3,4	1196,895	2,3743	4,6654	918,451	508,291	-2,35	40,729
Etage 5,6	804,721	2,4699	612,874	9,8581	344,664	-7,4051	105,741
Etage 7,8	437,921	1,7168	3,1478	325,181	197,264	-1,8326	21,354

Tableau. V.22. sollicitation de calcul dans le voile VY4

Niveaux	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		V (KN)
RDC et S-SOL	1546,901	1,418	13,9978	1300,275	562,561	-12,440	164,855
Etage 1,2	1437,579	2,4077	537,232	-7,0054	9,4608	1192,179	41,84
Etage 3,4	1165,155	2,7806	6,2688	936,568	461,795	-3,4979	35,84
Etage 5,6	770,414	2,9578	11,152	617,936	305,741	-8,1498	190,587
Etage 7,8	405,028	2,3348	4,7438	335,422	152,489	-2,6892	41,763

V.3.5. Calcule de ferrailage :**Tableau. V.23.** calcule de ferrailage de VX1/ :

Niveaux	RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7,8
$M (KN.m)$	-0,515	0,117	0,1101	-1,206	0,6401
$N (KN)$	1292,442	928,60	712,24	473,37	21,716
$V(KN)$	399,528	307,462	285,602	895,393	173,16
SECTION	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau (MPa)$	1.412	1.087	1.010	4.643	0.898
$\tau_{adm} (MPa)$	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min} / z.com$ (cm^2)	6.60	6.60	6.60	4.50	4.50
$A_v^{min} / z.tend$ (cm^2)	8.80	8.80	8.80	6.00	6.00
$A_v^{cal} / face$ (cm^2)	37.360	26.743	20.520	13.672	1.05

A_v^{adp} / face (cm^2)	38.71	28.03	23.310	15.81	13.43
N^{barre}	13HA16+ 4HA20	10HA16+ 7HA12	10HA14+ 7HA12	10HA12+ 7HA10	17HA10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	15	15	15	15
$A_h^{cal} / \text{espacmt}$ (cm^2)	1.77	1.36	1.26	5.44	1 0.57
A_h^{min} (cm^2)	8.70	8.28	8.28	6.21	6.21
$A_h^{ad} / \text{espacmt}$ (cm^2)	13.57	12.44	12.44	8.69	8.69
N^{barre}	12HA12	11HA12	11HA12	11HA10	11HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau. V.24.calcul de ferrailage de VX2 :

Niveaux	RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7,8
M (KN.m)	-1,392	-2,797	-3,773	-3,830	-6,524
N (KN)	1111,553	813,426	645,97	459,556	214,228
V (KN)	322,322	234,653	205 ,153	699,729	52,370
SECTION	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ (MPa)	1.253	0.912	0.798	3.628	0.272
τ_{adm} (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min} / z.com$ (cm^2)	6.00	6.00	6.00	4.50	4.50
$A_v^{min} / z.tend$ (cm^2)	8.00	8.00	8.00	6.00	6.00
A_v^{cal} / face (cm^2)	32.017	23.507	18.734	13.377	6 44
A_v^{adp} / face (cm^2)	32.17	24.63	20.54	16.04	12.64
N^{barre}	16HA16	16HA14		10HA12+6HA10	16HA10
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	milieu	15	15	15	15
$A_h^{cal} / \text{espacmt}$ (cm^2)	1.96	1.14	1.25	4.25	2.132
A_h^{min} (cm^2)	8.28	8.28	8.28	6.210	6.210
$A_h^{ad} / \text{espacmt}$	13.56	12.44	12.44	8.69	8.69

(cm^2)					
N^{barre}	12HA12	11HA12	11HA12	11HA10	11HA10
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25

Tableau. V.25.calcul de ferrailage de Vy1 :

Niveaux	RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7,8
$M (KN.m)$	0.485	-0.158	0.313	1.544	2.2818
$N (KN)$	1077.91	976.783	722.062	439.982	160.69
$V(KN)$	36.202	49.061	59.758	84.545	106.218
SECTION	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau (MPa)$	0.12	0.162	0.198	0.373	0.469
$\tau_{adm} (MPa)$	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min} / z.com$ (cm^2)	7.05	7.05	7.05	5.287	5.287
$A_v^{min} / z.tend$ (cm^2)	9.40	9.40	9.40	7.050	7.050
$A_v^{cal} / face$ (cm^2)	31.008	28.088	20.771	12.706	4.704
$A_v^{adp} / face$ (cm^2)	34.17	30.88	23.31	16.81	13.43
N^{barre}	17HA1 6	10HA16+7HA1 4	10HA14+7HA1 2	10HA12+7HA1 0	17HA1 0
S_t (cm)	Extrémit é	10	10	10	10
	milieu	15	15	15	15
$A_h^{cal} / espacmt$ (cm^2)	0.19	0.25	0.31	0.44	0.55
$A_h^{min} (cm^2)$	8.28	8.28	8.28	6.21	6.21
$A_h^{ad} / espacmt$ (cm^2)	9.42	8.69	8.69	8.69	8.69
N^{barre}	12HA1 0	11HA10	11HA10	11HA10	11HA1 0
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25

Tableau. V.26.calcul de ferrailage de Vy2 :

Niveaux	RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7,8
$M (KN.m)$	0.329	0.099	-0.124	0.3889	-0.313
$N (KN)$	548.119	507.573	390.777	234.903	93.824
$V(KN)$	19.106	17.897	19.934	51.052	28.529
SECTION	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau (MPa)$	0.124	0.116	0.129	0.172	0.247
$\tau_{adm} (MPa)$	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min} / z.com$ (cm^2)	3.60	3.60	3.60	2.70	2.70
$A_v^{min} / z.tend$ (cm^2)	4.80	4.80	4.80	3.60	3.60
$A_v^{cal} / face$ (cm^2)	15.782	14.60	11.244	6.781	2.72
$A_v^{adp} / face$ (cm^2)	16.21	15.74	12.32	10.17	7.11
N^{barre}	5HA16+4HA14	4HA14+5HA12	9HA14	9HA12	9HA10
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	milieu	15	15	15	15
$A_h^{cal} / espace$ (cm^2)	0.19	0.18	0.20	0.2	0.29
A_h^{min} (cm^2)	8.280	8.280	8.280	6.210	6.210
$A_h^{ad} / espace$ (cm^2)	11.31	10.17	10.17	7.07	7.07
N^{barre}	10HA12	9HA12	9HA12	9HA10	9HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau. V.27.calcul de ferrailage de Vy3 :

Niveaux	RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7,8
$M (KN.m)$	1,249	1,9836	2,3743	2,4699	1,7168
$N (KN)$	1609 ,97	1499,273	1196,895	804,721	437,921
$V(KN)$	49,84	28,703	40,729	105,741	21,354
SECTION	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C

τ (MPa)		0.169	0.097	0.097	0.477	0.096
τ_{adm} (MPa)		5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min} / z.com$ (cm ²)		6.90	6.90	6.90	5.175	5.175
$A_v^{min} / z.tend$ (cm ²)		9.20	9.20	9.20	6.90	6.90
$A_v^{cal} / face$ (cm ²)		46.334	43.178	34.50	23.228	12.655
$A_v^{adp} / face$ (cm ²)		47.10	43.71	35.80	30.15	16.95
N^{barre}		15HA20	12HA20+3HA16	5HA20+10HA16	15HA16	15HA12
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} / espace$ (cm ²)		0.26	0.15	0.15	0.56	0.11
A_h^{min} (cm ²)		8.28	8.28	8.28	6.210	6.210
$A_h^{ad} / espace$ (cm ²)		9.48	8.69	8.69	8.69	8.69
N^{barre}		12HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S_t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau. V.28.calcul de ferrailage de Vy4 :

Niveaux	RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7,8
M (KN.m)	1,418	2,4077	2,7806	2,9578	2,3348
N (KN)	1546,90	1437,57	1165,15	770,414	405,028
V (KN)	164,855	41,84	35,84	190,587	41,763
SECTION	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ (MPa)	0.493	0.125	0.107	0.76	0.167
τ_{adm} (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min} / z.com$ (cm ²)	7.80	7.80	7.80	5.85	5.85
$A_v^{min} / z.tend$ (cm ²)	10.40	10.40	10.40	7.80	7.80
$A_v^{cal} / face$ (cm ²)	44.52	41.410	33.59	22.247	11.722

