



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Master 2
Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment R + 12 + 2 entre-sol en béton armé a usage multiple (commerce et habitation) contreventé par un système mixte (Voiles/portiques).

Présenté par :
YAHIA-CHERIF Hacene
BENLAHLOU Yanis

Encadré par :
Mme CHIKH AMER . H
Jury

REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier notre promotrice M^{me} H. CHIKH AMER. de nous avoir encadré et nous avoir prêté main forte en accordant de son temps à notre travail, et pour son encouragement et ses précieux conseils afin de mener à bien notre projet.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département Génie Civil, pour tous leurs efforts tout au long de notre formation.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour réaliser ce travail.

DÉDICACES

Je dédie ce travail à :

*Mes très chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour
me soutenir durant tout mon parcours d'études.*

Mes chers frères et sœur :

Mohamed, Zahir, Nabil, Mehdi et Samira.

Toute ma famille.

Tous mes amis.

DÉDICACES

Je dédie ce travail à :

*Mes très chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour
me soutenir durant tout mon parcours d'études.*

Mon cher frère:

Ilymas.

Toute la famille BENLAHLOU et la famille FETTOUS.

Tous mes amis.

Yanis

Table des matières

Introduction Générales

Chapitre I Généralités

I.1	Introduction:	2
I.2	Description et implantation :	2
I.3	Normes et règlements utilisés :	3
I.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4
I.4.1	Le Béton:	4
I.4.2	Acier :	6
I.5	Rapport de sol :	7
I.6	Quelques valeurs limites utilisées dans l'étude	8

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments

II.1	Introduction :	9
II.2	Eléments secondaires :	9
II.2.1	Planchers :	9
II.2.2	Escaliers :	14
II.3	Les éléments principaux :	16
II.3.1	Les poutres :	16
II.3.2	Les voiles.....	16
II.3.3	Les poteaux.....	17
II.3.3.1	Evaluation des charges et surcharges	17
II.3.3.2	Descente de charge :	21
II.3.3.3	Calcul de l'effort normal ultime.....	26
II.3.3.4	Les vérifications nécessaires	27
II.4	Conclusion	29

Chapitre III Etudes des éléments secondaires

III.1	Etudes des planchers.....	30
III.1.1	Introduction	30
III.1.2	Plancher à corps creux	30
III.1.2.1	Différents types de poutrelles	30
III.1.2.2	Calcul des charges revenantes aux poutrelles	31
III.1.2.3	Calcul des sollicitations dans les poutrelles	31
III.1.2.4	Ferraillage.....	36
III.1.2.5	Les vérifications nécessaires.....	38

III.1.2.6	Schéma de ferrailage.....	44
III.1.2.7	Ferrailage de la dalle de compression	45
III.1.2.8	Schéma de ferrailage.....	45
III.1.3	Planchers à dalle pleine	45
III.1.3.1	Calcul des sollicitations	45
III.1.3.2	Ferrailage.....	47
III.1.3.3	Les vérifications nécessaires	47
III.1.3.4	Etude des balcons	49
III.1.3.5	Les vérifications nécessaires.....	51
III.1.3.6	Schémas de ferrailage	53
III.1.4	Etude des escaliers.....	54
III.1.4.1	Ferrailage.....	55
III.1.4.2	Les vérifications nécessaires.....	56
III.1.4.3	Schéma de ferrailage.....	58
III.1.5	Etude de la poutre palière	58
III.1.5.1	Sollicitations de la poutre palière.....	58
III.1.5.2	Ferrailage longitudinal.....	60
III.1.5.3	Ferrailage transversales.....	61
III.1.5.4	Les vérifications nécessaires.....	61
III.1.5.5	Schéma de ferrailage.....	62
III.1.6	Etude de l'acrotère.....	62
III.1.6.1	Calcul des sollicitations	63
III.1.6.2	Ferrailage.....	64
III.1.6.3	Les vérifications nécessaires.....	65
III.1.6.4	Schémas ferrailage.....	67
III.1.7	Etude de la poutre de chainage	68
III.1.7.1	Les sollicitations	68
III.1.7.2	Ferrailage.....	69
III.1.7.3	Vérifications nécessaires.....	69
III.1.7.4	Schéma de ferrailage.....	70
III.1.8	Etude de l'ascenseur	70
III.1.8.1	Définition.....	70
III.1.8.2	Etude de la dalle machine	70
III.1.8.3	Sollicitations	71
III.1.8.4	Ferrailage.....	73

III.1.8.5	Les vérifications nécessaires	74
III.1.8.6	Schéma de ferrailage.....	75
Chapitre IV Etude dynamique		
IV.1	Introduction :	76
IV.2	Méthodes utilisables :	76
IV.3	Choix de la méthode de calcul	76
IV.3.1	Méthode statique équivalente :	76
IV.3.2	Méthode dynamique qui regroupe :	76
IV.3.2.1	Présentation de la méthode modale spectrale	76
IV.4	Calcul de la force sismique V statique :	76
IV.4.1	Calcul de la période fondamentale de la structure :	77
IV.5	Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3).....	79
IV.6	Modélisation et résultats :	79
IV.6.1	Disposition des voiles de contreventement :	80
IV.6.2	Mode de vibration et taux de participation des masses :	81
IV.6.2.1	Analyse des résultats :	81
IV.6.3	Les modes de vibrations :	81
IV.6.4	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :	83
IV.6.4.1	Vérification de la résultante des forces sismiques :	83
IV.6.4.2	Vérification de l'effort normal réduit :	84
IV.6.4.3	Justification de l'interaction (voiles-portiques) :	84
IV.6.4.4	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	85
IV.6.4.5	Justification vis à vis de l'effet P-Delta:	87
IV.7	Conclusion.....	89
Chapitre V Etude des éléments structuraux		
V.1	Introduction	90
V.2	Etude des poutres :	90
V.2.1	Recommandation du RPA99/Version 2003	90
V.2.1.1	Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):	90
V.2.1.2	Armatures transversales (Art 7.5.2.2):	90
V.2.2	Sollicitations maximales dans les poutres :	91
V.2.3	Ferrailage des poutres :	94
V.2.4	Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1).....	94
V.2.4.1	Les armatures transversales	94
V.2.5	Vérification à l'ELU	94

V.2.6	Vérification à l'ELS :.....	95
V.2.7	Schéma ferrailage :.....	96
V.3	Etude des poteaux.....	96
V.3.1	Calcul de ferrailage.....	97
V.3.1.1	Ferrailage longitudinal.....	97
V.3.1.2	Les sollicitations maximales :.....	97
V.3.1.3	Calcul du ferrailage :	98
V.3.1.4	Ferrailage transversal :.....	99
V.3.1.5	Vérifications nécessaires.....	100
V.3.2	Schéma de ferrailage	108
V.4	Etude des voiles.....	108
V.4.1	Définition.....	108
V.4.2	Exigence du RPA.....	108
V.4.3	Recommandation du RPA99 version 2003	110
V.4.3.1	Armatures verticales	110
V.4.3.2	Armatures Horizontales	110
V.4.3.3	Armatures Transversales.....	110
V.4.3.4	Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)	110
V.4.4	Exemple de calcul.....	111
V.4.4.1	Calcul de ferrailage :.....	111
V.4.5	Schéma de ferrailage.....	117

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1	Introduction	118
VI.2	Les différents types de fondations	118
VI.3	Choix du type de fondations	118
VI.4	Etude des fondations.....	118
VI.4.1	Combinaisons de calcul	118
VI.4.2	Calcul de la surface des fondations :.....	118
VI.5	Etude du radier	119
VI.5.1	Pré dimensionnement.....	119
VI.5.2	Vérifications nécessaires :	120
VI.5.3	Vérification au cisaillement :.....	123
VI.5.4	Vérification au poinçonnement :.....	123
VI.5.5	Vérification de la poussée hydrostatique	124
VI.5.6	Vérification de la stabilité au renversement	124

VI.5.7	Ferraillage du radier.....	124
VI.5.8	Schéma de ferraillage :	127
VI.6	Ferraillage du débord :.....	127
VI.6.1	Schéma de ferraillage :	128
VI.7	Etude des nervures.....	129
VI.7.2	Ferraillage des nervures	133
VI.7.3	Schémas de ferraillage.....	136
VI.8	Etude de voile périphérique	137
VI.8.1	Introduction	137
VI.8.2	Dimensionnement des voiles	137
VI.8.3	Caractéristiques du sol.....	137
VI.8.4	Evaluation des charges et surcharges	138
VI.8.5	Ferraillage du voile périphérique	138
VI.8.6	Schéma de ferraillage du voile périphérique.....	141
VI.9	Conclusion.....	141

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Liste des Figures

Figure I. 1 *La forme de la structure*.....2

Figure I. 2 *Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}*4

Figure I. 3 *Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton*5

Figure I. 4 *diagramme expérimental du l’acier naturel et du l’acier écrouis*6

Figure I. 5 *Diagramme contrainte-déformation d’acier*7

Figure II. 1 *Disposition des poutrelles dans les déférents niveaux*.....12

Figure II. 2 *Dimensions de la poutrelle* 12

Figure II. 3 *Panneau de dalle D1* 13

Figure II. 4 *Panneau de dalle D2* 14

Figure II. 5 *Panneau de dalle D3* 14

Figure II. 6 *Schéma de l’escalier droit* 14

Figure II. 7 *Coupe verticale d’un voile*..... 16

Figure II. 8 *Schéma statique de l’acrotère* 20

Figure II. 9 *La surface afférente de l’étage 12* 22

Figure II. 10 *La surface afférente de l’étage 11* 22

Figure II. 11 *La surface afférente des étages 1 a 10*..... 23

Figure II. 12 *La surface afférente de l’étage RDC* 23

Figure II. 13 *La surface afférente de l’entre sol 1* 24

Figure. III. 1 *Différents types de poutrelles des étages courts* 31

Figure. III. 2 *Différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible*..... 32

Figure. III. 3 *Schéma d’une Poutre* 33

Figure. III. 4 *Evaluation des efforts tranchant par la méthode forfaitaire*..... 34

Figure. III. 5: *schéma statique d’une poutrelle sur trois appuis* 35

Figure. III. 6 *Schéma statique de la poutrelle*..... 37

Figure. III. 7 *Schéma de ferrailage des poutrelles*..... 45

Figure. III. 8 *Ferrailage de la dalle de compression* 46

Figure. III. 9 *Panneau D1 du RDC*..... 46

Figure. III. 10 *le panneau D2 sur 2 appuis*..... 51

Figure. III. 11 *le panneau D3 sur 3 appuis* 51

Figure. III. 12 . *Coupe A-A de la dalle du RDC*..... 54

Figure. III. 13 . *Ferrailage de la dalle du RDC* 54

Figure. III. 14 *La coupe A-A de panneau de D2* 54

Figure. III. 15 <i>Ferraillage de panneau D2</i>	54
Figure. III. 16 <i>La coupe A-A de panneau de D3</i>	55
Figure. III. 17 <i>Ferraillage de panneau D3</i>	55
Figure. III. 18 <i>Schéma statique de l'escalier</i>	55
Figure. III. 19 <i>Tronçon 1</i>	56
Figure. III. 20 <i>Tronçon 2</i>	56
Figure. III. 21 <i>Section d'escalier à ferrailer</i>	57
Figure. III. 22 <i>Schéma de ferraillage de l'escalier</i>	59
Figure. III. 23 <i>Schéma statique de la poutre palière</i>	59
Figure. III. 24 <i>Les moments de torsion sur la poutre palière</i>	61
Figure. III. 25 <i>Ferraillage de la poutre palière</i>	63
Figure. III. 26 <i>Schéma statique de l'acrotère</i>	64
Figure. III. 27 <i>Ferraillage de l'acrotère</i>	68
Figure. III. 28 <i>Schéma statique de la poutre de chainage sur 3 appuis</i>	69
Figure. III. 29 <i>Ferraillage de la poutre de chainage</i>	71
Figure. III. 30 <i>Dimensions de l'ascenseur</i>	71
Figure. III. 31 <i>Représentation de la surface de la charge concentrée</i>	72
Figure. III. 32 <i>Schéma de ferraillage du local machine</i>	76
Figure IV. 1 <i>Spectre de réponse sens X-X et Y-Y</i>	80
Figure IV. 2 <i>Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS V16</i>	81
Figure IV. 3 <i>Plans de disposition des voiles</i>	81
Figure IV. 4 <i>Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X)</i>	83
Figure IV. 5 <i>Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)</i>	83
Figure IV. 6 <i>Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)</i>	84
Figure V - 1 <i>Zone nodale</i>	97
Figure V - 2 <i>Section d'un poteau</i>	102
Figure V - 3 <i>Répartition des moments dans la zone nodale</i>	105
Figure V - 4 <i>Schémas des contraintes</i>	113
Figure V - 5 <i>Zone tendue et courante dans les voiles</i>	114
Figure V - 6 <i>Schéma de ferraillage de voile (vx3) de RDC</i>	118
Figure VI. 1 <i>Radier nervurer</i>	120
Figure VI. 2 <i>Schéma de la structure avant décalage de repère local</i>	122
Figure VI. 3 <i>Schéma de la structure après décalage de repère local</i>	122
Figure VI. 4 <i>Le panneau le plus sollicité</i>	126

Figure VI. 5. <i>Ferraillage du radier.</i>	128
Figure VI. 7 <i>Schéma statique du débord</i>	128
Figure VI. 7 <i>Schéma de ferraillage de débord</i>	129
Figure VI. 8. <i>Schéma des lignes de ruptures de la dalle du radier.</i>	130
Figure VI. 9. <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.</i>	131
Figure VI. 10. <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.</i>	131
Figure VI. 11. <i>Schéma statique de la nervure selon Y-Y avec les charges équivalentes.</i>	132
Figure VI. 12. <i>Schéma statique de la nervure selon X-X.</i>	132
Figure VI. 13. <i>Schéma des nervures.</i>	134
Figure VI. 14. <i>Ferraillage des nervures sens X-X.</i>	137
Figure VI. 15. <i>Ferraillage des nervures sens y-y.</i>	138
Figure VI. 16 <i>le diagramme des contraintes</i>	139
Figure VI. 17. <i>Ferraillage du voile périphérique</i>	141

Liste des tableaux

Tableau I. 1 Valeur des Coefficients de sécurité selon le BAEL	3
Tableau I. 2 Résistances caractéristiques du béton en fonction de sa qualité.....	4
Tableau I. 3 Valeurs de θ en fonction du temps.	5
Tableau II. 1 Dimensionnement de dalles pleines.....	14
Tableau II. 2 Dimensionnement des voiles	17
Tableau II. 3 Charges d'exploitations des déformés éléments.	17
Tableau II. 4 Evaluation des charges des planchers étages courants.....	18
Tableau II. 5 Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II. 6 Evaluation des charges des planchers dalles pleines $e=15cm$	19
Tableau II. 7 Evaluation des charges des planchers dalles pleines $e=12cm$	19
Tableau II. 8 Evaluation des charges sur la volée	19
Tableau II. 9 Evaluation des charges sur le palier	19
Tableau II. 10 Evaluation des charges des murs double cloisons.....	20
Tableau II. 11 Evaluation des charges de l'acrotère	21
Tableau II. 12 Tableau récapitulatif des poids des poteaux.....	22
Tableau II. 13 Descente de charge pour le pot (C6).....	25
Tableau II. 14 efforts normaux dans les 2 poteaux (C6) et (C8).....	27
Tableau II. 15 Vérification des poteaux à la compression simple.....	28
Tableau II. 16 Vérification des poteaux au flambement.....	29
Tableau. III. 1 Charges sur les poutrelles	32
Tableau. III. 2 les sollicitations des moments isostatiques	35
Tableau. III. 3 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages courants....	36
Tableau. III. 4 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse	37
Tableau. III. 5 Calcul du ferrailage à l'ELU des étages courants	45
Tableau. III. 6 Ferrailage au niveau des appuis.....	48
Tableau. III. 7 Tableau de ferrailage sens y-y.	49
Tableau. III. 8 Tableau des vérifications à l'ELS.	50
Tableau. III. 9 Vérification des flèches.	50
Tableau. III. 10 Sollicitations maximales dans les panneaux de dalle D2 et D3.	52
Tableau. III. 11 Calcul de ferrailage.....	52
Tableau. III. 12 Vérification des contraintes à l'ELS.	52
Tableau. III. 13 Calcul des sections d'acier à l'ELS.....	53