A_v^{adp} / face (cm^2)		44.97	42.71	36.31	22.39	15.01
N^{barre}		6HA20+16HA16	4HA20+15HA16	15HA16+4HA14	5HA14+13HA12	19HA10
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} / \text{espacmt}$ (cm^2)		0.77	0.20	0.17	0.89	0.20
A_h^{min} (cm^2)		8.28	8.28	8.28	6.21	6.21
$A_h^{ad} / \text{espacmt}$ (cm^2)		9.48	8.69	8.69	8.69	8.69
N^{barre}		12HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S_t (cm)		25	25	25	25	25

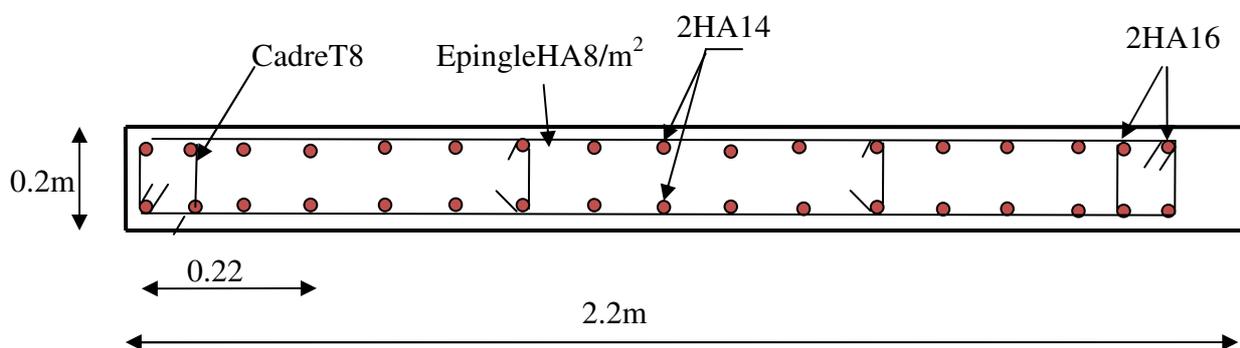


Figure. V.9. Schéma de ferrailage du voile Vx1 RDC

V.4.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le *RPA*. Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le SAP2000.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport de sol vu la nature et les caractéristiques physico-mécanique des formations rencontrées, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées a 3.5m, et de prendre une contrainte admissible

$$Q_{adm}=1.3 \text{ bars}$$

D'après le RPA 99 (article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

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

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

VI. 3. Etude de fondation sur niveau (-3.20m) de la structure**VI. 3.1. Vérifications semelle isolée :**

- **Partie encrée de la structure :**

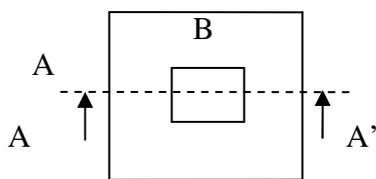
La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

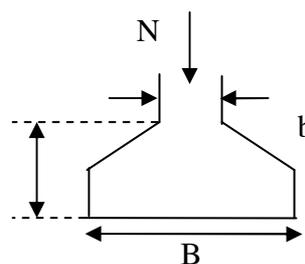
N : l'effort normal obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du



Vue en plan



Coupe A-A'

Figure VI. 1 : schéma de la semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc :

$$S = A \times B.$$

$$N = 1543.90 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$AN: B = 3.44 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI. 3. 2. Vérifications semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

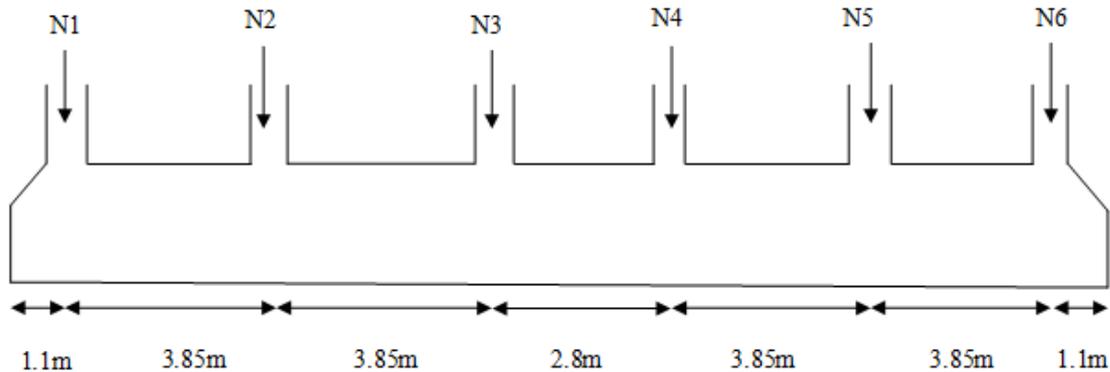


Figure VI.2 : schéma de la semelle filante.

$$\sum N_i = 8114.687 \text{ KN.}$$

$$N_s = 6 * 200 = 1200 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 9314.687 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{9314.687}{130 * 20.4} = 3.51 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

VI. 3. 3. Vérifications du radier général

Définition : Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI. 3. 3.1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, dont on doit satisfaire les condition suivante :

➤ La Condition de coffrage

$L_{\max} = 3.85\text{m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

• **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{385}{10} \Rightarrow h_t \geq 38.5\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 40\text{cm}$$

• **Dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{385}{20} \Rightarrow h_0 \geq 19.25\text{cm}; \text{ on prend } h_0 = 40\text{cm} .$$

➤ **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4 \times K}{\pi^4 E}} = 51.3\text{cm}$$

A partir de ces conditions en prend :

$$\begin{cases} h_t = 60\text{cm} \\ h_r = 30\text{cm} \end{cases}$$

➤ **La surface du radier**

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure

$$N_{\text{ser}} = 34202.768 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tser}} = N_{\text{ser}} \times 1.1 = 37623.04 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{tser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{tser}}}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37623.04}{130} = 289.40\text{m}^2$$

La surface encré bâtiments est $S_{\text{bat}} = 298.48\text{m}^2$

$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 298.48\text{m}^2$ (le radier ne comporte pas de débord)

VI .3.3.2. Les vérifications nécessaires :

➤ **Vérification au poinçonnement :**

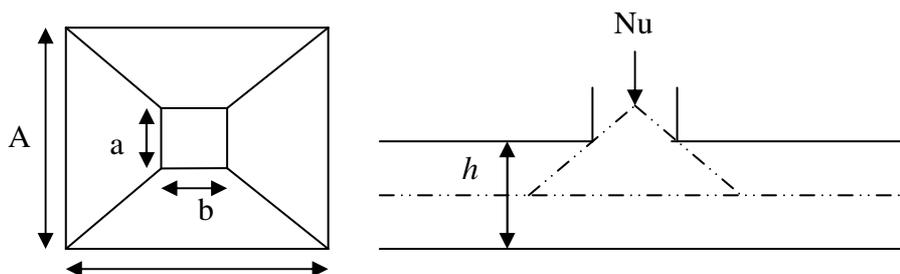


Figure. VI.3: Zone de contact poteau-radier

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Art A.5.2 ,42).

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_t : L'épaisseur totale de radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad \text{Avec} \begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases} \quad \text{On trouve } U_c = 4.4\text{m}$$

$$N_u = 1543.90 \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 1980\text{KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Pas de risque du poinçonnement.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \quad \text{CBA93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{46997.746 \times 3.85 \times 1}{2 \times 298.48} = 303.10\text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_t = 0.27\text{m}$$

$$\tau = \frac{303.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.12\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Pas de cisaillement dans le radier.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol.**

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

$$\text{A partir du programme SOCOTEC on trouve : } \begin{cases} I_{xx} = 8239.042\text{m}^4 \Rightarrow X_G = 8.2\text{m} \\ I_{yy} = 6689.931\text{m}^4 \Rightarrow Y_G = \end{cases}$$

• **sens xx :**

$N=29808.055\text{KN}$; $M_y=22286.613\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times X_G \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = 128.97\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = 70.75\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 114.14\text{KN/m}^2 < 130\text{KN/m}^2$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx.

• **Sens y-y:**

$N=29808.055KN$ $M_x=19044.122KN.m$.

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = 125.54KN/m^2 \\ \sigma_{\min} = 95.75KN/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = 118.09KN/m^2 < 130KN/m^2$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

• **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

N : poids propre de la structure

F_s : coefficient de sécurité

H : hauteur de la partie encrée du bâtiment

γ_w : pois volumiques

$N = 29808.05KN \geq 1.5 \times 3.2 \times 298.48 \times 10 = 14327.04KN \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

II.3.3.3.Ferraillage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

• **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{46997.746}{298.48} = 157.456KN/m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34202.768}{298.48} = 114.58KN/m^2$$

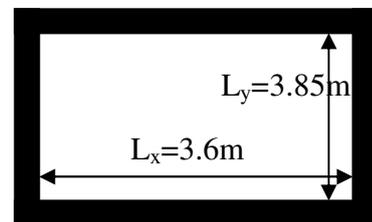


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.93 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux directions

• **ELU ($\nu = 0$)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 87.33KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 73.80KN.m \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 74.23 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 62.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -43.66 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -31.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{201.67 \times 4}{2} = 283.42 \text{ KN}$$

• **ELS** ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.050 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 74.24 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 66.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 63.11 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 56.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -37.12 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -33.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

➤ **Ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$ et $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.93$

$$\text{En appui : } A_{\min}^x = A_{\min}^y = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : Pour } h > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 : \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2.48 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de la dalle de radier

Localisation		M (KNm)	Acalc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	74.23	8.55	2.48	6HA14=9.24	17
	Appui	43.66	4.94	3.62	5HA12=5.56	20
Sens y-y	Travée	62.73	7.18	2.40	5HA15=7.70	20
	Appui	31.36	4.16	3.62	6HA12=6.79	17

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_y &= \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 206.89 \text{ KN} \\ V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 188.94 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 206.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{206.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.766 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$\left\{ \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. : Vérification des contraintes de la dalle de radier

Localisation		M (KNm)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Sens x-x	Travée	63.11	7.21	7.41	289.47	15	201.6
	Appui	37.12	5.80	5.31	277.45	15	201.6
Sens y-y	Travée	56.41	6.68	7.10	308.18	15	201.6
	Appui	33.18	6.32	4.38	204.57	15	201.6

On remarque que $\sigma_s (MPa) > \bar{\sigma}_s (MPa) \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

Donc la solution est recalculer la section de ferrailage à l'ELS.

La méthode de calcul à suivre est celle de BAEL (Chapitre E.III.3.a).

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3});$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \sigma_s}.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3. Ferrailage à ELS de radier

Localisation		M (KNm)	Acalc (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	63.11	16.21	9HA16=18.10	11
	Appui	37.12	9.35	5HA16=10.05	20
Sens y-y	Travée	56.41	14.38	5HA20=15.71	20
	Appui	33.18	8.42	8HA12=9.05	12.5

Tableau IV.4. Vérification des contraintes de la dalle de radier

Localisation		M (KNm)	Y (cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
Sens x-x	Travée	63.11	9.47	5.83	152.64	15	201.6
	Appui	37.12	7.47	4.22	157.12	15	201.6
Sens y-y	Travée	56.41	8.96	5.47	156.04	15	201.6
	Appui	33.18	7.15	3.92	155.27	15	201.6

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures

- Armatures // Lx : St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

- Armatures // Ly : St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

➤ Schéma de ferrailage de radier

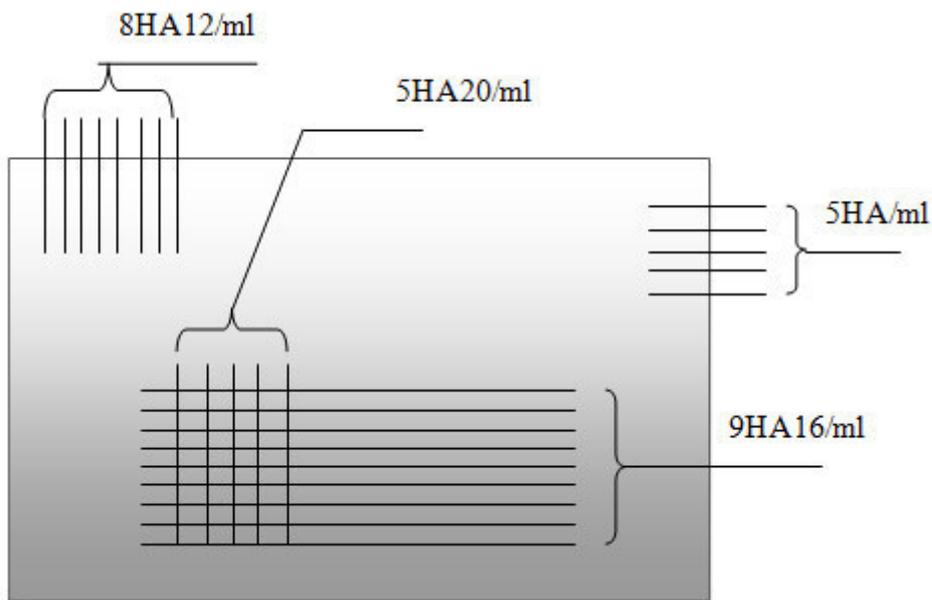


Figure VI.5. schéma de ferrailage du radier

II.3.3.4. Calcul des nervures

➤ Définition

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$; $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$; Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux

constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

• **Sens y-y :**

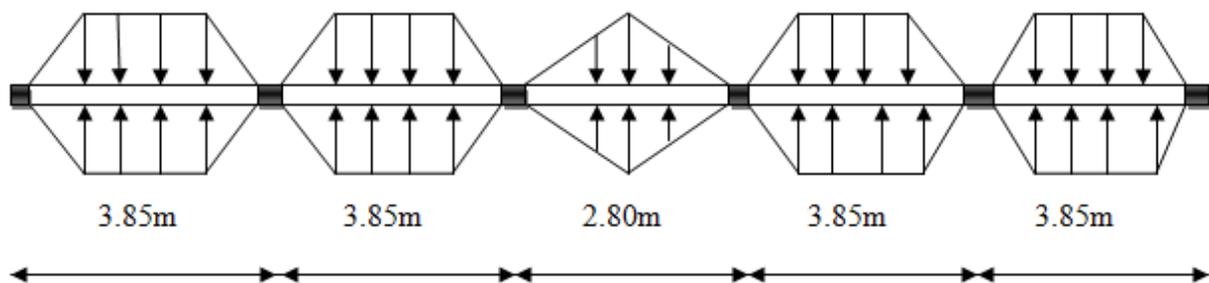


Figure. VI.6: Sollicitations sur les nervures du sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Sollicitation de la nervure dans le sens (y-y) à l'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$	V^{max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	3.85	3.85	431.44	-120	-631.97	1.54	514.61	994.672
B-C	3.85	3.08	431.44	-631.97	-351.82	2.09	313.61	
C-D	2.80	2.24	293.92	-351.82	-351.82	1.4	-63.77	
D-E	3.85	3.08	431.44	-351.82	-631.97	1.75	313.61	
E-F	3.85	3.85	431.44	-631.97	-120	2.30	514.61	

Tableau IV.6. Sollicitation de la nervure dans le sens (y-y) à l'ELS

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.85	3.85	113.96	-31.67	-459.89	1.54	374.84
B-C	3.85	3.08	113.96	-459.89	-256.02	2.09	228.219
C-D	2.80	2.24	213.88	-256.02	-256.02	1.4	-46.41
D-E	3.85	3.08	113.96	-256.02	-459.89	1.75	228.25
E-F	3.85	3.85	113.96	-459.89	-31.67	2.30	374.37

- Sens x-x

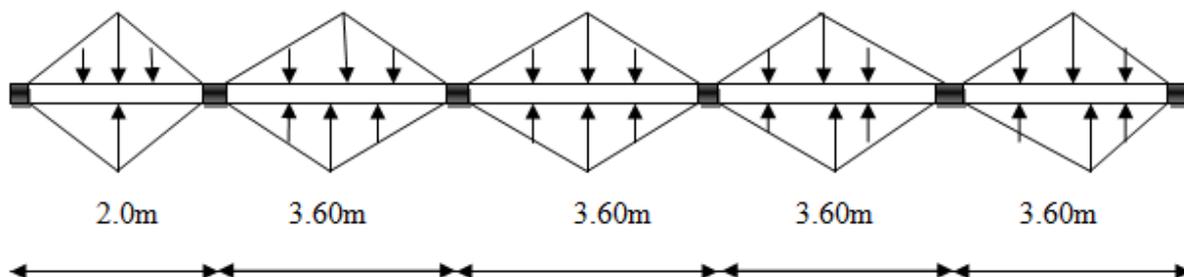


Figure. VI.7. Sollicitations sur les nervures du sens y-y.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.7. Sollicitation de la nervure dans le sens (x-x) à l'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$	V^{max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	2	2	209.94	-15.74	-272.82	0.35	12.87	869.72
B-C	3.60	2.88	403.44	-272.82	-393.68	1.17	321.71	
C-D	3.60	2.88	403.44	-393.68	-393.68	1.8	259.89	