Liste des Tableaux

Tableau IV- 1. Valeurs des pénalités.....	79
Tableau IV- 2. Période et taux de participation massique de la structure.....	82
Tableau IV- 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	84
Tableau IV- 4. Vérification de l'effort normal réduit.....	85
Tableau IV- 5. Interaction sous charge horizontal.....	86
Tableau IV- 6. Vérification des déplacements relatifs selon X-X.....	87
Tableau IV- 7 Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.....	87
Tableau IV- 8. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X.....	89
Tableau IV- 9 vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y.....	89
Tableau V -1 Sollicitations dans les poutres principales non associées aux voiles.....	92
Tableau V -2 Sollicitations dans les poutres secondaires non associées aux voiles.....	92
Tableau V -3 Sollicitations dans les poutres principales associées aux voiles.....	92
Tableau V -4 Sollicitations dans les poutres secondaires associées aux voiles.....	93
Tableau V -5 Ferrailage des poutres principales non associées aux voiles.....	93
Tableau V -6 Ferrailage des poutres secondaires non associées aux voiles.....	93
Tableau V -7 Ferrailage des poutres principales associées aux voiles.....	94
Tableau V -8 Ferrailage des poutres secondaires associées aux voiles.....	94
Tableau V -9 Vérification des contraintes tangentielles.....	95
Tableau V -10 Vérification de l'état limite de compression.....	95
Tableau V -11 Vérification de l'état limite de déformation.....	96
Tableau V -12 Sollicitations dans les poteaux.....	99
Tableau V -13 Ferrailages des poteaux.....	100
Tableau V -14 Vérification du ferrailage transversal.....	101
Tableau V -15 Vérification au flambement des poteaux.....	102
Tableau V - 16 Les sollicitations maximales à l'ELS.....	102
Tableau V -17 Vérification des contraintes dans les poteaux.....	103
Tableau V -18 Vérification des contraintes de cisaillements.....	105
Tableau V -19 Moments résistants des poteaux.....	106
Tableau V -20 Moments résistants dans les poutres principales.....	107
Tableau V -21 Moments résistants dans les poutres secondaires.....	107
Tableau V -22 Vérification des zones nodales poutres principales.....	107
Tableau V -23. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.....	108
Tableau V -24 Moment résistant des poteaux.....	109
Tableau V -25. Vérification des zones nodales poutres principales.....	109

Tableau V -26. <i>Vérification des zones nodales poutres secondaires.</i>	109
Tableau V -27. <i>Sollicitations dans le voile du RDC.</i>	111
Tableau V -28. <i>Ferraillage du voile Vx1 et Vx4.</i>	114
Tableau V -29. <i>Ferraillage de voile Vx2, Vx3, Vx5, Vx6, Vx7 et Vx8.</i>	115
Tableau V -30. <i>Ferraillage de voile Vy1 et Vy2.</i>	116
Tableau V -31. <i>Ferraillage de voile Vy3, Vy4, Vy5 et Vy6.</i>	116
Tableau VI. 1 <i>ferraillage de radier.</i>	127
Tableau VI. 2 <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	127
Tableau VI. 3 <i>Calcul des armatures à l'ELS.</i>	127
Tableau VI. 4 <i>Ferraillage de débord.</i>	128
Tableau VI. 5 <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	129
Tableau VI. 6 <i>Calcul des armatures à l'ELS.</i>	129
Tableau VI. 7 <i>Les chargements sur les travées sens Y-Y.</i>	132
Tableau VI. 8 <i>Les chargements sur les travées sens X-X.</i>	133
Tableau VI. 9 <i>Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.</i>	133
Tableau VI. 10 <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.</i>	133
Tableau VI. 11 <i>Tableau des sollicitations l'ELU sens X-X.</i>	133
Tableau VI. 12 <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.</i>	134
Tableau VI. 13 <i>Calcul des ferraillages.</i>	135
Tableau VI. 14 <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	136
Tableau VI. 15 <i>Calcul des armatures à l'ELS.</i>	136
Tableau VI. 16 <i>Calcul des moments.</i>	139
Tableau VI. 17 <i>Ferraillage des voiles périphériques.</i>	139
Tableau VI. 18 <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	140
Tableau VI. 19 <i>Calcul des armatures à l'ELS.</i>	140

Tableau des notations et symboles

Symboles	Notations
A', Aser	<i>Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.</i>
At	<i>Section d'un cours d'armature transversale.</i>
A	<i>Coefficient d'accélération de zone.</i>
α	<i>Coefficient de la fibre neutre.</i>
B	<i>Aire d'une section de béton.</i>
Br	<i>Section réduite.</i>
b	<i>La largeur en générale.</i>
C	<i>Cohésion du sol.</i>
D	<i>Facteur d'amplification dynamique.</i>
E	<i>Module d'élasticité longitudinale.</i>
Ei	<i>Module de Yong instantané.</i>
Ev	<i>Module de Yong différé.</i>
Es	<i>Module d'élasticité de l'acier.</i>
ELU	<i>Etat limite ultime.</i>
ELS	<i>Etat limite de service.</i>
fbu	<i>Contrainte de compression du béton.</i>
fe	<i>Limite d'élasticité de l'acier.</i>
fc28	<i>Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.</i>
ft28	<i>Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.</i>
fji	<i>Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.</i>
fgi	<i>Flèche instantanée due aux charges permanentes.</i>
fqi	<i>Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.</i>
fgv	<i>Flèche différée due aux charges permanentes.</i>
Δf	<i>Fleche totale.</i>
Δf_{adm}	<i>Fleche admissible.</i>
G	<i>Charges permanentes.</i>
H	<i>Hauteur.</i>
ht	<i>Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.</i>
hcc	<i>Hauteur du corps creux.</i>
hdc	<i>Hauteur de la dalle de compression.</i>
he	<i>Hauteur libre d'étage.</i>
hr	<i>Hauteur de la dalle du radier.</i>
I	<i>Moment d'inertie.</i>
If	<i>Moment d'inertie fissuré.</i>
Q	<i>Charge d'exploitation / facteur de qualité.</i>
L	<i>Portée d'un élément.</i>
Lmax	<i>Longueur maximale entre deux éléments porteurs.</i>
Lx	<i>Distance entre de deux poutrelles.</i>
Ly	<i>Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.</i>
M	<i>Moment en générale.</i>
Ma	<i>Moment en appui.</i>
Mt	<i>Moment en travée.</i>

M_0	<i>Moment isostatique.</i>
N	<i>Effort normal.</i>
n	<i>Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.</i>
R	<i>Coefficient de comportement global.</i>
S	<i>Section d'un élément.</i>
S_{rad}	<i>Surface du radier.</i>
St	<i>Espacement des armatures.</i>
T_1, T_2	<i>Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.</i>
V	<i>Effort tranchant.</i>
W	<i>Poids de la structure.</i>
σ_{bc}	<i>Contrainte de compression du béton.</i>
σ_{st}	<i>Contrainte de traction dans l'acier.</i>
γ_w	<i>Pois volumique de l'eau.</i>
γ_b	<i>Coefficient de sécurité concernant le béton.</i>
γ_s	<i>Coefficient de sécurité concernant l'acier.</i>
σ_{adm}	<i>Contrainte admissible.</i>
τ	<i>Contrainte de cisaillement.</i>
ξ	<i>Pourcentage d'amortissement critique.</i>
CT	<i>Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.</i>
β	<i>Coefficient de pondération.</i>
λ_i	<i>Coefficient instantané.</i>
λ_v	<i>Coefficient différé.</i>

Introduction générale

Introduction générale

Le bâtiment est soumis à de multiples actions mais le plus dangereux demeure le tremblement de terre. Le séisme est un phénomène naturel inévitable et difficile à prévoir, cependant, ses effets induits sur la structure ou le bâtiment peuvent être prévus et par la suite contrôlés en analysant son comportement dynamique.

L'objectif de l'étude dynamique est d'analyser la réponse des bâtiments face aux actions sismiques qui leur seront "probablement" appliquées. Les règles parasismiques ont pour objectif principal l'assurance de la protection de la vie des personnes à l'intérieur de ces bâtiments. La continuité du bâtiment à assurer ses fonctionnalités après un tremblement de terre vient en deuxième place en fonction de son importance et de l'importance des services qu'il assure (hôpital...).

Notre travail consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerce et habitation) contreventé par un système mixte (voiles-portique)

Dans ce travail, le premier chapitre a été consacré à un rappel de quelques notions théoriques sur le règlement BAEL. On a ensuite prédimensionné les éléments porteurs secondaires de notre bâtiment avant de procéder à leur ferrailage en chapitre trois.

Le chapitre quatre a porté sur l'analyse de la stabilité latérale de la structure sous les effets d'efforts dynamiques dus au séisme. Le choix de la structure porteuse permettra de définir le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations dynamiques.

Dans le cinquième chapitre, nous avons ferrillé les éléments porteurs principaux sur la base des sollicitations résultantes de l'analyse dynamique tout en respectant les exigences du règlement parasismique en vigueur.

Les études des fondations et du système de soutènement sont grandement influencées par les contraintes techniques du site. En utilisant les données du rapport géotechnique relatif au sol d'assise, nous avons choisi le système de fondation adéquat et l'avons dimensionné en fonction des sollicitations transmises par la superstructure en dernier chapitre.

Chapitre I :

Généralités

I.1 Introduction:

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable. Nous présentons dans ce chapitre une brève description de l'ouvrage qui nous a été confié pour l'étude ainsi que les principales caractéristiques du béton armé.

I.2 Description et implantation :

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'étude est une construction (R+12) avec 2 entre sols en béton armé bi-fonctionnelle qui regroupe commerce et logements d'habitation.

L'ouvrage est implanté à Sidi Aich commune et daïra de la wilaya Bejaia.

Le bâtiment est composé de :

- Entre sol 2 à usage commercial (5 locaux).
- Entre sol 1 à usage d'habitation (2 logements F3).
- Le rez-de-chaussée (RDC) jusqu'au 11^{ème} étage à usage d'habitation (4 logements F3).
- Le 12^{ème} étage à usage d'habitation (2 logements F3).

Le bâtiment est implanté à Bejaia, zone classée de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA2003. Il est classé, selon le même règlement, en groupe d'usage 1B : ouvrage de grande importance car il peut accueillir plus de 300 personnes.

I.2.1 Dimensions en élévation:

- Hauteur totale de bâtiment H = 48.92m
- Hauteur de l'entre sol 2 h = 4.08m.
- Hauteur des autres étages h = 3.06m.

I.2.2 Dimensions en plan:

- La structure présente une forme de H, (voir la Figure suivant).
- Longueur maximale = 26.2m
- Largeur maximale = 22m

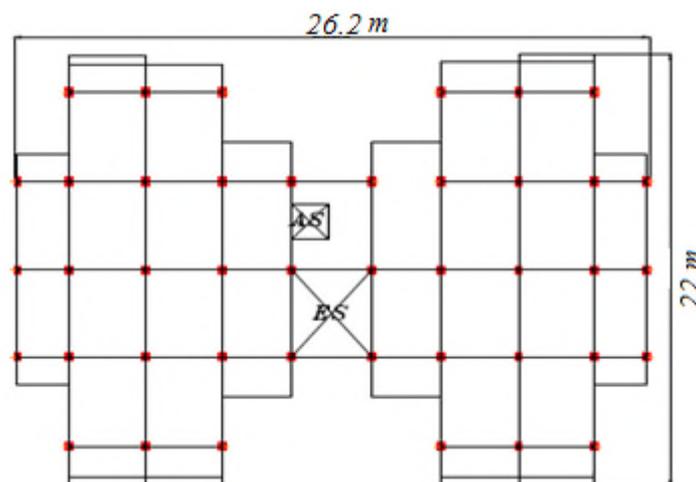


Figure I. 1 La forme de la structure

I.2.3 Ossature de l'ouvrage:

Selon le RPA2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone de moyenne sismicité, il est indispensable d'introduire des voiles.

Le système de contreventement sera défini ultérieurement.

I.3 Normes et règlements utilisés :

- Règlement parasismique Algérien (RPA 99v2003).
- Règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91).
- Règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
- Document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

Les calculs ont été menés conformément aux règles béton armé aux états limites,

Etat limite ultime et Etat limite de service.

a- Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la valeur maximal de la capacité portant de l'ouvrage, Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, il existe 3 états sont :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux (acier ou béton).
- ✓ Etat limite la stabilité de forme.

b- Etat limite de service (ELS)

C'est la condition qui doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et durabilité soient assurés son dépassement, Le dépassement de cet état conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

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

➤ Les Coefficient de sécurité :

Le BAEL utilisé, pour le calcul du ferrailage, les deux coefficients de sécurité γ_b pour le béton et γ_s pour l'acier, Ils sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau I. 1 Valeur des Coefficients de sécurité selon le BAEL

Désignation	γ_b	γ_s
Situations courantes	1.5	1.15
Situations accidentelles	1.15	1

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1 Le Béton:

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression. Il est composé du ciment, sable, gravier et de l'eau. Ses caractéristiques principales sont les suivantes :

- Résistance caractéristique à la compression

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

Pour $j < 28$ jours, on a les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie selon le BAEL par les relations (Figure I-2):

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

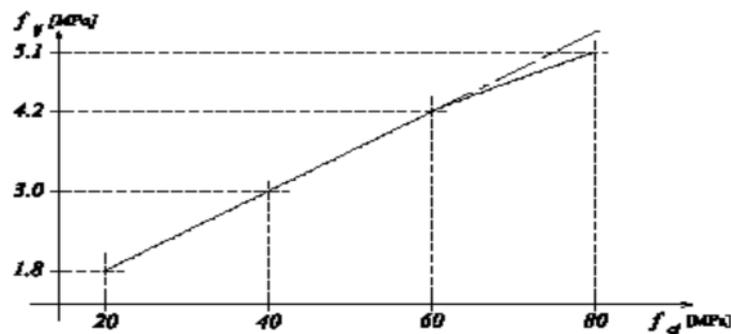


Figure I. 2 Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

En général la qualité du béton à réaliser étant connue, On admet les résistances caractéristiques suivantes (cahier de cours béton I) :

Tableau I. 2 Résistances caractéristiques du béton en fonction de sa qualité.

Qualité de béton	Dosage en ciment (KG/m ³)	Résistance caractéristique a 28 jours	
		f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
Béton de faible résistance	300	16	1.6
Béton courant	350	20	1.8

Béton de haute résistance	400	25	2.1
Béton de tres haute résistance	400+adjuvant	30	2.4

- **Contrainte limite du calcul:**

a- **État limite ultime (ELU) :**

- **Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle (Figure I-3)

Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\epsilon_{bc2} = 3.5 \text{ ‰}$

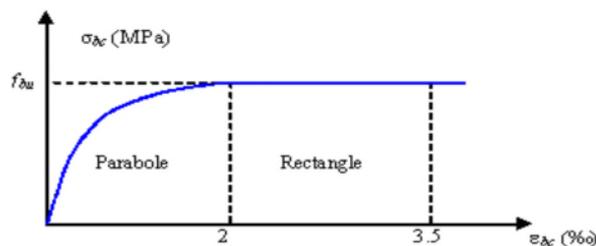


Figure I. 3 Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28}$$

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement, (Tableau I-3)

Tableau I. 3 Valeurs de θ en fonction du temps.