D-E	3.60	2.88	403.44	-393.68	-516.70	1.71	199.82	
E-F	3.60	3.60	403.44	-516.70	-98.03	2.15	420.75	

Tableau.VI.8. Sollicitation de la nervure dans le sens (x-x) à l'ELS

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _i (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	2	2	152.78	-11.45	-198.52	0.35	9.37
B-C	3.60	2.88	293.56	-198.52	-286.45	1.17	234.09
C-D	3.60	2.88	293.56	-286.45	-286.45	1.8	189.10
D-E	3.60	2.88	293.56	-286.45	-375.97	1.71	145.40
E-F	3.60	3.60	293.56	-375.97	-71.33	2.15	306.15

➤ **Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=60\text{cm} ; h_0=30\text{cm} ; b_0=50\text{cm} ; d=55\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{385}{10}; \frac{360}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(38.5; 180)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 38.5\text{cm}$$

On prend $b_1 = 35\text{cm}$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 120\text{cm}$$

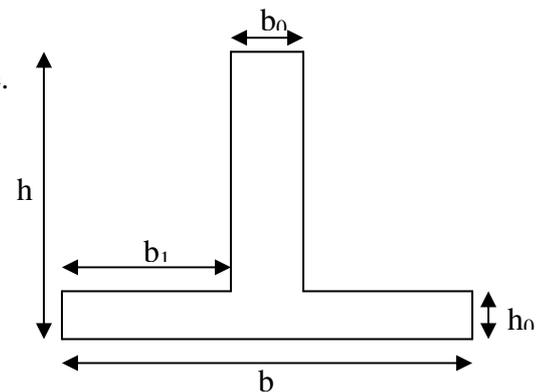


Figure.VI.8: Section à ferrailer

Tableau VI.9 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

sens		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Y-Y	Travée	514.61	54.51	12HA25=58,92
	appuis	631.97	59.40	6HA16+6HA32=60.31
X-X	Travée	420.57	50.72	8HA25+4HA20=51,84
	appuis	516.70	54.60	12HA25=58,92

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.10. Vérification de l'effort tranchant

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	994.672	1.50	2.5	vérifiée
Sens Y-Y	869.72	1.31	2.5	vérifiée

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{60}{35}; \frac{30}{10}; 2\right) = 20mm \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

On prend deux cadre et un épingle de T10 donc $A_t = 3.93cm^2$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.3 [1.5 - 0.3 \times 2.1]} \Rightarrow S_t \leq 23.30cm \\ S_t \leq \min(0.9d; 40) \Rightarrow S_t \leq \min(49.5; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.50} \Rightarrow S_t \leq 62.8cm \end{cases}$$

On prend $S_t = 10$ cm en zone nodale et 15 cm en travée

➤ **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

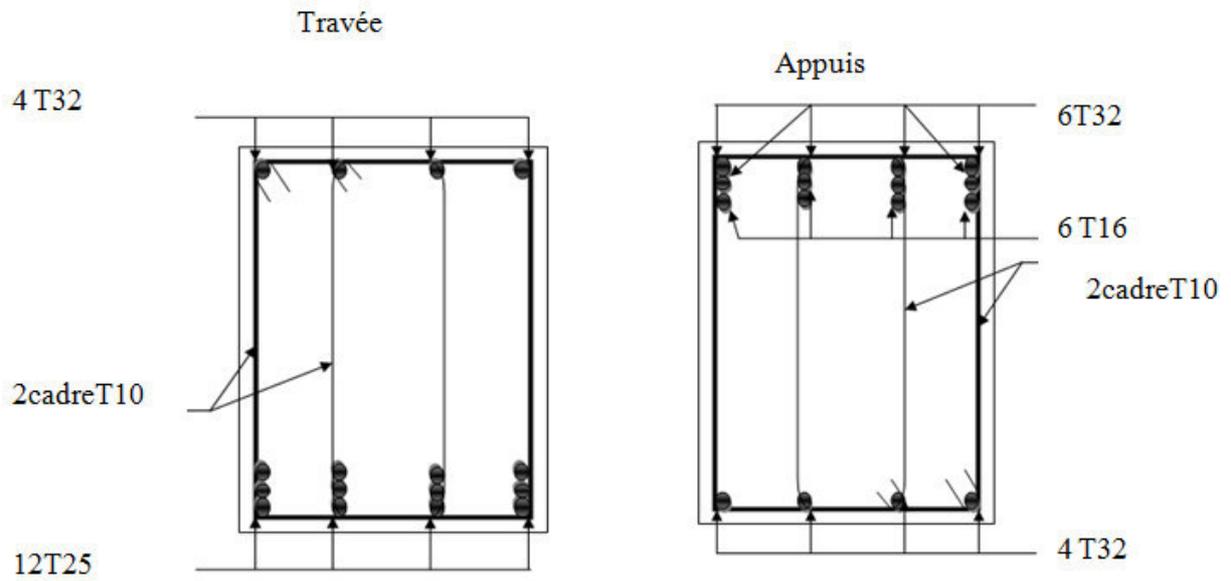
Tableau. VI.11. Vérification des contraintes.

Sens		M_u (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Y-Y	Travée	514.61	22.5	1394222	6.06	130.89	vérifiée
	appuis	631.97	22.7	1420766	7.3	156.63	vérifiée
X-X	Travée	420.57	21.71	1284346	5.17	119.01	vérifiée
	appuis	516.70	22.57	1398958	6.06	130.70	vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

➤ Schéma de ferrailage

Sens y-y



Sens x-x

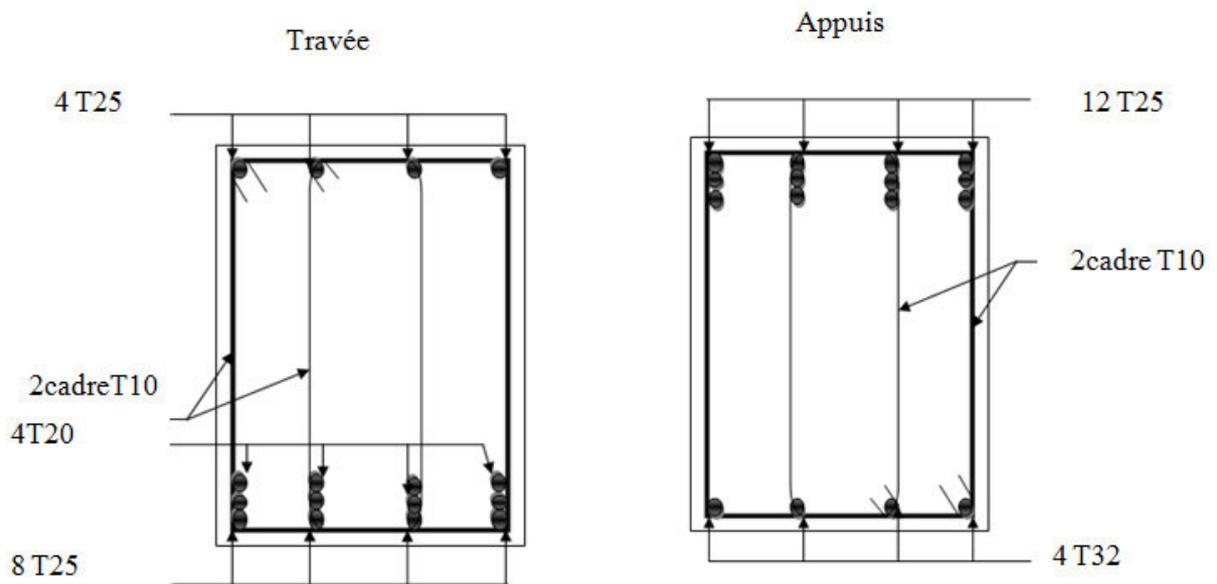


Figure VI.9. Ferrailage des nervures

VI.4. Etude de fondation sur niveau 0 de la structure :

VI.4.1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP 2000V14.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

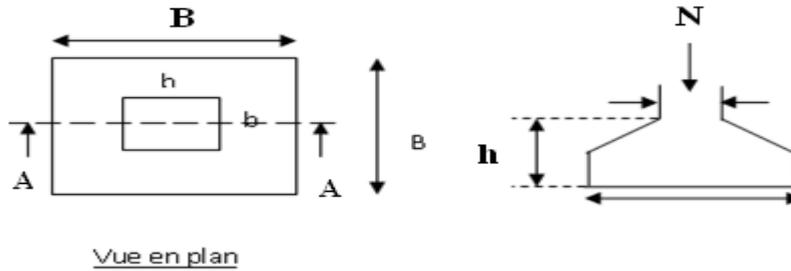


Figure VI .10.Semelle isolée de fondation type 1

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times b$), donc $S = B^2$.

$N = 1209.491 \text{KN}$, $\overline{\sigma}_{sol} = 130 \text{MPa}$

$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}}$ AN : $B = 3.05 \text{m}$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.80m et 3.85m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.1. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

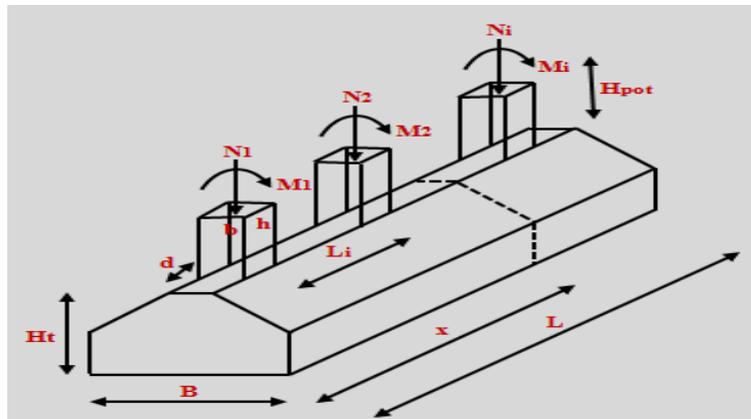


Figure VI .11 : La semelle filante

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 6157.524KN.$$

$$N_s = 6 \times 200 \Rightarrow N_s = 1200KN$$

$$N = N_s + \sum N_i = 7357.524KN.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7357.524}{130 \times 19.8} = 2.85m$$

$L=19.80$ La surface entre les deux portiques est de $65.52m^2$

La surface occupée par la semelle est $28.25m^2$

Le rapport entre les deux surfaces est de 43%

Donc le choix de la semelle filante est convenable dans notre cas.

➤ **Dimensionnement de la semelle :**

On a :

$$B=3.00m \quad ; b=0.5m$$

$$d=0.05m \quad ; \quad Ht \geq ((B-b)/4)+0.05=0.675m$$

➤ **Ferraillage :**

La solution consiste à faire repartir les charges sur la semelle ; en introduisant une poutre de rigidité (libage) entre les poteaux et la semelle inférieure.

Cette poutre va reprendre les différents moments engendrés par la résultante des efforts menée par les poteaux.

VI.4.2. la semelle filante :

Tableau. VI.12. Les sollicitations dans les différents poteaux :

Poteaux	ELU		ELS	
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
1	575.967	9.8239	419.397	7.0076
2	756.273	14.4407	548.793	10.254
3	1092.917	9.342	793.392	6.633
4	1098.151	9.397	797.169	6.672
5	779.095	14.882	565.47	10.578
6	946.076	9.817	684.188	6.972

Tableau. VI.13. la distance entre axes des poteaux :

	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6
L0(m)	3.85	3.85	2.80	3.85	3.85

Tableau. VI.14. ferrailage de la semelle filante :

		$A_{cal} (cm^2) / ml$	$A^{min} (cm^2) / ml$	$A_{adop} (cm^2) / ml$	St (cm)	Nombre de barres
ELU	//B	4.84	2	5.65	20	5HA12
	//L	4.74	2	5.65	15	5HA12
ELS	//B	10.71	2	5.65	20	7HA14
	//L	10.31	2	5.65	15	7HA14

➤ **Les vérifications :**

• **Selon RPA :**

$4xe=3.875cm \leq b=60cm$ condition vérifiée

• **Selon le BAEL :**

$6xe=5.812cm \leq b=60cm$ condition vérifiée

➤ **Ferrailage :**

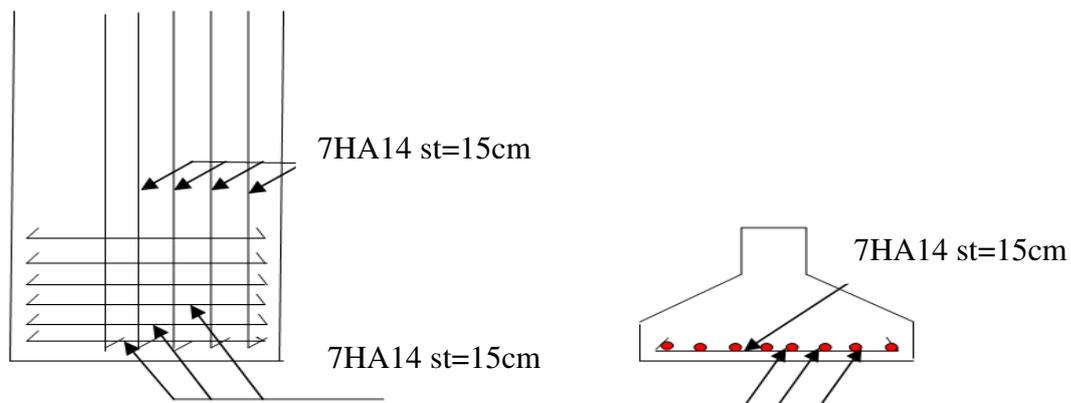


Figure VI .12: schéma de ferrailage de la semelle filante

VI.4.3. la poutre de rigidité :

➤ **Dimensionnement :**

$$L/9 \leq hp \leq L/6 \implies 42.77 \leq hp \leq 64.16$$

$$\implies hp=60cm \quad ; \quad bpout=bpot=50cm$$

➤ **Les sollicitation :**

Tableau. VI.15.Les sollicitation dans la poutre de rigidité :

	p(KN/m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	V(KN)
ELU	342	407.676	500.96	788.36
ELS	189	225.295	276.849	

➤ **Ferraillage de la poutre de rigidité :**

• **Armatures longitudinales :**

Tableau. VI.16.Ferraillage de la poutre de rigidité

	M(KN.m)	α	Z	Acal	Amin
Travée	375.802	0.387	0.38	28.42	2.71
Appui	492.177	0.549	0.35	40.31	2.71

Dans ce cas on a ($\tau > \tau_{adm}$) risque de rupture par cisaillement ; donc on augmente la section de la poutre de (50×50) a (50×70).

Donc le ferraillage devient :

Tableau. VI.17.Ferraillage de la poutre de rigidité

	α	Z	Acal	Amin	Aadop	Nombres de barres
Travée	0.168	0.606	17.82	3.92	18.85	6HA20
Appui	0.226	0.592	23.939	3.92	25.13	8HA20

➤ **Armatures transversales :**

$\emptyset \leq \min(2 ; 2 ; 5)$ donc on prend $\emptyset=10\text{mm}$ $\implies A_t=4T10=3.14\text{cm}^2$

$$St = \min \begin{cases} \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) \\ (0.8 \times A_t \times f_e) / (b(\tau_u - 0.3f_t/28)) \end{cases}$$

On prend $St=17.5\text{cm}$

➤ **Les vérifications :**

• **ELU :**

L'effort tranchant :

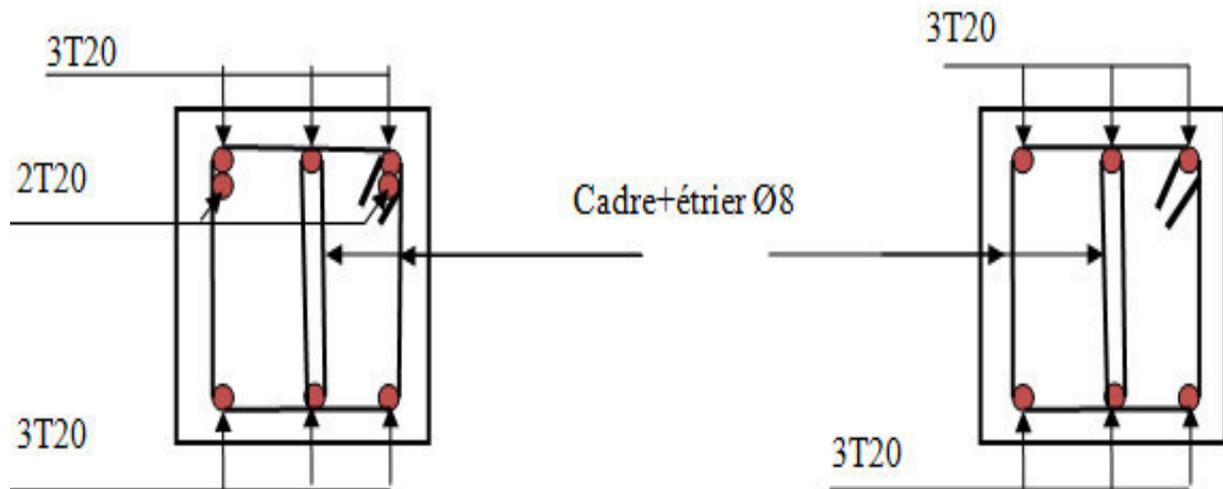
$$\tau = 2.34 < \tau_{adm} = 2.5\text{MPa}$$