Durée	>24h	1h a 24h	<1h
θ	1	0.9	0.85

- **la contrainte de cisaillement ultime :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2fcj}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right) \\ \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.15fcj}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{fissuration peut nuisible} \\ \text{fissuration nuisible ou fissuration très nuisible} \end{array}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{F. P. N} \\ \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{FN ou FTN} \end{array} \right.$$

b- Etat limite de service (ELS):

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

➤ **Modules de déformation longitudinale :**

- **Module d'élasticité instantanée:**

Le module de Young instantanée du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

$$E_{ij} = 11000 \times (\sqrt[3]{f_{cj}}) \quad \text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$$

- **Module d'élasticité différé :**

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 \times (\sqrt[3]{f_{cj}}) \quad \text{Ou } E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{pour } f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4\text{MPa}$$

➤ **Modules de déformation transversale :**

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

Avec

E : module de Young et ν : Coefficients de poisson.

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).} \\ \nu = 0,2 & \text{pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G = 0.4E & \text{pour le béton non fissure (ELS)} \\ G = 0.5E & \text{pour le béton fissure (ELU)} \end{cases}$$

I.4.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

➤ **Contrainte limite :**

- **Diagramme contrainte déformation** (Figure I-3):

E_s : module d'élasticité de l'acier avec $E_s = 200000 \text{MPa}$

$\sigma = E \times \varepsilon$ Loi de HOOK.

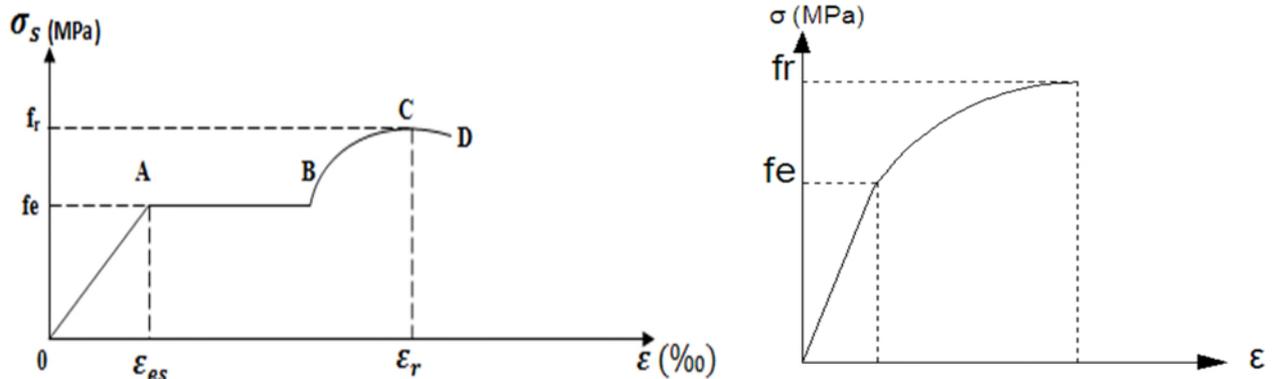


Figure I. 4 *diagramme expérimental du l'acier naturel et du l'acier écrouis*

- **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

a- Etat limite ultime (ELU):

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure suivant :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

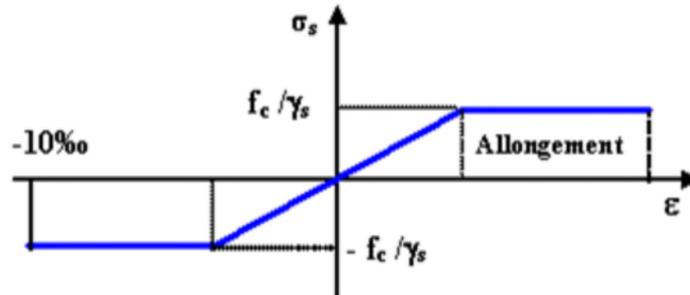


Figure I. 5 Diagramme contrainte-déformation d'acier

b- Etat limite de service (ELS):

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

✓ **Fissuration peu préjudiciable (FPN) :**

Aucune vérification à faire en dehors des calculs à l'ELU.

✓ **Fissuration préjudiciable (FN):**

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

✓ **Fissuration très préjudiciable (FTN):**

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

I.5 Rapport de sol :

D'après l'interprétation des résultats de l'étude géotechnique (rapport de sol) on a la contrainte admissible du sol appliquée dans le calcul pour le bâtiment est de **1.8 bars** a un ancrage de **1.50m** (Annexe 5)

I.6 Quelques valeurs limites utilisées dans l'étude :

Dans toute l'étude du projet, nous considérons les valeurs suivant :

$$f_{c28} = 25MPa$$

$$f_{t28} = 2.1MPa$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2MPa & (\text{situation durable}) \\ f_{bu} = 18.48MPa & (\text{situation accidentel}) \end{cases}$$

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

$$E_{bi} = 32164.2MPa$$

$$E_{bv} = 10721.4MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} = \min\left(\frac{0.2fc_j}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPa} & (\text{fisuration peu nuisible}) \\ = \min\left(\frac{0.15fc_j}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ MPa} & (\text{fisuration nuisible ou tres nuisible}) \end{cases}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} f_{st} = 348 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ f_{st} = 400 \text{ MPa} & (\text{situation accidentel}) \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} = \min\left(\frac{3}{2}f_e, 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.63MPa & (\text{fisuration nuisible}) \\ = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 164.97 \text{ MPa} & (\text{fisuration tres nuisible}) \end{cases}$$

$\frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$: Contrainte de cisaillement limite au de laquelle les armatures transversales sont nécessaire dans une dalle

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des

éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

II.2 Eléments secondaires

II.2.1 Planchers

a- Planchers corps creux

La hauteur de plancher (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche

D'après le CBA 93 :

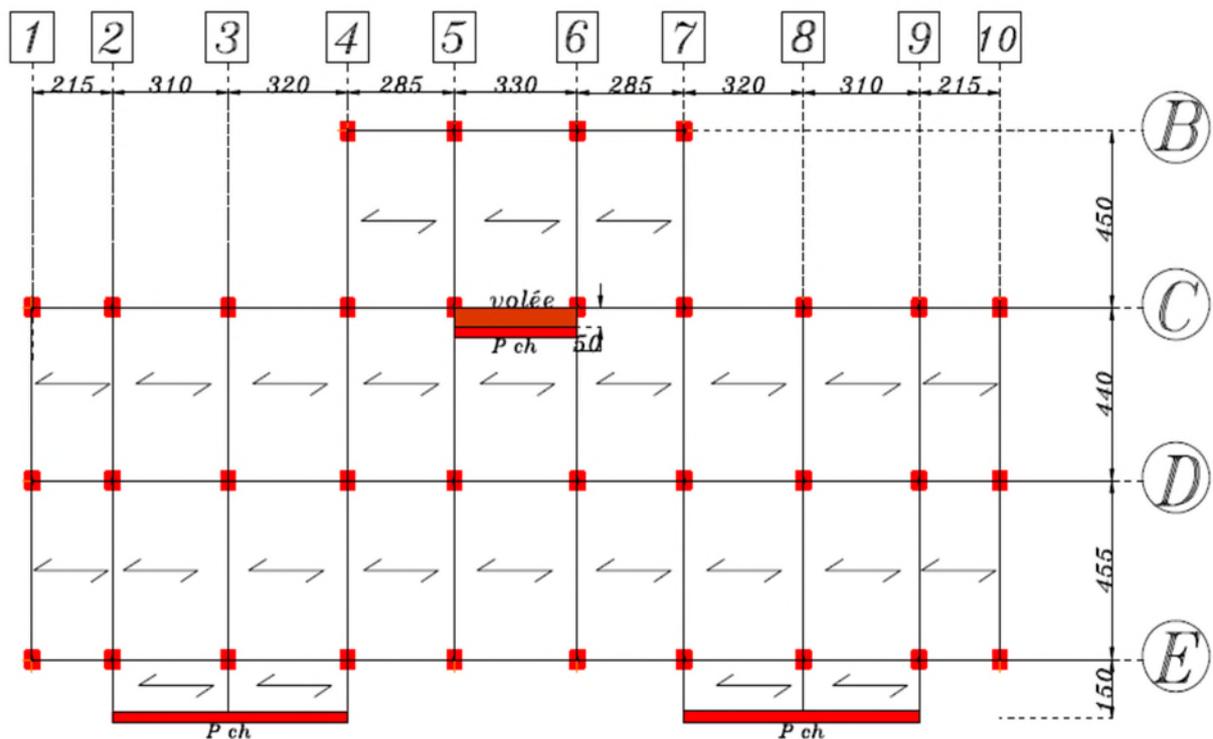
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.4.2.4})$$

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de disposition des poutrelles.

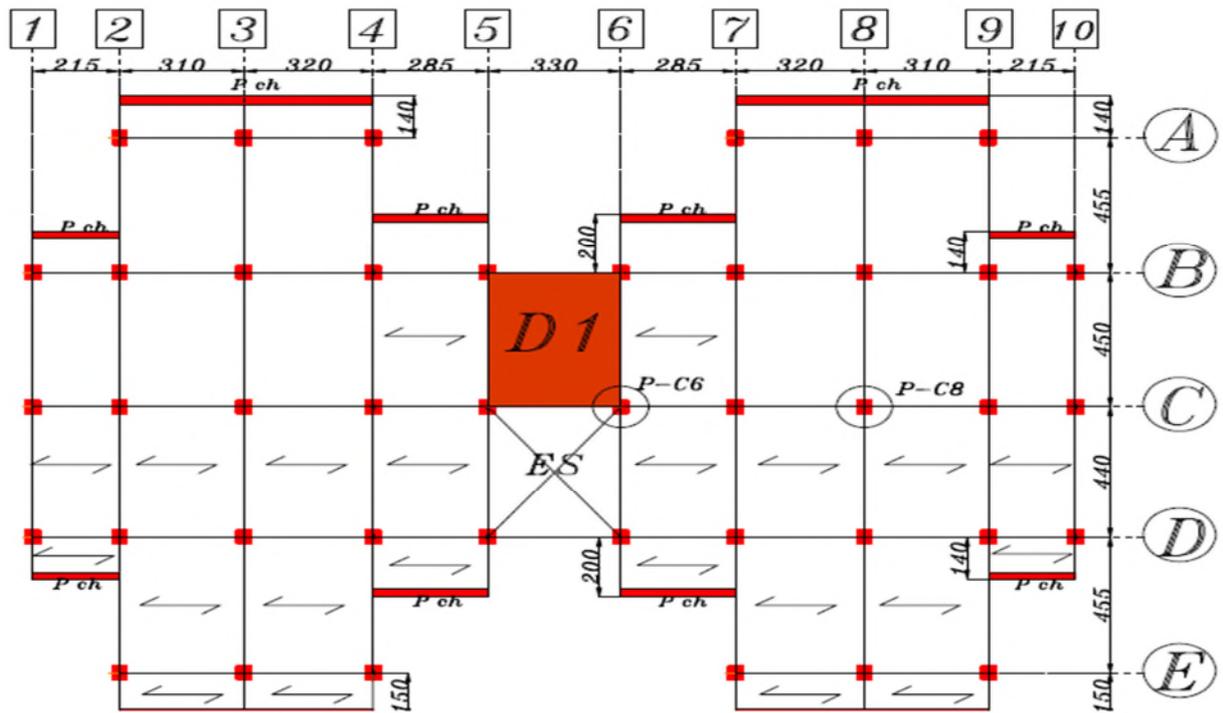
➤ **Disposition des poutrelles**

Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites travées. Les schémas de disposition dans les différents niveaux sont présentés sur les figures suivantes :

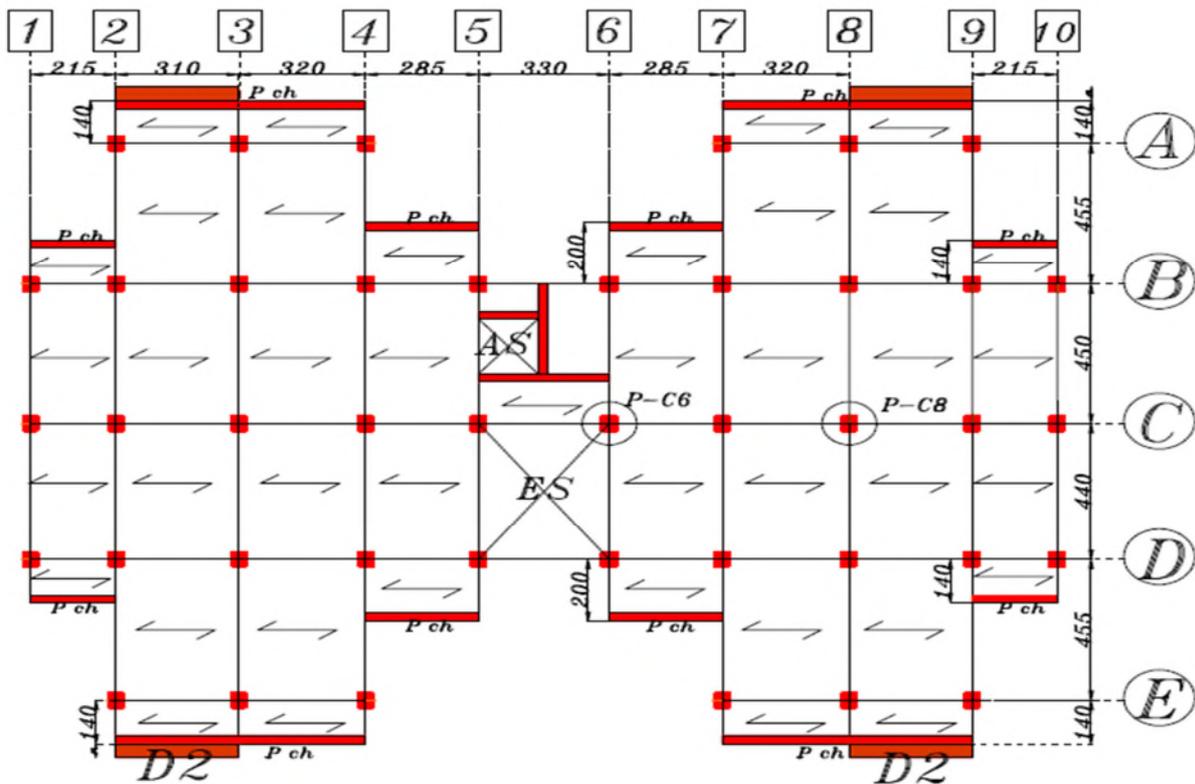
• **Etage entresol 1**



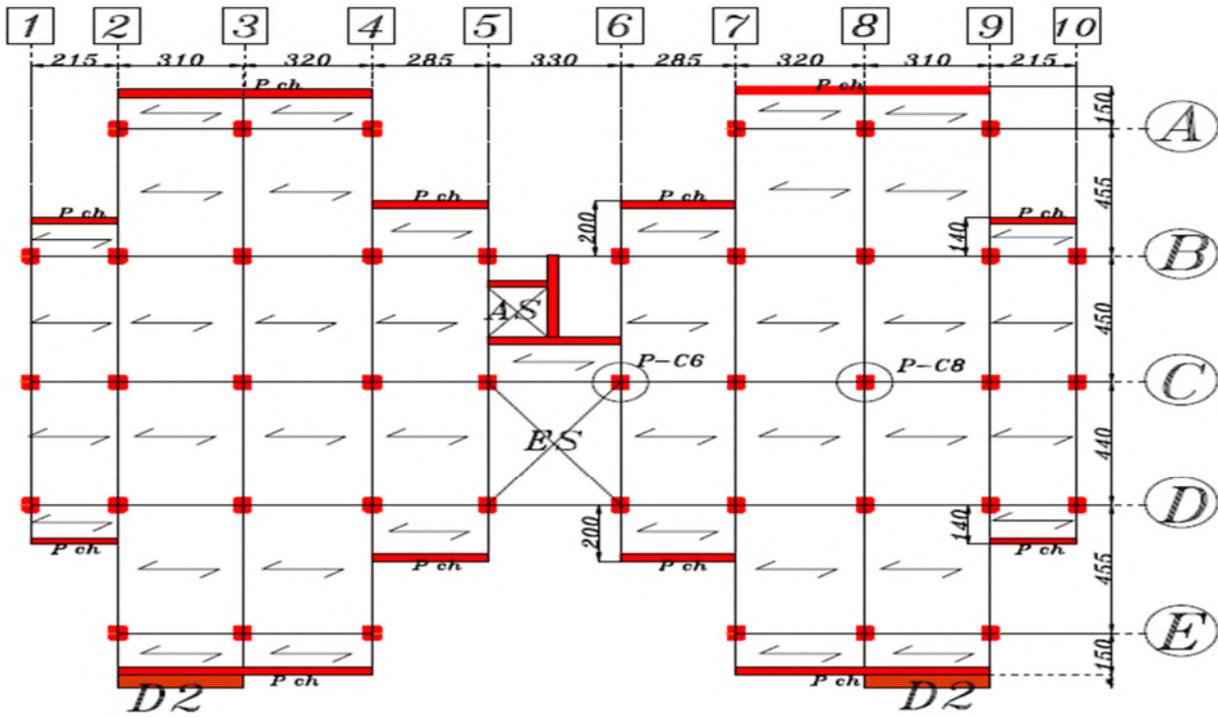
• Etage de l' RDC



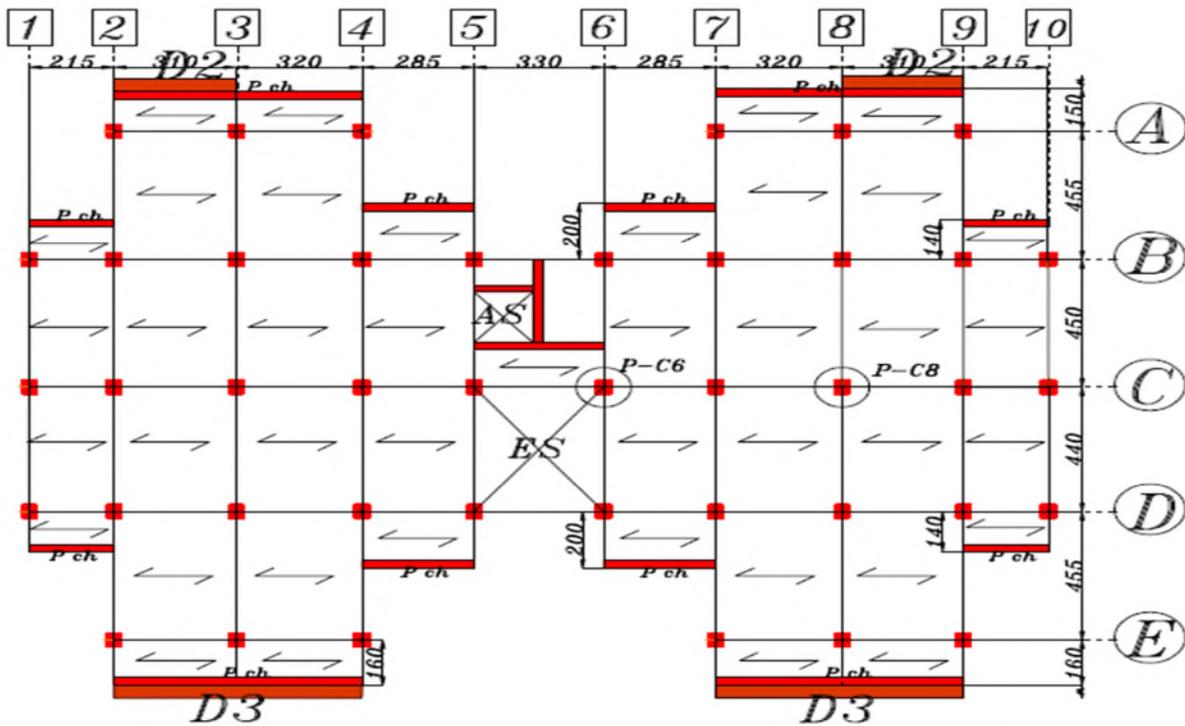
• Etage 1



- Etage 2



- Etages 3 jusqu'à 11



- Etage 12 (Terrasse)

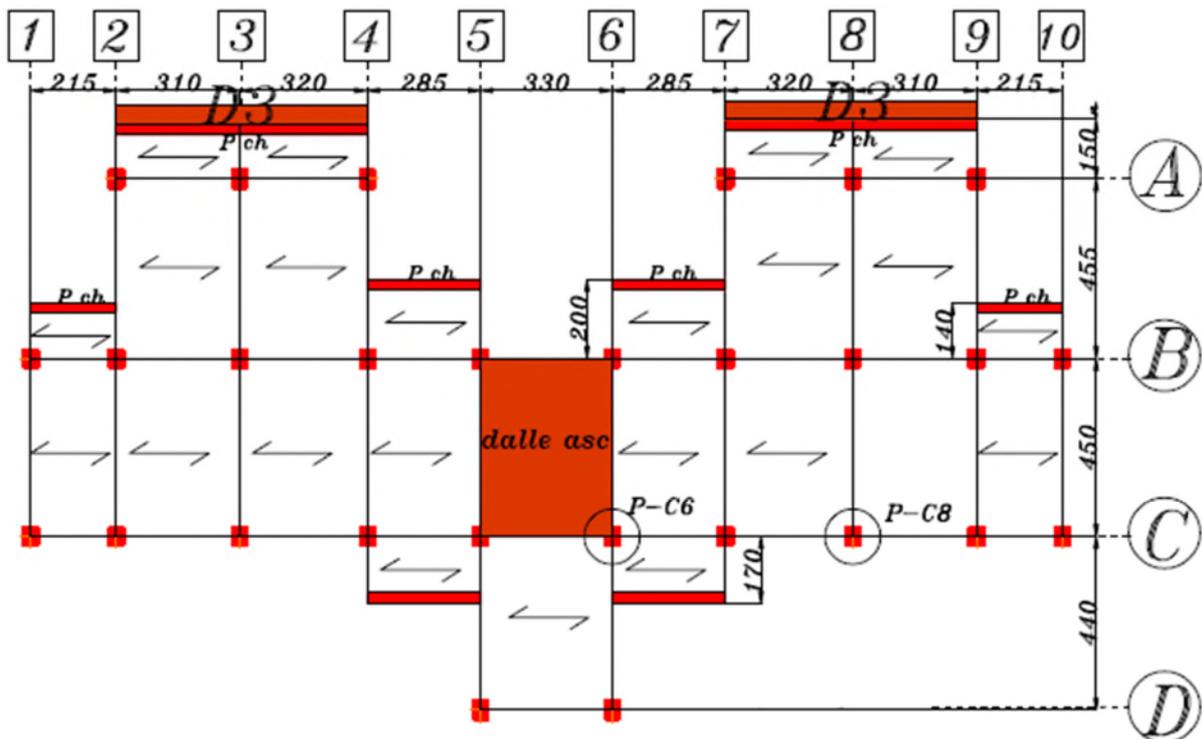


Figure II. 1 Disposition des poutrelles dans les différents niveaux.

A partir de des figures II-1 :

$$L_{\max} = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{300}{22.5} = 13.33 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

Remarque :

On a choisi des hourdis de 16 cm pour leur disponibilité sur le marché.

➤ Pré dimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres coulées sur place formant l'ossature du plancher.

Elles se calculent comme des sections en T, (figure II-2).

On a : $h_t = 20 \text{ cm}$ et $h_0 = 4 \text{ cm}$

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.6 \times h_t \rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$

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

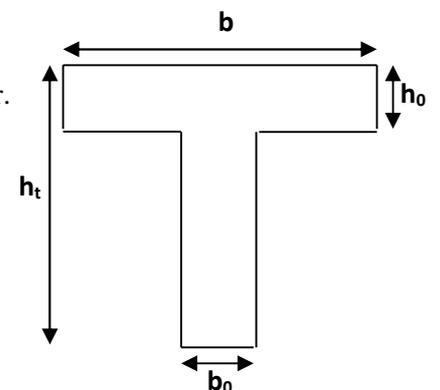


Figure II. 2 Dimensions de la poutrelle

L_x : Est l'entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 185$ cm

Donc on aura : $\left(\frac{b-10}{2}\right) \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{185}{10}\right) = \min(27,5; 18,5)$

Ce qui donne : $b \leq 47$ cm.

b- Planchers dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire ou arrondi dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

1- Critère de résistance

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle hyperstatique avec : $\rho < 0.4$.

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle isostatique.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle hyperstatique avec $\rho \geq 0.4$

L_x : est la plus petite portée et

L_y : la plus grand portée (entre nus d'appuis) du panneau de dalle.

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

2- Critère de coupe-feu

$e \geq 7$ cmpour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$ cmpour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14$ cmpour quatre heures de coupe-feu.

Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont représentés sur figures II-1.

✓ **Dalles sur quatre appuis D1**

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4.2} = 0.71 > 0.4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$
 $\Rightarrow 6.67 \text{ cm} \leq e \leq 7.5 \text{ cm}$

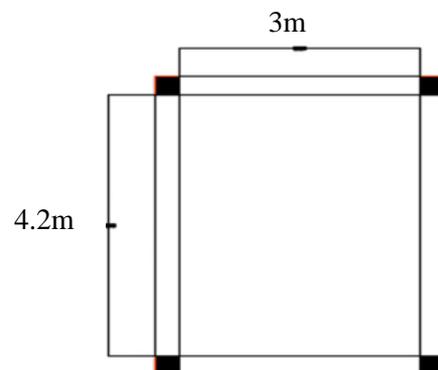


Figure II. 3 Panneau de dalle D1

✓ Dalles sur deux appuis D2

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.45}{2.8} = 0.16 < 0.4$$

panneau isotatique

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq 2.25$$

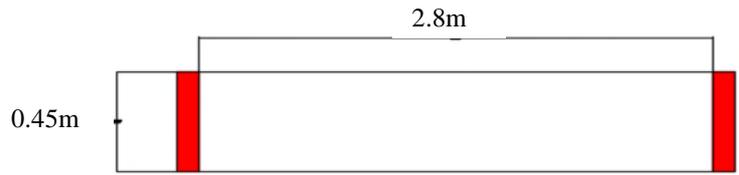


Figure II. 4 Panneau de dalle D2

✓ Dalles sur trois appuis D3

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.45}{2.8} = 0.16 < 0.4$$

panneau isotatique

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq 2.25$$

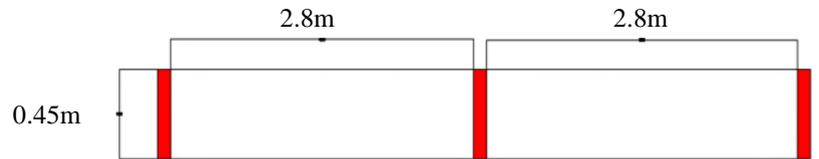


Figure II. 5 Panneau de dalle D3

Les différentes dimensions des dalles pleines sont données dans le tableau II-1

Tableau II. 1 Dimensionnement de dalles pleines

Panneaux	D1	D2	D3
$L_x(m)$	3	0.45	0.45
$L_y(m)$	4.2	2.8	2.9
ρ	0.71	0.16	0.15
$e (cm) \geq$	7.5	2.3	2.3
$e adoptée (cm)$	15	12	12

Pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est le plus déterminant.

II.2.2 Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, Dans notre structure on a un seul type d'escalier (Figure II.6)

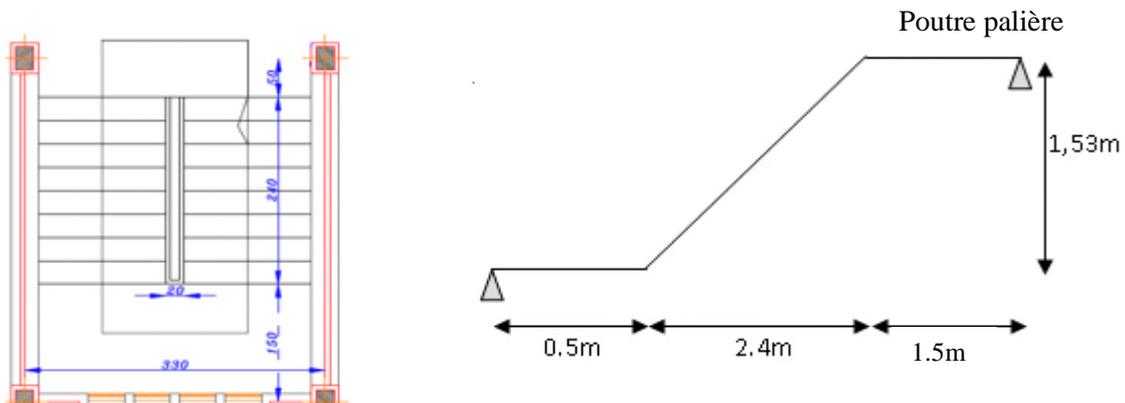


Figure II. 6 Schéma de l'escalier droit

➤ **Hauteur et largeur des marches**

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

Avec :

H₀ : demi-hauteur d'étage ;

n : nombre de contre marches ;

L₀ : longueur projetée de la volée ;

n-1 : nombre de marches.

En remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.4) \times n + 2 \times 1.53 = 0 \rightarrow n = 9$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

➤ **L'épaisseur de la pailasse « e »**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec : } L = L_{p1} + L_v + L_{p2}$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.84 \text{ m.}$$

$$L = 0.5 + 2.84 + 1.5 = 4.84 \text{ m.}$$

$$\frac{484}{30} \leq e \leq \frac{484}{20}$$

$$\Rightarrow 16.13 \leq e \leq 24.2 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

II.3 Les éléments principaux

II.3.1 Les poutres :

La hauteur des poutres est déterminée par la condition suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec **L** : la longueur de la travée maximale entre nus d'appuis

a- Les poutres principales :

$$L = 455 - 30 = 425$$

$$\Rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$$

On opte pour des poutres de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications des conditions de RPA :**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

b- Poutres secondaires

L: portée maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$)

$$L_{\max} = 300 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm.}$$

On opte pour des poutres de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications des conditions de RPA :**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Soit $(b \times h)_{ps} = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.3.2 Les voiles

Ce sont des éléments en béton armé utilisés pour reprendre les efforts sismiques, leurs coupe verticale représenté sur la figure II.7

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$
- $e \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2).$
- $L \geq 4 \times e \dots \dots \dots (3).$

Avec :

h_e : Hauteur libre du voile.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

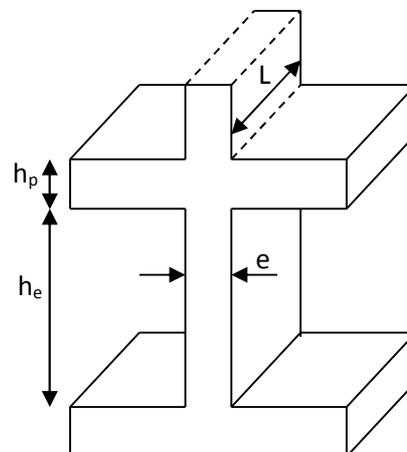


Figure II. 7 Coupe verticale d'un voile

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

Tableau II. 2 Dimensionnement des voiles

Etage	h Etage (m)	h Libre (m)	h _e / 20 (cm)	« e » adopté (cm)
Entre sol 2	4.08	3.78	18.9	20
Etage courant	3.06	2.76	13.8	15

II.3.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et les recommandations du RPA99V2003.