• **ELS :**

Les résultats sont résumés dans ce tableau :

Tableau. VI.18.Vérification a l'ELS

	M(KN)	Y(m)	$I(cm^4) \times 10^4$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{st} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{st} (MPa)$
Trav	208.03	0.25	94.1062	5.711	15	122.41	201.6
Appui	272.45	0.29	118.984	6.8722	15	129.86	201.6

➤ **Schéma de ferrailage :****Figure VI .13:** schéma de ferrailage de la poutre de rigidité**VI.5. Voile périphérique****VI.5.1.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.5.1.Dimensionnement des voiles :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

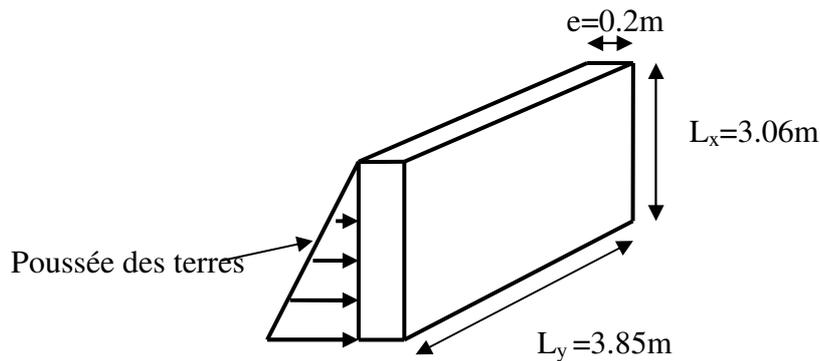


Figure.VI.14 : Dimensions de voile périphérique.

VI.5.2.Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 21 \text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 15^\circ$

La cohésion $c = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2$

VI.5.3.Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

➤ La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 * (21 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2}) - 2 * 1.5 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2})) = 35.482 \text{ KN} / \text{ml}$$

➤ Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 5.879 \text{KN} / \text{ml}$$

VI.5.3.Ferraillage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- A L'ELU :

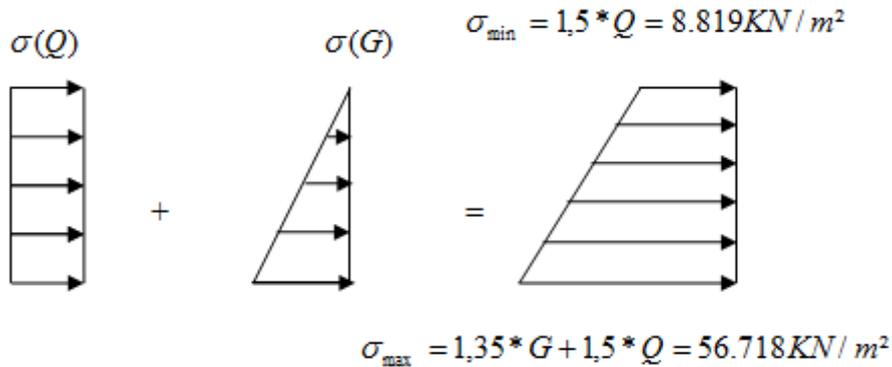


Figure.VI.15: Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 44.743 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1ml = 44.743 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad \begin{matrix} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \end{matrix}$$

$$L_y = 3.85 \text{ m} \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens .}$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\alpha = 0.93 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 22.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 19.207 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% b * h \dots\dots$ condition exigée par le RPA .

Tableau.VI.19: Section des armatures du voile périphérique .

	Sens	M (KN*m)	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Nbrs barres
travée	Xx	28.28	0.116	0.146	5.68	1.76	10.05	5HA16
	Yy	16.36	0.065	0.146	3.22	1.76	7.70	5HA14
Appui	Xx	16.64	0.067	0.145	3.277	1.76	5.65	5HA12
	Yy	09.62	0.038	0.147	1.87	1.76	5.65	5HA12

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a : $V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{56.719 * 3.85}{2} = 109.184 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.109 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

• **A l'ELS :**

$\sigma_{\min} = 1 * Q = 5.879 \text{ KN/m}^2$ $M_{0x} = 19.364 \text{ KN.m}$
 $\sigma_{\max} = 1 * G = 35.482 \text{ KN/m}^2$ $M_{0y} = 17.309 \text{ KN.m}$
 $q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 41.361 \text{ KN/m}^2$

➤ **Vérification des contraintes :**
 Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.20: Vérification des contraintes :

		M (KN)	Y(m)	I(cm ⁴) × 10 ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Tr	Xx	23.004	0.053	19142	6.47	15	173.34	201.6
	Yy	16.052	0.048	15702	4.95	15	155.746	201.6
Ap	Xx	13.531	0.042	12353	4.67	15	176.389	201.6
	Yy	9.448	0.042	12353	3.26	15	123.084	201.6

D'après le tableau on remarque que les contraintes du béton et d'acier sont vérifiées.

• **Schéma de ferrailage :**

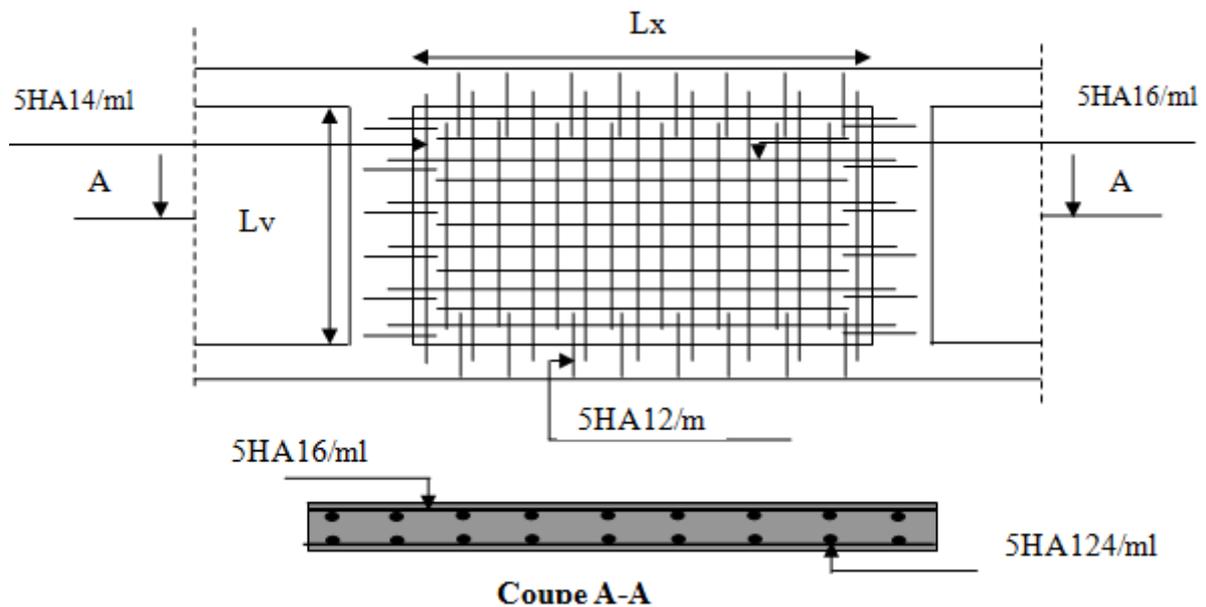


Figure. VI.16. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.6. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés au caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Notre structure étant réalisée sur deux niveaux de fondations différents, il a fallu choisir le type de fondation qui convient à chacun des deux niveaux.

Pour la fondation de niveau (0), nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient.