Les sections supposées des poteaux sont :

- ✓ 2^{ème} et 1^{er} entre sol $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ RDC et 1^{er} étages $(h \times b) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 2^{ème} et 3^{ème} étages $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 4^{ème} et 5^{ème} étages $(h \times b) = (40 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ 6^{ème} et 7^{ème} étages $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ 8^{ème} et 9^{ème} étages $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$
- ✓ 10^{ème} , 11^{ème} et 12^{ème} étages $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges

a- Charges d'exploitation

Tableau II. 3 Charges d'exploitations des différents éléments.

Nature de plancher	Valeurs « Q » (KN/m ²)
Etage terrasse inaccessible	1
Etage courant (habitation)	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

b- Charges permanentes

1- Plancher étage courant

Tableau II. 4 Evaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	e (cm)	Poids « G » (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	10	0.90
Revêtement en Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40

Lit Sable	3	0.54
Plancher corps creux (16+4)	20	2.80
Enduit de ciment	2	0.40
Σ		5.44

2- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 5 Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible

Désignations	e (cm)	Poids « G » (KN/m ²)
Gravillons d'étanchéité	4	0.8
Étanchéité multicouches	3	0.18
Forme de pente	8.5	1.87
Isolation thermique	4	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.8
Enduit de plâtre	2	0.40
Σ		6.06

3- Plancher dalle pleine

Tableau II. 6 Evaluation des charges des planchers dalles pleines e=15cm

Désignation des éléments	e (cm)	Poids « G » (KN/m ²)
Carrelage	2	0.40
Dalle pleine	15	3.75
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	3	0.54
Enduit de ciment	2	0.40
Σ		5.49

Tableau II. 7 Evaluation des charges des planchers dalles pleines e=12cm

Désignation des éléments	e (cm)	Poids « G » (KN/m ²)
Carrelage	2	0.40
Dalle pleine	12	3
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	3	0.54
Enduit de ciment	2	0.40
Σ		4.74

4- Charges sur l'escalier

Tableau II. 8 Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (cm) "e"	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2	0.44
Revêtement en carrelage vertical	2*h/g	0.24
Mortier de pose horizontal	2	0.40
Mortier de pose vertical	2*h/g	0.24
Marches	h/2	1.87
Paillasse	17/cos α	5
Enduit en plâtre	2/cos α	0.33
Σ		8.52

Tableau II. 9 Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm) "e"	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	17	4.25
Enduit en plâtre	2	0.2
Σ		5.61

5- Murs double cloisons:

Tableau II. 10 Evaluation des charges des murs double cloisons

Désignation des éléments	Epaisseur (cm) "e"	Poids « G » (KN/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	2	0.4
Briques creuses	15	1.3
Lame d'aire	5	/
Briques creuses	10	0.9
Enduit plâtre (intérieur)	2	0.2
Σ		2.8

6- acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont représentées dans la figure suivante :

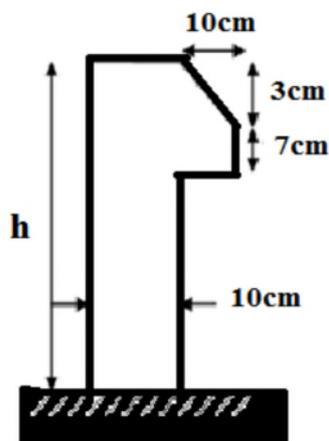


Figure II. 8 Schéma statique de l'acrotère

Le tableau suivant représente les caractéristiques des deux acrotères

Tableau II. 11 Evaluation des charges de l'acrotère

désignation	h (m)	Surface (m)	Poids (KN/ml).		Poids propre Totale G (KN/ml).	Surcharge D'exploitation Q (KN/ml).
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=3cm)		
Acrotère 1	0.7	0.0785	1.96	0.25	2.21	1
Acrotère 2	1.5	0.1585	3.96	0.54	4.32	1

II.3.3.2 Descente de charge :

La descente de charge est effectuée pour deux poteaux C6 et C8 (figure II.1) qui nous semblent être les plus chargés, comme le bâtiment est à usage d'habitations le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q.

✓ **La loi de dégression des charges :**

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

Sous la terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous avant dernier étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad h \geq 5$

D'après l'analyse des plans on constate que les poteaux les plus sollicités sont C6 (poteau associé à la cage d'escalier) et le poteau C8.

✓ **Poids des poteaux supposés :**

Tableau II. 12 Tableau récapitulatif des poids des poteaux.

poteaux	Sections (cm ²)	Hauteur (m)	Poids (KN)
Entre sol 2	45×45	4.08	20.65
Entre sol 1	45×45	3.06	15.5
RDC et 1 ^{er} étages	45×40	3.06	13.77
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	40×30	3.06	12.24
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	40×35	3.06	10.71
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	35×35	3.06	9.37
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	35×30	3.06	8.03
10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étages	30×30	3.06	6.89

✓ **Remarque :**

La descente de charge sera détaillée pour le poteau (C6) et nous donnerons le résultat final pour le poteau C8.

Descente de charge pour le poteau (C6)

a- Plancher étage 12 (terrasse inaccessible)

1- La surface afferent:

$S_1 = 3.15\text{ m}^2$ $S_2 = 2.69\text{ m}^2$ $S_3 = 3.08\text{ m}^2$ $S_4 = 2.18\text{ m}^2$

2- Poids de plancher :

$G_{ti} = 6.06\text{ KN/m}^2$; $Q_{ti} = 1\text{ KN/m}^2$

$G_{ti} = G_{dp} \times S_1 + G_{ti} \times (S_2 + S_3 + S_4) = 65.45\text{ KN}$

$Q_{ti} = Q_{ti} \times S_{tot} = 1 \times 11.1 = 11.1\text{ KN}$

3- Poids des poutres :

$$\begin{cases} P_{pp} = 0.35 \times 0.3 \times 4.15 \times 25 = 10.89\text{ KN} \\ P_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 2.78 \times 25 = 6.25\text{ KN} \\ P_{pch} = 0.2 \times 0.2 \times 1.28 \times 25 = 1.28\text{ KN} \end{cases}$$

→ $P_{tot} = 18.42\text{ KN}$

4- Poids de l'acrotère :

$$\begin{cases} G_{act1} = 2.32\text{ KN/ml et } L = 1.28\text{ m} \rightarrow P1 = 2.97\text{ KN} \\ G_{act2} = 4.32\text{ KN/ml et } L = 4.45\text{ m} \rightarrow P2 = 19.22\text{ KN} \end{cases}$$

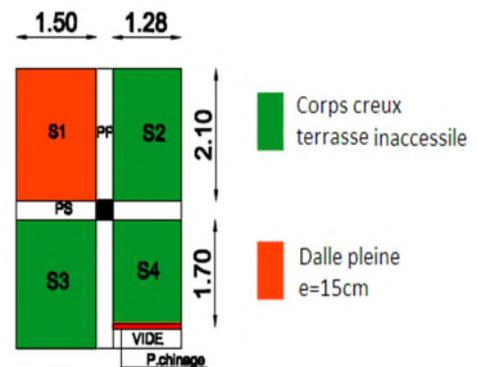


Figure II. 9 La surface afferente de l'étage 12

5- Poids des murs (double cloison).

$$G_{mur} = 2.8\text{KN/m}^2 \text{ et } S_{mur}=3.66 \text{ m}^2 \rightarrow P_{mur}=10.25 \text{ KN}$$

b- Plancher étage 11 :

1- La surface afferent:

$$S1=2.25 \text{ m}^2 \quad S4=0.49\text{m}^2$$

$$S2=2.69 \text{ m}^2 \quad S5=2.38\text{m}^2$$

$$S3=2.62 \text{ m}^2$$

2- Poids des poutres :

$$\begin{cases} P_{pp} = 0.35 \times 0.3 \times 4.15 \times 25 = 10.89 \text{ KN} \\ P_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 2.78 \times 25 = 6.25 \text{ KN} \\ P_{pch} = 0.2 \times 0.2 \times 1.5 \times 25 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow P_{tot} = 18.64 \text{ KN}$$

3- Poids du plancher:

$$\begin{cases} G_{p11} = G_{ec} \times (S1 + S2) + G_{et} \times S3 + G_p \times S4 + G_v \times S5 = 65.8\text{KN} \\ Q_{p11} = Q_{ec} \times (S1 + S2) + Q_{et} \times S3 + Q_{es} \times (S4 + S5) = 17.2\text{KN} \end{cases}$$

4- Poids des murs (double cloison).

$$G_{mur} = 2.8\text{KN/m}^2 \text{ et } S_{mur}=3.86 \text{ m}^2 \rightarrow P_{mur}=10.81 \text{ KN}$$

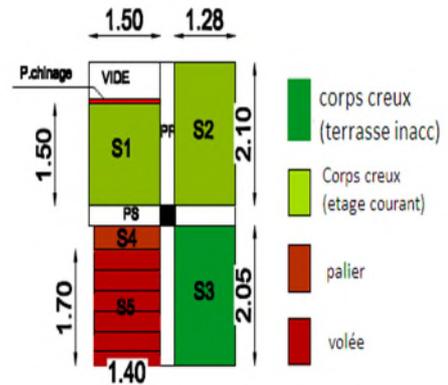


Figure II. 10 La surface afferente de l'étage 11

c- Plancher étage 10 à 1 :

1- La surface afferent

$$S1=2.69 \text{ m}^2 \quad S4=0.49\text{m}^2$$

$$S2=2.25 \text{ m}^2 \quad S5=2.38\text{m}^2$$

$$S3=2.62 \text{ m}^2$$

2- Poids des poutres :

$$\begin{cases} P_{pp} = 0.35 \times 0.3 \times 4.15 \times 25 = 10.89 \text{ KN} \\ P_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 2.78 \times 25 = 6.25 \text{ KN} \\ P_{pch} = 0.2 \times 0.2 \times 1.5 \times 25 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow P_{tot}=18.64 \text{ KN}$$

3- Poids du plancher:

$$G_{p10}=G_{ec} \times (S1+S2+S3) +G_p \times S4+G_v \times S5$$

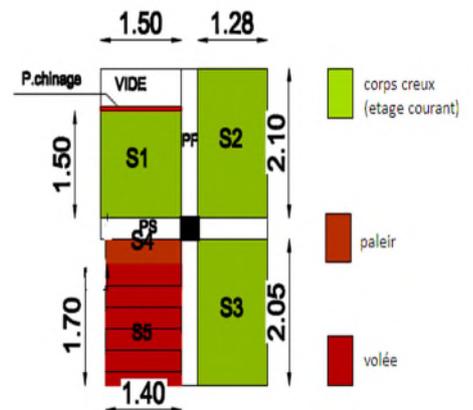


Figure II. 11 La surface afferente des étages 1 à 10

$$G_{p10}=63.93 \text{ KN}$$

$$Q_{p10}=Q_{ec} \times (S1+S2+S3)+Q_{es} \times (S4+ S5)$$

$$Q_{p10}=18.52 \text{ KN}$$

4- Poids des murs (double cloison).

$$G_{mur} = 2.8\text{KN/m}^2 \text{ et } S_{mur}=3.86 \text{ m}^2 \rightarrow P_{mur}=10.81 \text{ kn}$$

d- Plancher RDC :

1- La surface afferent

$$S1=3.15 \text{ m}^2 \quad S4=0.49\text{m}^2$$

$$S2=2.69 \text{ m}^2 \quad S5=2.38\text{m}^2$$

$$S3=2.62 \text{ m}^2$$

2- Poids des poutres :

$$P_{pp}=0.35 \times 0.3 \times 4.15 \times 25 = 10.89 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=0.3 \times 0.3 \times 2.78 \times 25 = 6.25 \text{ KN.}$$

3- Poids du plancher:

$$G_{RDC}=G_{dp} \times S1 + G_{ec} \times (S2+S3) + G_p \times S4 + G_v \times S5$$

$$G_{RDC}=69.21 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC}=Q_{ec} \times (S2+S3)+Q_{es} \times (S1+S4+ S5)$$

$$Q_{RDC}=19.87 \text{ KN}$$

4- Poids des murs (double cloison).

$$G_{mur} = 2.8\text{KN/m}^2 \text{ et } S_{mur}=3.86 \text{ m}^2 \rightarrow P_{mur}=10.81 \text{ kn}$$

e- Plancher entre sol 1:

1- La surface afferent

$$S1=3.15 \text{ m}^2 \quad S4=0.53 \text{ m}^2$$

$$S2=2.69 \text{ m}^2 \quad S5=2.55 \text{ m}^2$$

$$S3=2.62 \text{ m}^2$$

2- Poids des poutres :

$$\begin{cases} p_{pp} = 0.35 \times 0.3 \times 4.15 \times 25 = 10.89 \text{ KN} \\ p_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 2.78 \times 25 = 6.25 \text{ KN} \\ p_{pch} = 0.2 \times 0.2 \times 1.5 \times 25 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

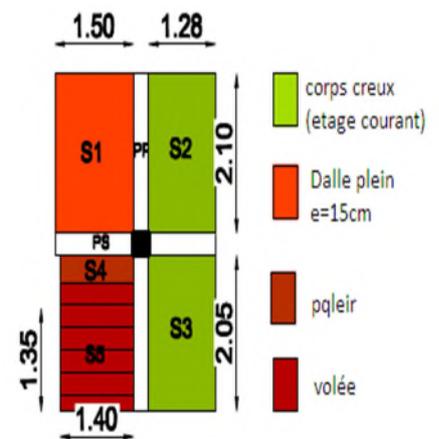


Figure II. 12 La surface afférente de l'étage RDC

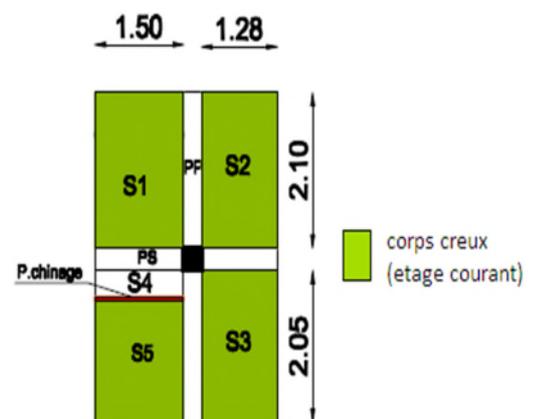


Figure II. 13 La surface afférente de l'entre sol 1

→ $P_{tot} = 18.64 \text{ KN}$

3- Poids du plancher:

$$G_{Esoll} = G_{ec} \times (S1 + S2 + S3 + S5) \rightarrow G_{Esoll} = 62.9 \text{ KN}$$

$$Q_{Esoll} = Q_{ec} \times (S1 + S2 + S3 + S5)$$

$$Q_{Esoll} = 16.52 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteaux (C6) sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau II. 13 Descente de charge pour le pot (C6).

Etage	Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Etage 12	N0	plancher	65,45	
		poutres+acc+mur	50,86	
		poteaux	6,88	
	somme	123,19		11.1
Etage 11	N1	venant de N0	123,19	
		plancher	65,8	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	6,88	
	somme	225,32		28.3
Etage 10	N2	venant de N1	225,32	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	6,88	
	somme	325,57		45.03
Etage 9	N3	venant de N2	325,57	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	8,03	
	somme	426,97		59.92
Etage 8	N4	venant de N3	426,97	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	8,03	
	somme	528,37		72.95
Etage 7	N5	venant de N4	528,37	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	9,37	
	somme	631,11		84.12
Etage 6	N6	venant de N5	631,11	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	

		poteaux	9,37	
	somme	somme	733,85	93.45
Etage 5	N7	venant de N6	733,85	
		plancher	63,92	
		Poutres +mur	29,45	
		poteaux	10,71	
	somme	somme	837,93	102.21
Etage 4	N8	venant de N7	837,93	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	10,71	
	somme	somme	942,01	112.42
Etage 3	N9	venant de N8	942,01	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	12,24	
	somme	somme	1047,62	121.89
Etage 2	N10	venant de N9	1047,62	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	12,24	
	somme	somme	1153,23	130.62
Etage 1	N11	venant de N10	1153,23	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,175	
		poteaux	13,77	
	somme	somme	1260,095	138.61
RDC	N12	venant de N11	1260,095	
		plancher	63,92	
		poutres +mur	29,45	
		poteaux	13,77	
	somme	somme	1367,235	148.07
Entre sol 1	N13	venant de N12	1367,235	
		plancher	69,21	
		poutres +mur	27,95	
		poteaux	15,5	
	somme	somme	1479,895	157.98
entre sol 2	N14	venant de N13	1479,895	
		plancher	62,9	
		poutres +mur	27,95	
		poteaux	20,65	
	somme	somme	1591,395	167.5

II.3.3.3 Calcul de l'effort normal ultime

A la base de Poteau C6 on a :

$$N_G=1591.395 \text{ KN et } N_Q=167.5 \text{ KN}$$

$$N_u=1.35G+ 1.5Q=1.35\times 1591.395+ 1.5\times 167.5$$

$$N_u=2399.63 \text{ KN}$$

Pour le poteau C8, nous avons trouvé de manière analogue :

$$N_G=1309.29 \text{ KN}$$

$$N_Q=142.45 \text{ KN}$$

$$N_u=1.35G+ 1.5Q=1.35\times 1309.29+ 1.5\times 142.45$$

$$N_u=1981.21 \text{ KN}$$

Récapitulation des résultats dans le tableau suivant :

Tableau II. 14 efforts normaux dans les 2 poteaux (C6) et (C8).

Poteaux	$N_G(\text{KN})$	$N_Q(\text{KN})$	$N_u(\text{KN})$
Poteau C6	1591,395	167.5	2399.63
Poteau C8	1309.29	142.45	1981.2

Le poteau le plus sollicité est **le poteau C6**

D'après le BAEL 91 l'effort N_u doit être majorée de :

$$\begin{cases} 10\% \rightarrow \text{portique a plusieurs travées} \\ 15\% \rightarrow \text{portique a 2 travées} \end{cases} \quad \text{BAEL91 (art B.8.1,1)}$$

Dans notre cas on majore N_u de 15% (on a 2 travées dans sens yy).

$$\text{Donc : } N_u^*=1.15\times N_u=1.15\times 2399.63 \rightarrow N_u^* = 2759.57 \text{ KN}$$

II.3.3.4 Les vérifications nécessaires**a- Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul (à la base de poteau C6)

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_u^*}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = f_{bu} \quad \text{avec : } B : \text{ la section de poteau.}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{2759.57 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.194 \text{ m}^2$$

$$\text{Or } B=0.45\times 0.45=0.2025 \text{ m}^2$$

$$B=0.2025 \text{ m}^2 > 0.194 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux du poteau (C6) :

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

poteaux	Sections (cm ²)	Nu*(MN)	B (m ²)	B _{cal} (m ²)	Observation B>B _{cal}
1 ^{er} et 2 ^{eme} entre sol	45×45	2,760	0,2025	0,194	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	45×40	2,378	0,18	0,167	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	40×40	2,016	0,16	0,142	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	40×35	1,656	0,14	0,117	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	35×35	1,301	0,1225	0,092	vérifiée
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	35×30	0,946	0,105	0,067	vérifiée
10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étages	30×30	0,583	0,09	0,041	vérifiée

b- Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

Exemple de calcul

Vérification au flambement pour le poteau du 2^{eme} entre sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (4.08 - 0.4) = 2.58m.$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025m^2.$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 3.41 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{3.41 \times 10^{-3}}{0.2025}} = 0.129m$$

$$\lambda = \frac{2.58}{0.129} = 19.83 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{19.83}{35}\right)^2} = 0.798$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{2759.57 \times 10^{-3}}{0.798 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.18m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4} = \mathbf{0.1849m^2}$$

0.1849 m² > 0.158 m² Condition vérifiée

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications aux flambements à tous les niveaux du poteau (C6) :

Tableau II. 16 Vérification des poteaux au flambement.

niveaux	l ₀ (m)	Sections (m ²)	Nu* (MN)	Br (m ²)	Br cal (m ²)	Observations Br > Br cal
2 ^{eme} entre sol	3,78	45×45	2,760	0,185	0,158	vérifiée
1 ^{er} entre sol	2,76	45×45	2,570	0,185	0,142	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2,76	45×40	2,016	0,163	0,113	vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	2,76	40×40	1,656	0,144	0,093	vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	2,76	40×35	1,301	0,125	0,074	vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	2,76	35×35	0,946	0,109	0,054	vérifiée
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	2,76	35×30	0,583	0,092	0,034	vérifiée
10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étages	2,76	30×30	1,583	0,078	0,092	vérifiée

c- vérification des conditions du RPA99/2003 :

$$\text{Zone IIa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \min(a, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{Avec } h_e : \text{ la hauteur d'étage}$$

On vérifie le poteau de dernier étage (30×30)cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(30, 30) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(30, 30) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \end{array} \right.$$

II.4 Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments ce fait se fait selon les exigences du pré dimensionnement données par le RPA99v 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

a- Les éléments non structuraux :

- Hauteur de plancher a corps creux $h_t = (16+4) \text{ cm.}$
- L'épaisseur de l'escalier (palier et volée) $e = 17 \text{ cm.}$
- L'épaisseur des dalles pleines $e = 15 \text{ cm.}$
- L'épaisseur des balcons $e = 12 \text{ cm.}$

b- éléments structuraux :

- les voiles : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Entre sol 2 } e = 20 \text{ cm.} \\ \text{Les étages courants } e = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$

- Les poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

• Les poteaux :

- ✓ 1er et 2eme entre sol $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ RDC et 1^{er} étage $(h \times b) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 2eme et 3 eme étages $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 4eme et 5 eme étages $(h \times b) = (40 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ 6eme et 7 eme étages $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ 8eme et 9 eme étages $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$
- ✓ 10eme, 11eme et 12eme étages $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Chapitre III :
Étude des éléments
secondaires

➤ **Terrasse inaccessible :**

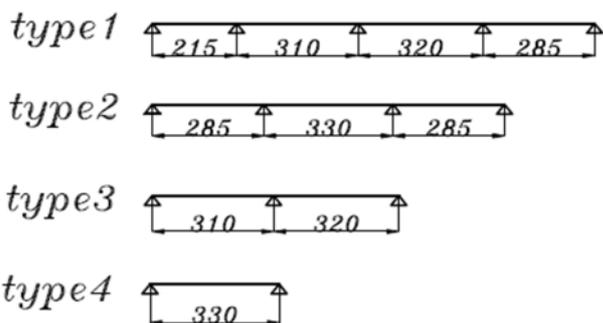


Figure. III. 2 Différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible

III.1.2.2 Calcul des charges revenantes aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

Avec : q charge sur le plancher

P charge sur la poutrelle

Le tableau III.1 résume les résultats de calcul des charges pour les poutrelles des différents niveaux

Tableau. III. 1 Charges sur les poutrelles

Désignation	G KN/m ²	Q KN/m ²	ELU		ELS	
			q_u KN/m ²	P_u KN/ml	q_s KN/m ²	P_s KN/ml
Terrasse inaccessible	6.06	1	9.68	6.29	7.06	4.58
Etages courants	5.44	1.5	9.6	6.23	6.94	4.51

III.1.2.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles continues en béton armé peut être effectué en utilisant les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines conditions complémentaires.
- Méthode de caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.

- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers a surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

• **Méthode forfaitaire**

Domaine d'application :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- 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).

Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure. III.3),

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

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$)

M_i : moment maximum dans la travée hyperstatique

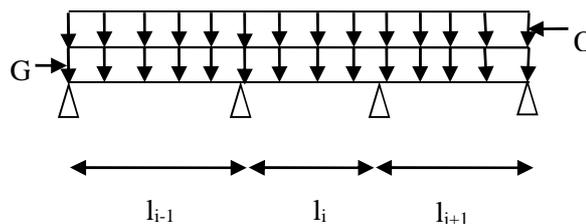


Figure. III. 3 Schéma d'une Poutre

• **Evaluation des moments**

Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0.15 \times M_0)$.

Tel que $M_0 = \max(M_0^1, \dots, M_0^n)$, avec : n=nombre de travées d'une poutre.

Moment en appuis intermédiaires

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec : M_0 moment maximum entre les 2 travées encadrait l'appui considère.

Moment en travée

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

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

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{Si c'est une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

M_g et M_d : sont les moments aux appuis gauche et droite de la travée considérée

• **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive. Où l'effort tranchant isostatique doit être majoré de (comme le représente la figure III.4) :

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

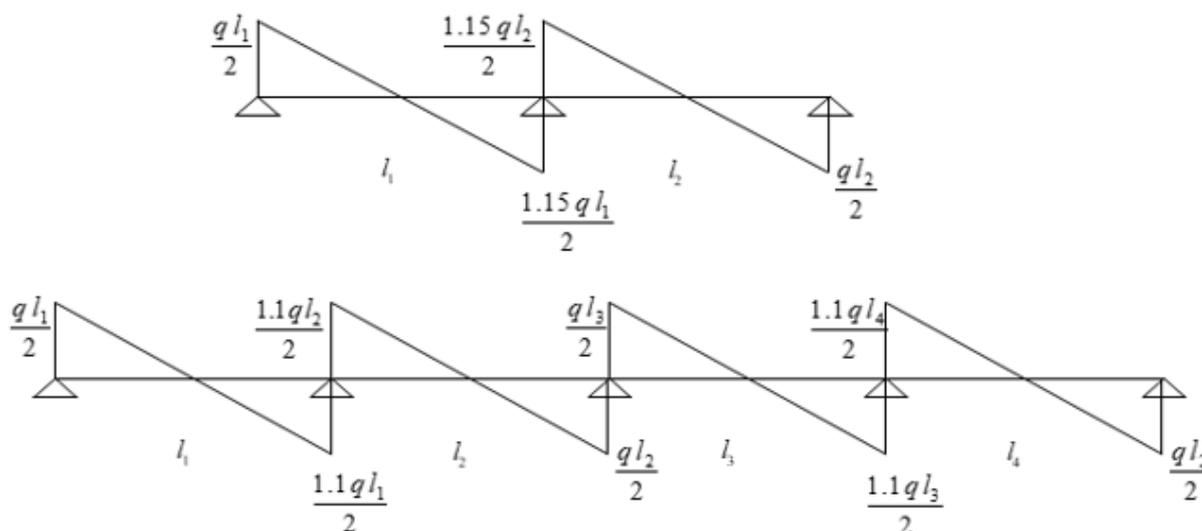


Figure. III. 4 Evaluation des efforts tranchant par la méthode forfaitaire

Calcul des sollicitations

Nous exposerons ci-après un exemple de calcul (poutrelle type 4 plancher étage courant) les résultats des autres poutrelles seront résumés par la suite dans un tableau récapitulatif.

- Poutrelle de type 4 :

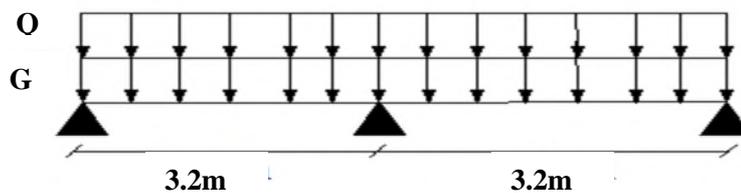


Figure. III. 5: schéma statique d'une poutrelle sur trois appuis

➤ Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{p \times L_{AB}^2}{8} ; M_0^{BC} = \frac{p \times L_{BC}^2}{8}$$

Les sollicitations des moments isostatiques sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau. III. 2 les sollicitations des moments isostatiques

Désignation	L (m)	M_0^{AB} (KN.m)	M_0^{BC} (KN.m)
ELU	3.1	7.48	7.97
ELS	3.2	5.42	5.77

➤ Moments aux appuis

- Appuis de rive

$$M_{a\ Rive}^u = 0.15M_0^u$$

$$M_A = M_C = -1.2\ KN.m$$

- Appuis intermédiaires

A ELU

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -4.78\ KN.m$$

A ELS

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -3.46\ KN.m$$

- Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.44} = 0.22 \begin{cases} (1+0.3 \times \alpha) = 1.066 \\ 1.2+0.3 \times \alpha = 1.266 \end{cases}$$

A l'ELU :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t^{AB} \geq 5.58 \\ M_t^{AB} \geq 4.73 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t^{BC} \geq 6.10 \\ M_t^{BC} \geq 5.04 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 6.10 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t^{AB} \geq 4.04 \\ M_t^{AB} \geq 3.43 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 4.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t^{BC} \geq 4.42 \\ M_t^{BC} \geq 3.43 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 4.42 \text{ KN.m}$$

• Les efforts tranchants :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{6.23 \times 3.1}{2} = 9.66 \text{ KN} \\ V_B = 1.15 \times V_A = -11.10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_C = \frac{-6.23 \times 3.2}{2} = -9.97 \text{ KN} \\ V_B = 1.15 \times V_C = 11.46 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau. III. 3 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages couants

Types	E L U				E L S	
	Les moments maximums			Effort tranchant Vu (KN)	Les moments maximums	
	Ma (rive) KN.m	Ma (inter) KN.m	Mt KN.m		Ma (rive) KN.m	Mt KN.m
T1	-0.54	-3.74	5.64	10.62	-2.71	4.08
T2	-0.95	-3.99	4.90	10.62	-2.89	3.55
T3	-0.95	-4.24	4.79	11.31	-3.07	3.47
T4	-1.19	-4.78	6.10	11.46	-3.46	4.42
T5	-0.95	/	6.33	8.88	/	4.58

Tableau. III. 4 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible

Types	ELU				E L S	
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (KN)	Evaluation des moments	
	Ma (rive) KN.m	Ma (inter) KN.m	Mt KN.m		Ma (rive) KN.m	Mt KN.m
T1	-0.95	-4.03	4.83	11.07	-2.93	3.52
T2	-0.95	-4.28	4.71	11.42	-3.12	3.43
T3	-1.20	-4.83	6.04	11.57	-3.52	4.40
T4	-1.28	/	8.56	10.38	/	6.23

III.1.2.4 Ferrailage

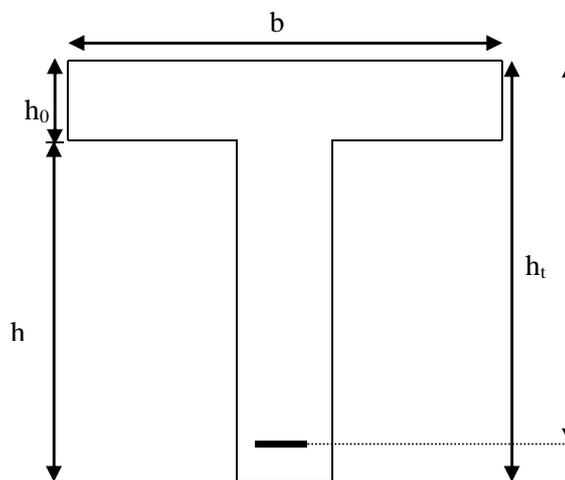
Comme les sollicitations ne sont pas très importantes, On ferrailera toutes les poutrelles en :

- travées avec : $M_{Travée}^{Max} = 8.56 KN.m$
- appuis intermédiaire avec : $M_{Appui}^{Max} = -4.83 KN.m$
- appuis de rive avec : $M_{Appui}^{Rive} = -1.25 KN.m$

Les armatures transversales seront calculées avec : $V^{Max} = 11.57 KN.m$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont représentées sur la figure suivante :

$$\begin{aligned}
 b &= 47 \text{ cm} \\
 h_0 &= 04 \text{ cm} \\
 h &= 16 \text{ cm} \\
 h_t &= 20 \text{ cm} \\
 b_0 &= 10 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

**Figure. III. 6** Schéma statique de la poutrelle

a. Armatures longitudinales**1. En travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.47 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 43 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 8.56 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{8.56 \times 10^{-3}}{0.47 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}}{0.8} = 0.050$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.050) = 0.176 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = \frac{8.56 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.47 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

2. En appuis

➤ Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -4.83 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.105$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

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

Donc les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}}{0.8} = 0.139$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.139) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{0.170 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (une barre filante et un chapeau)

III.1.2.5 Les vérifications nécessaires

A l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Appuis de rives

$$M_{Rive}^a = -1.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.027$$

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

⇒ Le diagramme passe par le pivot « A » et ($A'=0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}}{0.8} = 0.034$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.034) = 0.177m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{0.213 \times 348} = 0.22cm^2$$

Or une barre filante HA8 (0.5 cm^2) a été adopté $> 0.22 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 11.57KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11.57 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.64MPa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\tau = 0.64MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

➤ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 11.57 \times 10^{-3}}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

➤ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[25.55 - \frac{19.16}{0.9 \times 0.22} \right] \times 10^{-3} = -2.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l < 0$$

Donc aucune vérification à faire (L'effort est négligeable devant l'effet du moment)

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u(b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{11.57 \times 10^{-3} \times (0.47 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.47 \times 0.04} = 0.7MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement au niveau de la jonction table nervure.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right]$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

- **Éspacement**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 260.57 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

$$S_t \leq \min(260.57; 16.2; 57) \quad \text{D'où } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que

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

$$a = \min(0.9d; \text{largeur de l'appui } -4\text{cm})$$

$$a = \min(16.2; 26) \rightarrow a = 16.2$$

$$V_u = 11.57 \text{ KN}$$

$$0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 108.13 \text{ KN}$$

$$11.57 \text{ KN} < 108.13 \text{ KN}$$

Donc pas de risque de d'écrasement de la bielle de béton au niveau des appuis.