Donc ont a opter pour une semelle filante, qui convenait à notre structure. donc été calculé et ferrailé.

Les mêmes étapes ont été suivies pour déterminer le type de fondations pour le niveau (-3.20m). Finalement, nous avons opté pour un radier qui nous avons calculé et donc ferrailé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre formation, et de faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- L'introduction des escaliers engendrent des effets de torsion.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments principaux, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, et les poutres sont ferrillées à la flexion simple.

Et vu les deux niveaux de fondation nous a conduit à choisir deux types de fondations (semelle filante pour le niveau **0** et un radier générale pour le niveau **-3.06m**).

Les aspects économiques et esthétiques sont des aspects a ne pas négliger dans le domaine de génie civil.

ANNEXE I

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Tableau des Armatures
(en cm²)

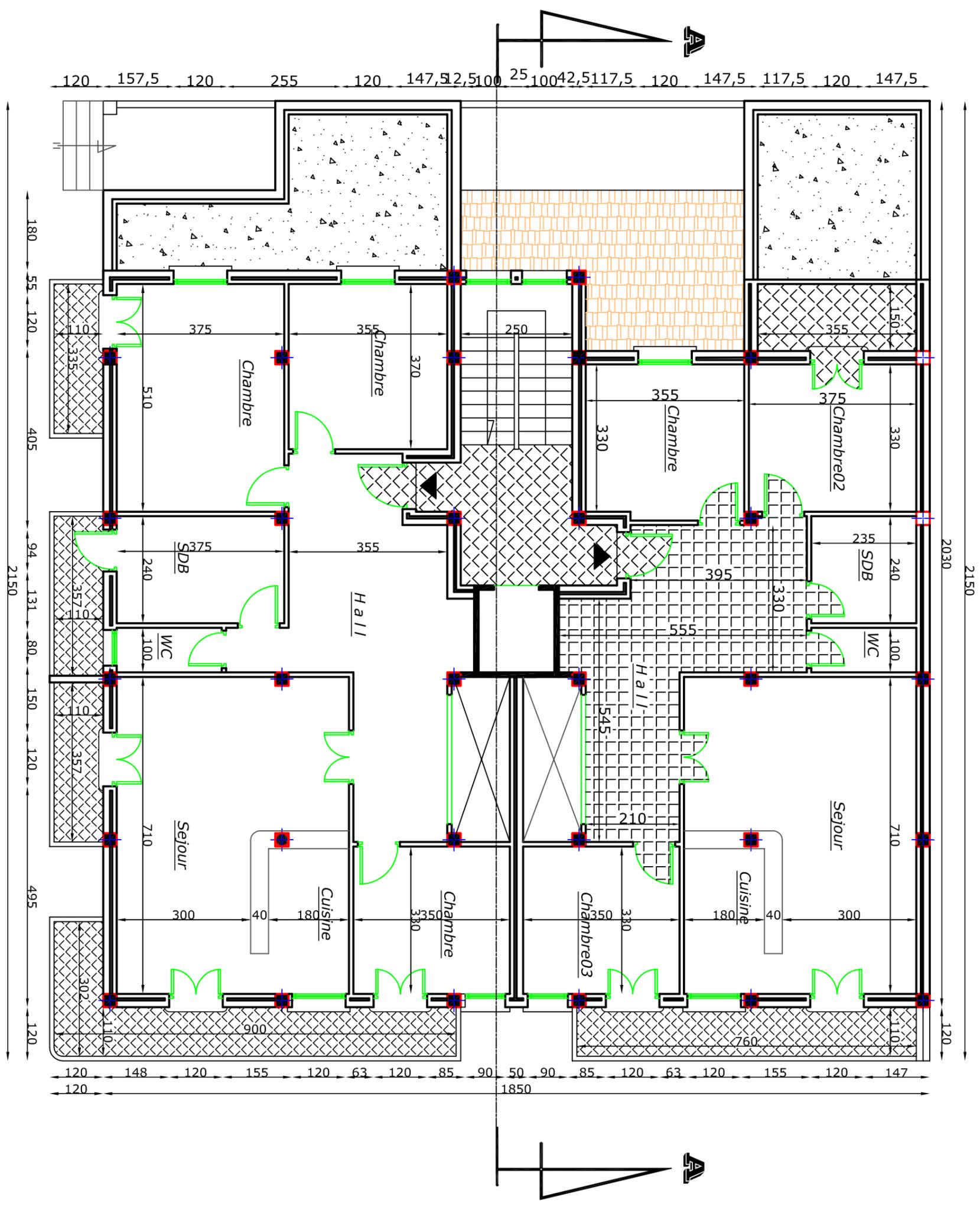
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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

Bibliographie

- BAEL 91 (Béton Armé Aux Etat Limites).
- DTR-B.C 2.2 (Document technique Réglementaire Charge et Surcharges).
- DTR –B.C. 2.41 (Règle de conception et de calcul des structures en béton Armé. “CBA 93“.1994)
- DTR-B.C.2.48 (Règles Parasismique Algériennes- RPA99/Version 2003).
- DTR -B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles(1992).
- Note de cours Béton armé (Université de Bejaia).
- Note de cours Dynamique des structures (Université de Bejaia).
- Logiciel d’analyse des structures SAP2000/version.14.

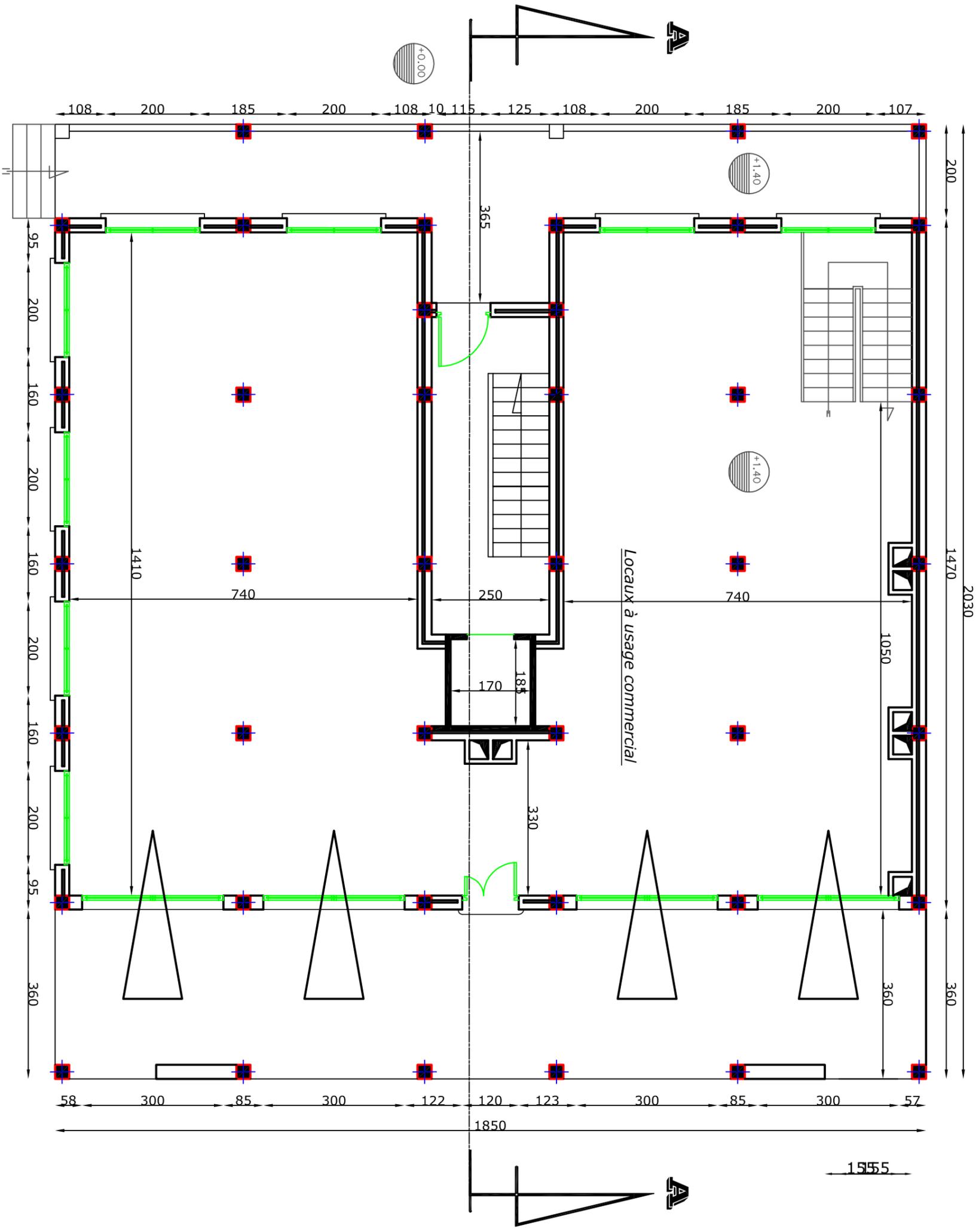
PLAN SEME ETAGE

EGH: 1/50



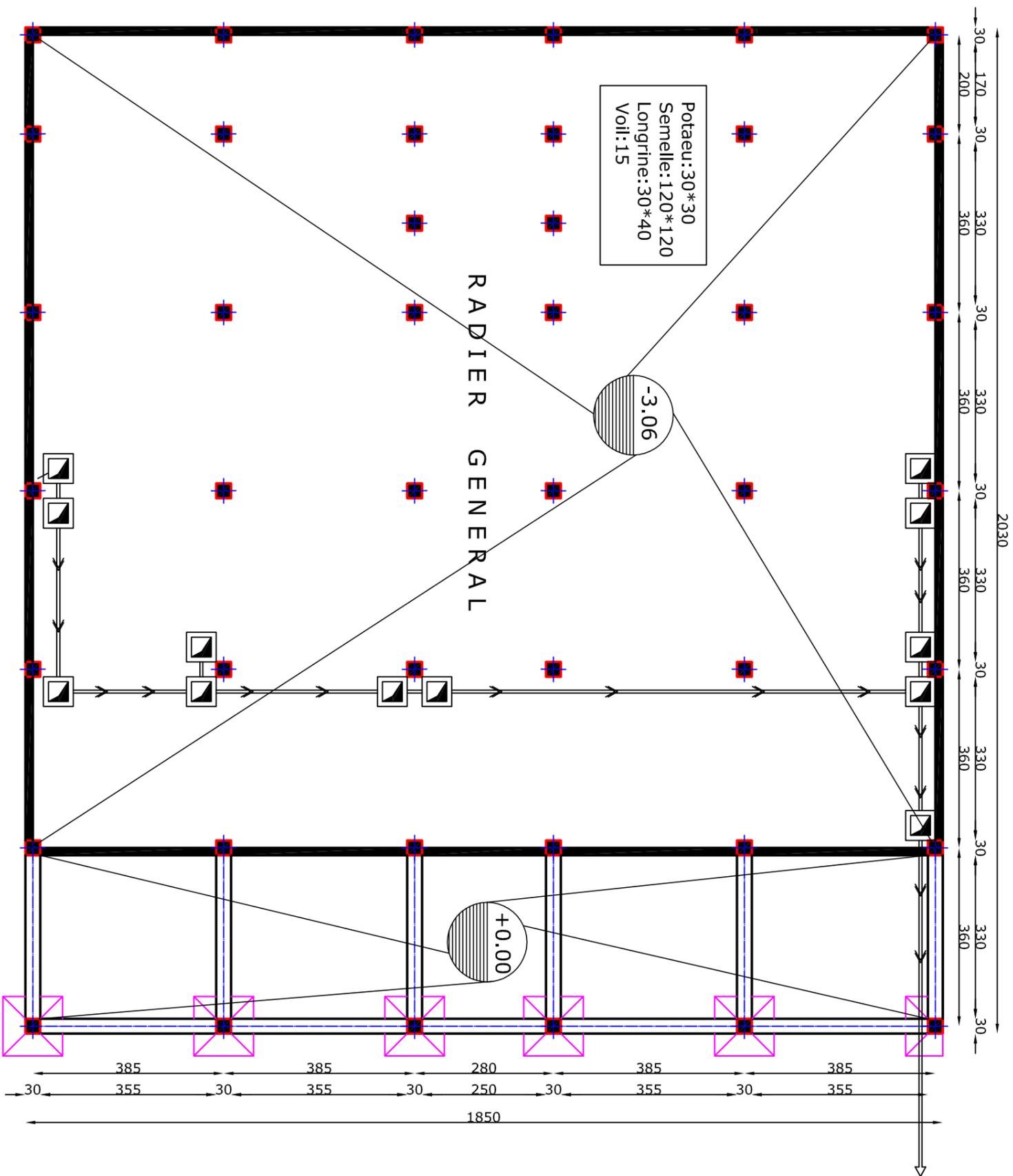
PLAN RDC

Éch. 1/50



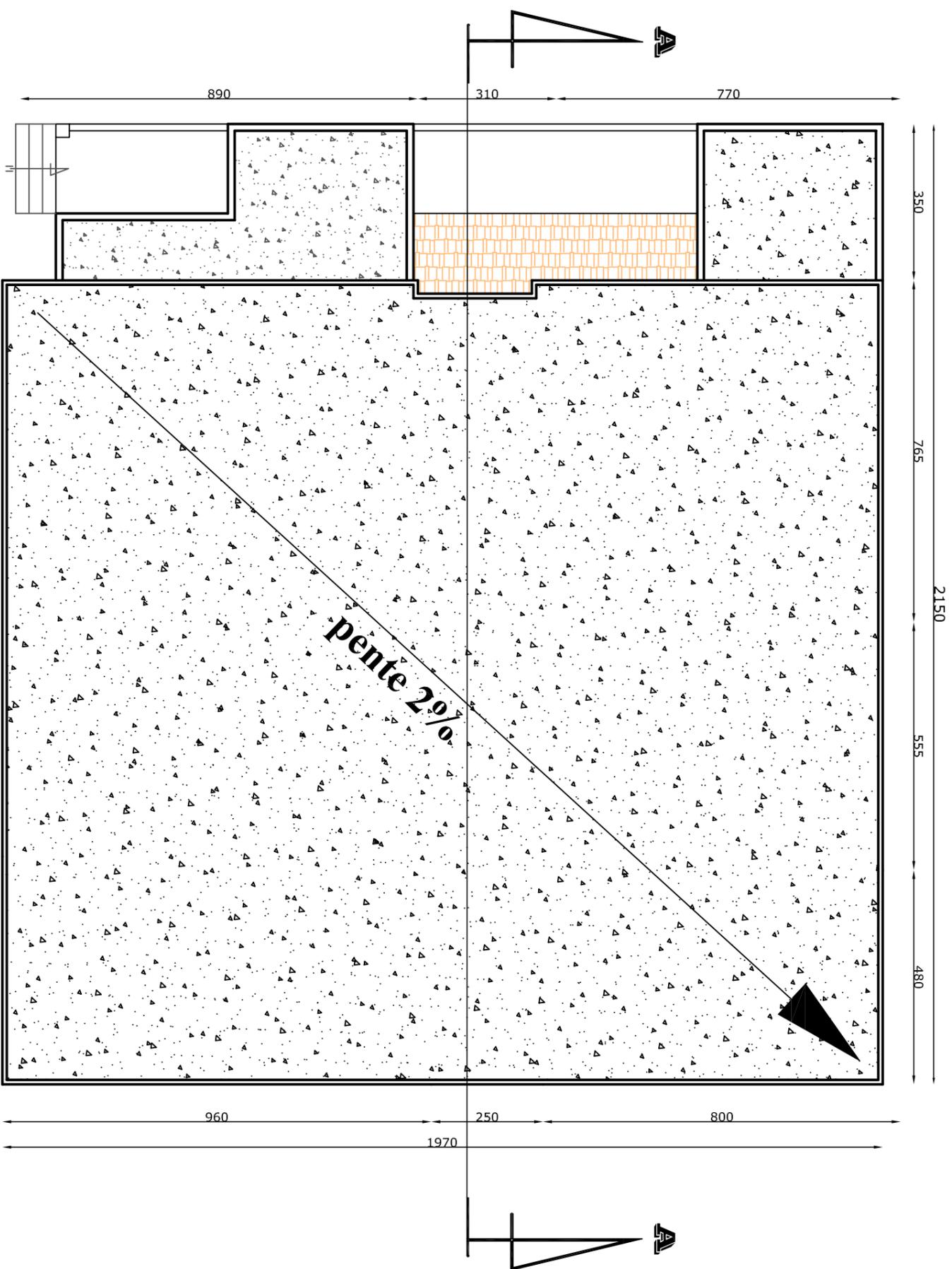
PLAN FONDATIONS

Ech: 1/50



PLAN TOITURE

Ech: 1/50



COUPE A-A

Ech: 1/50