A P'ELS

- **État limite de compression du béton**

$$M_{Travée}^{Max} = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = -3.52 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

1. En travée

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.47 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 4.63 \times 10^{-5} > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire } b \times h$$

Calcul de y :

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

$$\frac{12 \times y^2}{2} + (15 \times 1.57 + (47 - 10) \times 4) y - 15 \times 32.02 \times 18 - (47 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 3.78 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{47 \times 3.78^3}{3} + 15 \times (1.57 \times -3.78)^2 \Rightarrow I = 5.61 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.23 \times 0.0378 \times 10^{-3}}{5.61 \times 10^{-5}} = 4.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc pas d'ouverture des fissures du béton en travée.

2. En appuis

$$y = 3.1 \text{ cm}$$

$$I = 3.83 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.84 \leq 15 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche : (**type 4 terrasse inaccessible**)

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ A_s \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ l \leq 8 m \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{array} \right. \quad \textcircled{1} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.06 \\ \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.067 \\ \frac{M_t}{15 \times M_0} > 0.06 \end{array} \right.$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{330}{500} = 0.66cm$

• **Exemple de calcul**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.06 \text{ KN/m} \\ J = 2.80 \text{ KN/m} \\ Q = 1.00 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Y = 3.78 cm

I = $5.61 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

E_l = 32456.6 MPa

E_v = 10818.86 MPa

A_s = 1.57 cm²

Calcul de I₀ :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 24 + 15 \times 3.58 = 1613.7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1613.7} \times \left(\frac{65 \times 24^2}{2} + 15 \times 3.58 \times 22 \right) \Rightarrow 12.33 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - 12.33 \Rightarrow V_2 = 11.67 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (12.33^3 + 11.67^3) + 15 \times 3.58 \times (11.67 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 1.52 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.00877$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00877 \times (2 + 3 \times \frac{10}{47})} \Rightarrow \lambda_i = 4.53$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.81$$

• **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.06 = 3.93 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.06 + 1) = 4.59 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.93 \times 3.3^2}{8} = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.82 \times 3.3^2}{8} = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.59 \times 3.3^2}{8} = 6.25 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 93.75 \text{ MPa} ; \sigma_{gs} = 202.23 \text{ MPa} ; \sigma_{ps} = 236.26 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 0.60 \quad \mu_j = 0.318 \quad \mu_p = 0.64$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 6.83 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 4.48 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 4.25 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = 8 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = 1.22 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = 4 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = 6.7 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = 4.9 \text{ mm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 6.45 \text{ mm} < f_{adm} = 6.6 \text{ mm}$$

Remarque

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de l'étage courant de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Tableau. III. 5 Calcul du ferrailage à l'ELU des étages courants

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)
Etage courant	Travée	6.33	1.03	1.02	2HA10 = 1.57
	Appui Inter	4.78	0.80	0,22	2HA8=1.02
	appui de rive	0.95	0.16	0.22	1HA8 = 0.50

On remarque qu'on a un ferrailage identique que l'étage terrasse inaccessible, Donc

III.1.2.6 Schéma de ferrailage

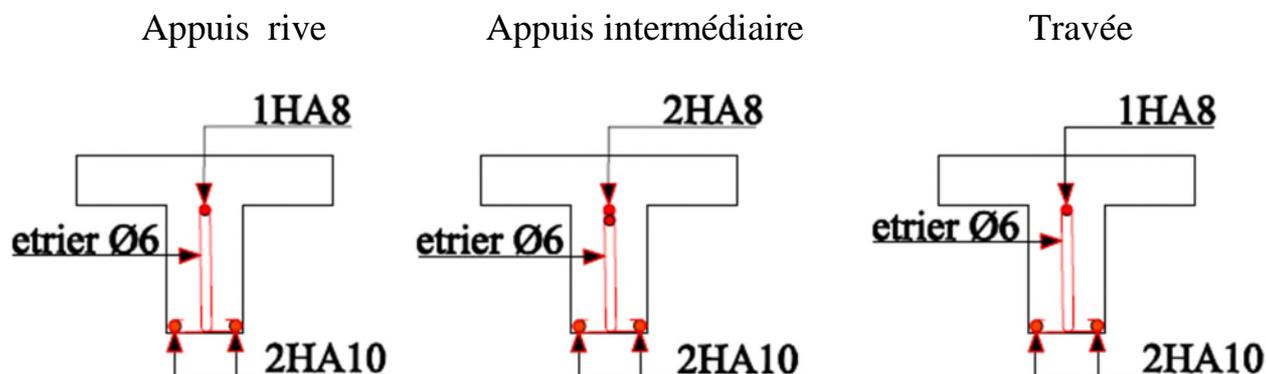


Figure. III. 7 Schéma de ferrailage des poutrelles

III.1.2.7 Ferrailage de la dalle de compression

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour la facilité de la mise en œuvre on choisit un treille à soudé de (200×200) mm²

III.1.2.8 Schéma de ferrailage

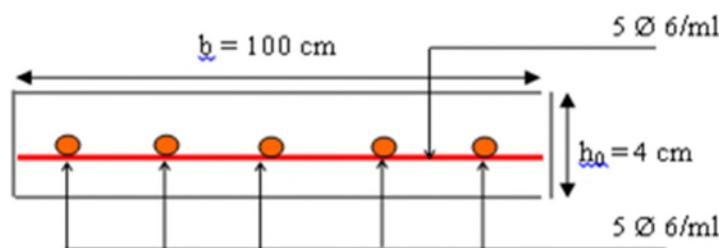


Figure. III. 8 Ferrailage de la dalle de compression

III.1.3 Planchers à dalle pleine

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui nécessitent à utiliser la dalle pleine :

- ✓ Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- ✓ Q est important.
- ✓ Longueurs de travées importantes.

Nous avons trois planchers à dalle pleine différentes :

- Un panneau de dalle pleine en RDC (D1) (figures II.1)
- La dalle de l'ascenseur.
- Les balcons (figure II.1).

Étude des dalles sur 4 appuis (Dalle de RDC)

Cette dalle repose sur 4 appuis (figure III.9)

III.1.3.1 Calcul des sollicitations

À l'ELU

Évaluation des charges :

On a: $\begin{cases} G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 11.16 \text{ KN/m}^2$$

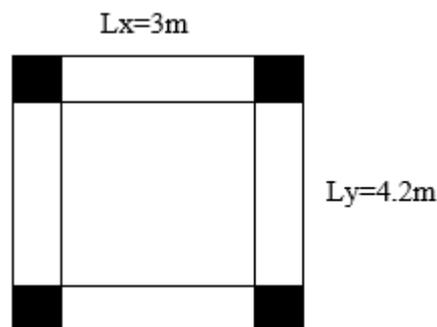


Figure. III. 9 Panneau D1 du RDC.

Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.71 \leq 0.4$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 2)}$$

Pour le panneau de dalle:

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0671 \times 11.16 \times (3)^2 = 6.73 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.4471 \times 11.16 = 3.013 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

Comme la dalle est partiellement encadrée dans ces appuis les moments M_0 calculés doivent être corrigés comme suit selon le **BAEL** :

✓ En travées :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

✓ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui de rive.} \\ -0.5 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

- Selon le sens l_x

✓ En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 6.73 = 5.72 \text{ KN.m}$$

✓ En appui intermédiaire :

$$M_{a,int}^x = -0.5 \times 6.73 = -3.365 \text{ KN.m}$$

A P'ELS

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.99 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a: } \begin{cases} \mu_x = 0.073 \\ \mu_y = 0.594 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 2)}$$

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.073 \times 7.99 \times (3)^2 = 5.29 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.594 \times 5.29 = 3.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travée corrigés :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 5.29 = 4.46 \text{ KN.m}$$

III.1.3.2 Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 13 \text{ cm}$.

✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.030$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.030) \times 0.13 \Rightarrow z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.128} = 1.28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage au niveau des appuis selon le sens l_x , et on trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 6 Ferrailage au niveau des appuis.

Appui	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_x^a(\text{cm}^2/\text{ml})$
	3.365	0.014	0.018	0.129	0.75

III.1.3.3 Les vérifications nécessaires

À l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho)b \times e$$

ρ_0 : coefficient dépend de type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 500.} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 400.} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.71) \times 100 \times 15 = 1.374 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On Remarque que A_{tx} et $A_{ax} < A_{min}$ donc on ferraille avec A_{min}

Soit : $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Avec $st = 25 \text{ cm}$

$$st \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$$

$$st \leq 33 \text{ cm}$$

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

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle, Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} :$$

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{11.16 \times 3}{2} \times \frac{(4.2)^4}{(4.2)^4 + (3)^4} \Rightarrow V_x = 13.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.102 \text{ MPa} .$$

$\Rightarrow \tau_u \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

Selon le sens I_y

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 7 *Tableau de ferrailage sens y-y.*

Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Observation A _{calculée} ≥ A _{min}	A _{choisie} (cm ² /ml)	s _t (cm)
Travée	2.56	0.010	0.013	0.13	0.57	1.2	non vérifiée	3HA8 = 1.53	33
Appuis intermédiaire	-3.365	0.014	0.018	0.13	0.74	1.2	non vérifiée	3HA8 = 1.53	33

Espacement des armatures :

Fissuration peu nuisible → s_t ≤ min(4e; 45cm) = 45 cm

À l'ELS

La vérification de la contrainte dans le béton.

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

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50 \times y^2 + 29.95 \times y - 298.35 = 0 \Rightarrow y = 2.5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 3844.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

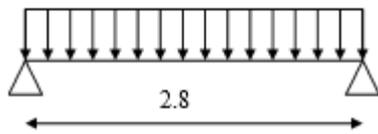


Figure. III. 10 le panneau D2 sur 2 appuis

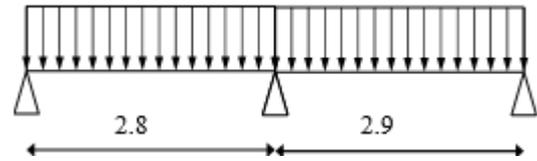


Figure. III. 11 le panneau D3 sur 3 appuis

Le calcul des sollicitations dans le panneau D3 se fait par la méthode de Caquot minorée puisque la fissuration est nuisible qui nous donne M_a^{max} , et les panneau D2 qui nous donne M_t^{max} (travée isostatique).

- **Exposé de la méthode de Caquot minorée**

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ($G' = \frac{2}{3} G$).

La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

Le calcul des moments en travée se fait par la charge total G et non pas G' .

- **Moments aux appuis**

$$M_a = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)}$$

$$q'_G = q'_D = q'$$

$$\text{Avec : } q'_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q \text{ et } G' = \frac{2}{3} \times G$$

G' : charge permanente minorée

l'_G et l'_D : longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_G et q_D : charges uniforme à gauche et à droite respectivement.

Avec :

$l' = l$ pour une travée de rive.

- **Moments en travées**

$$M_t = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **L'effort tranchant**

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau. III. 10 Sollicitations maximales dans les panneaux de dalle D2 et D3.

ELU			ELS	
M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	V_u^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
11.42	-9.11	16.89	8.07	-6.37

Tableau. III. 11 Calcul de ferrailage.

Endroit	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	11.42	0.099	0.13	0.085	3.85	1.087	5HA10 =3.93
Appui	9.11	0.079	0.104	0.086	3.04		5HA10 =3.93

III.1.3.5 Les vérifications nécessaires➤ **L'ELU :****Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 16.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **L'ELS :****Vérifications des contraintes :**

Les vérifications des contraintes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. III. 12 Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	obs
Travée	8.07	2.72	2995.7	7.33 < 15	vérifiée	253.73 < 201.63	non vérifiée
Appui	6.37	2.72	2995.7	5.79 < 15	vérifiée	200.28 < 201.63	vérifiée

On doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS. Le calcul des sections d'armatures en travées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 13 Calcul des sections d'acier à L'ELS.

Endroit	M_{ser} (KN.m)	β	α	A_{ser} (cm ² /ml)	Choix des barres	S_t (cm)
Travée	8.07	6.25×10^{-3}	0.367	5.09	7HA10=5.50	14

Vérification à la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} > \text{Max}\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.04 < 0.05 \\ 2) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ 3) l \leq 8m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \frac{0.12}{2.9} = 0.041 \leq \max\left(\frac{8.07}{20 \times 8.07} = 0.05, \frac{3}{80} = 0.0375\right) \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \right.$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

Sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} M_j = 3.15 \text{KN.m} \\ M_g = 4.98 \text{KN.m} \\ M_p = 8.66 \text{KN.m} \\ A_t = 5.50 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Le tableau suivant illustre les résultats du calcul :

Tableau. III. 14 Vérification de la flèche.

sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$ (cm)	Observation
y-y	3.12	0.57	2.2.49	1.43	3.61 < 5.8	vérifiée

Vérification des armatures de répartition :

En travée : $A_r \geq \frac{A_p}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 5HA8/ml = 2.01 cm²/ml

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

En Appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 5HA8/ml = 2.01 cm²/ml

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

Vérification des espacements :

Travée : $s_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$

Appuis : $s_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$

Armature de répartition : $s_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$

Remarque :

1. Les chapeaux ont des longueurs l_1 par rapport aux nus d'appuis avec :

$$\begin{cases} l_1 = \max\left(l_a, \frac{l}{4}\right) \rightarrow \text{appui de rive} \\ l_1 = \max\left(l_a, \frac{l}{5}\right) \rightarrow \text{appui intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : la longueur de la travée de la dalle parallèle à l_1

$$l_a : \text{Longueur d'ancrage} \Rightarrow \begin{cases} 0.4 l_s & \text{barres HA} \\ 0.6 l_s & \text{barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ .

2. Dans le cas de la présence d'une ouverture dans la dalle, on dispose d'une part d'autre de l'ouverture (dans les deux sens) une section d'acier équivalant à celle coupée soit :

$$A_{\text{équivalent}} = l_{\text{ouverture}} \times A_{\text{choisie}}$$

La longueur de ces barres de renfort = $a + b + 2 l_s$

III.1.3.6 Schémas de ferrailage

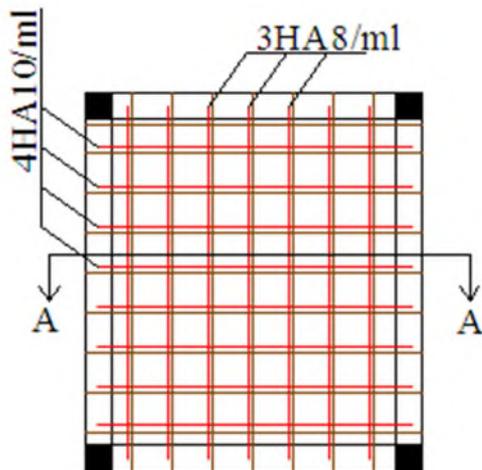


Figure. III. 13 . Ferrailage de la

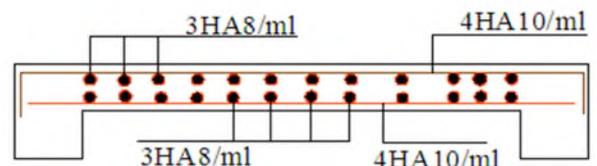


Figure. III. 12 . Coupe A-A de la dalle du RDC.

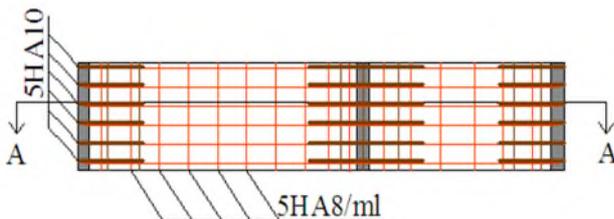


Figure. III. 15 Ferrailage de panneau D3

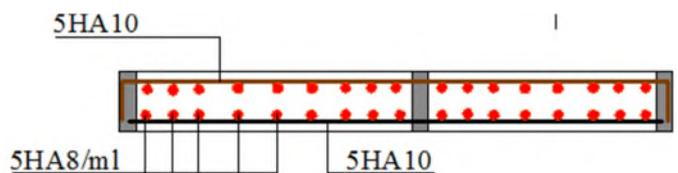


Figure. III. 14 La coupe A-A de panneau de D3

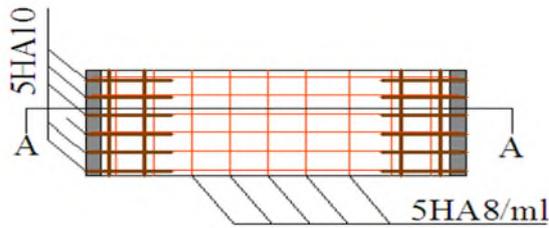


Figure. III. 17 Ferrailage de panneau D2

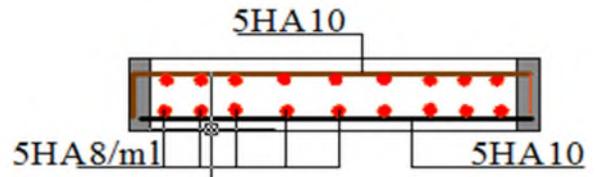


Figure. III. 16 La coupe A-A de panneau de D2

III.1.4 Etude des escaliers

L'étude des escaliers se fait en flexion simple, elle nous permettra de déterminer les sollicitations maximales et le ferrailage nécessaire.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, qui est identique à partir d'étage entre sol 1 jusqu'à l'étage 12 (figure II.1)

Evaluation des charges permanentes des escaliers :

On a:

$$G_v = 8.52 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.61 \text{ KN/m}^2$$

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

$$e = 17 \text{ cm}$$

Avec :

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.

Combinaison de charges :

➤ Sur la volée :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 15.25 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_v + Q = 11.02 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Sur le palier :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_2 = 1.35 G_p + 1.5 Q = 11.32 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + Q = 8.11 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Le schéma statique des sollicitations sur l'escalier représenté sur la figure suivante

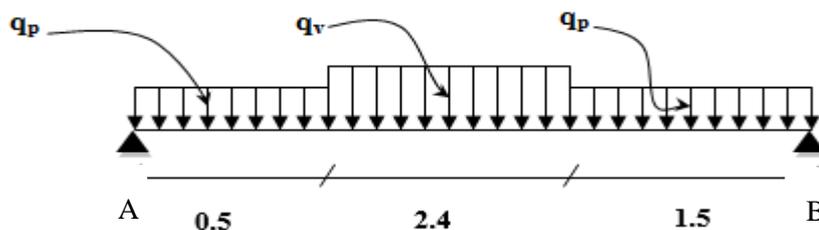


Figure. III. 18 Schéma statique de l'escalier.

Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2 \times 11.32) + (2.4 \times 15.25)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 76.73 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \left[\frac{(0.5)^2}{2} \times 11.32 + 15.25 \times \left(\frac{2.4}{2} + 0.5 \right) \times 2.4 + 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.4 + 0.5 \right) \times 11.32 \right] / 4.4$$

$$\Rightarrow R_B = 28.55 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 30.7 \text{ KN}$$

Moment fléchissant et effort tranchant :

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0.5$

$$T(x) = -11.32x + 30.7$$

$$\begin{cases} T(0) = 30.7 \text{ KN} \\ T(0.5) = 25.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.66x^2 + 30.7x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.5) = 46.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $0.5 \leq x \leq 2.9$

$$T(x) = -15.25x + 33.67$$

$$\begin{cases} T(0.5) = 25.04 \text{ KN} \\ T(2.9) = -10.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.63x^2 + 32.67x - 0.49$$

$$\begin{cases} M(0.5) = 13.93 \text{ KN.m} \\ M(2.9) = 30.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul la valeur de (x) ou le moment est maximum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.25x + 32.67 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.14 \text{ m} \in [0.5; 2.9]$$

$$M(2.14) = 34.49 \text{ KN.m}$$

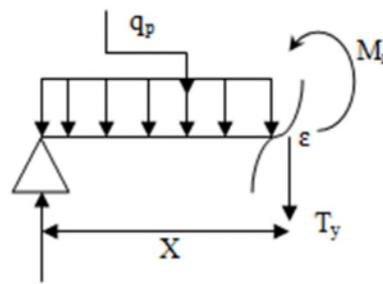


Figure. III. 19 Tronçon 1.

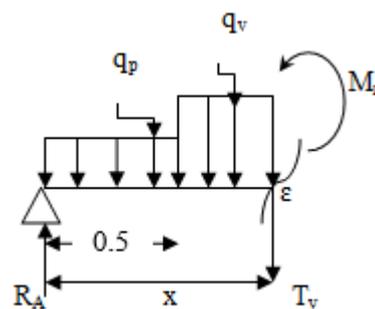


Figure. III. 20 Tronçon 2.

On trouve : $\begin{cases} M^{max} = 34.49 \text{ KN.m} \\ V^{max} = R_A = 30.7 \text{ KN} \end{cases}$

Calcul des moments tenant compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.85 \times 34.49 = 29.32 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 34.49 = -17.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.1.4.1 Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section ($b \times e$) représenté sur la figure suivante.

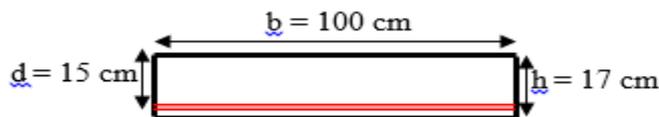


Figure. III. 21 Section d'escalier à ferrailler

Le tableau suivant représente le calcul de ferrailage à la flexion simple.

Tableau. III. 15 Tableau de ferrailage à l'ELU.

Endroit	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A^{choisis}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	0.092	0.12	0.14	6.02	1.81	6HA12 = 6.79	16.67
En appuis	0.054	0.069	0.15	3.54	1.81	5HA10 = 3.93	20

III.1.4.2 Les vérifications nécessaires

➤ **A l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

$$v_u = 30.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b},$$

$$\tau_u = \frac{30.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.2 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **A l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 16 Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	21.13	4.6	14300	6.82 < 15	Vérifiée
Appui	12.44	4.2	42200	4.34 < 15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} > \text{Max}\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \\ 2) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ 3) l \leq 8m \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.17}{4.4} = 0.039 < \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.0425 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} M_j = 11.25 \text{KN.m} \\ M_g = 14.12 \text{KN.m} \\ M_p = 18.65 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Tableau. III. 17 Vérification de la flèche.

$f_{ji}(\text{cm})$	$f_{gi}(\text{cm})$	$f_{pi}(\text{cm})$	$f_{gv}(\text{cm})$	$\Delta f(\text{cm})$	$f^{adm}(\text{cm})$	Observation
2.29	3.67	5.99	7.44	7.47	8.8	Vérifiée

Vérification des armatures de répartition :

En travée : $A_r \geq \frac{A_p}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml

$s_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml

$s_t = 25 \text{ cm}$

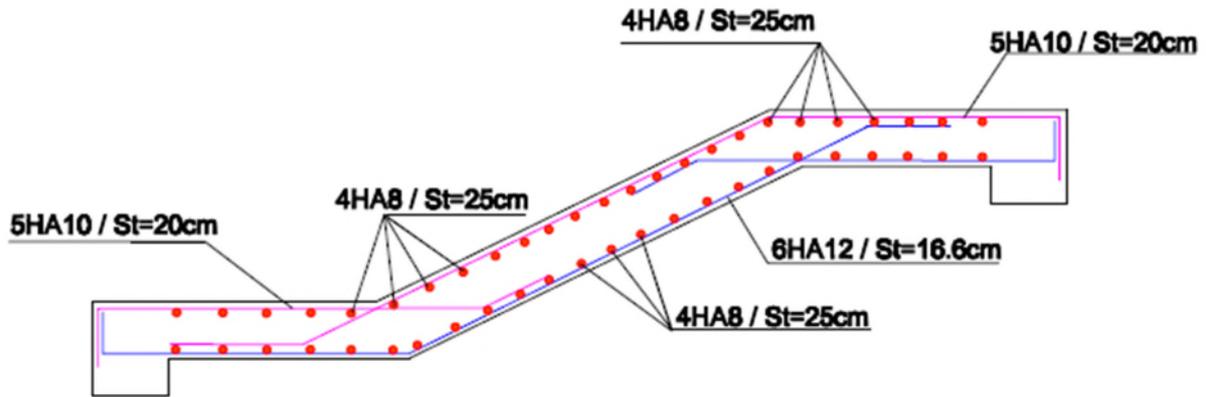
Vérification des espacements :

Travée : $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Appuis : $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition : $s_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

III.1.4.3 Schéma de ferrailage



III.1.5 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises de l'escalier et aux moments de torsion.

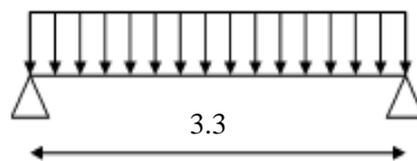


Figure. III. 23 Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement

On a : $L = 3.3 \text{ m} = 330 \text{ cm}$

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Exigences du **RPA99/2003**:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

III.1.5.1 Sollicitations de la poutre palière

Calcul de la poutre palière se fait à la flexion simple

✓ **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.3 \times 0.3) \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$g_m = G_{mur} \times H_{mur} = 2.8 \times 1.23 = 3.44 \text{ KN/m}$$

Avec :

H_{mur} : la hauteur du mur.

g_0 : poids propre de la poutre palière.

g_m : poids du mur sur la poutre.

G_{mur} : charge du mur.

✓ **La charge transmise par l'escalier**

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_B^u = 28.55 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_B^s = 20.54 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Soit :

$$P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_B^u = 1.35 \times (2.25 + 3.44) + 28.55 = 36.97 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_u^0 = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{36.97 \times (3.3)^2}{8} = 50.33 \text{ KN.m} \\ M_u^t = 0.85 \times M_u^0 = -42.78 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{36.97 \times 3.3}{2} = 61 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple

On a: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau. III. 18 Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	42.78	0.128	0.17	0.26	4.72	1.01	vérifiée
Appui	25.17	0.075	0.098	0.27	2.69		vérifiée

Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.73 \text{ MPa}$$

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

Pas de risque de rupture par cisaillement

Calcul à la torsion**Moment de torsion**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors}^{max} = -M_a \times \frac{l}{2} = -17.25 \times \frac{3.3}{2} = -28.46 \text{ KN.m}$$

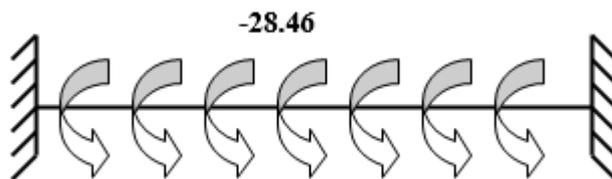


Figure. III. 24 Les moments de torsion sur la poutre palière.

Contrainte de cisaillement en torsion:

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e}$$

- U : périmètre de la section. $e = \phi/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.0625 \text{ m}^2$
- e : épaisseur de la paroi. $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.2 \text{ m}$

$$\tau^{tor} = \frac{28.46 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 4.55 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $b = 30 \text{ cm}$ et $h = 40 \text{ cm}$.

Les calculs obtenus sont résumés ci-après

$$V_u = 61.44 \text{ KN}$$

Les contraintes de cisaillements représentés sur le tableau suivant :

Tableau. III. 19 les contraintes de cisaillements

V_u (KN)	τ_u^{Fs} (MPa)	τ^{tor} (MPa)	τ_u^{tot} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau_u^{tot} < \tau_{adm}$
61.44	0.54	3.25	3.29	3.33	vérifiée

III.1.5.2 Ferrailage longitudinal

Ferrailage à la flexion simple

Les résultats de ferrailage longitudinal à la flexion simple elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. III. 20 Résultats de ferrailage à la flexion simple de la poutre palière

désignation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{FS}^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Vérification $A_{FS}^{cal} > A_{min}$
Travée	41.99	0.068	0.087	0.37	3.29	1.38	Vérifiée
appui	24.7	0.04	0.051	0.37	1.91	1.38	Vérifiée

Ferraillage a la torsion :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28.46 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} = 5.61 \text{ cm}^2$$

III.1.5.3 Ferraillage transversales**Flexion simple :**

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} < 0 \end{cases}$$

$$A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Torsion :

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28.46 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0875 \times 400} = 0.7 \text{ cm}^2$$

Ferraillage global✓ **Ferraillage longitudinal****En travée :**

$$A_t^{tot} = A_t^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.29 + \frac{5.61}{2} = 6.18 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_a^{tot} = A_a^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.91 + \frac{5.61}{2} = 4.77 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage transversal**

$$A_{trans} = A_t(tor) + A_t(flexion) = 0.45 + 0.7 = 1.15 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

En travée : 5HA12 = **6.79 cm²**.

En appuis : 2HA14 + 1HA16 = **5.09 cm²**.

Transversal : 1 cadre \emptyset_8 + étrier de \emptyset_8 = **2.01 cm²**

III.1.5.4 Les vérifications nécessaires**Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{min} \leq A_t^{tot} = 11.88 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{vérifiée}$$

A l'ELS**Vérification des contraintes**

Les contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau. III. 21 Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	32.1	13	85626	4.88	15	Vérifiée
Appui	18.37	11.6	68822	3.09	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.12 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ l \leq 8m \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.5.5 Schéma de ferrailage

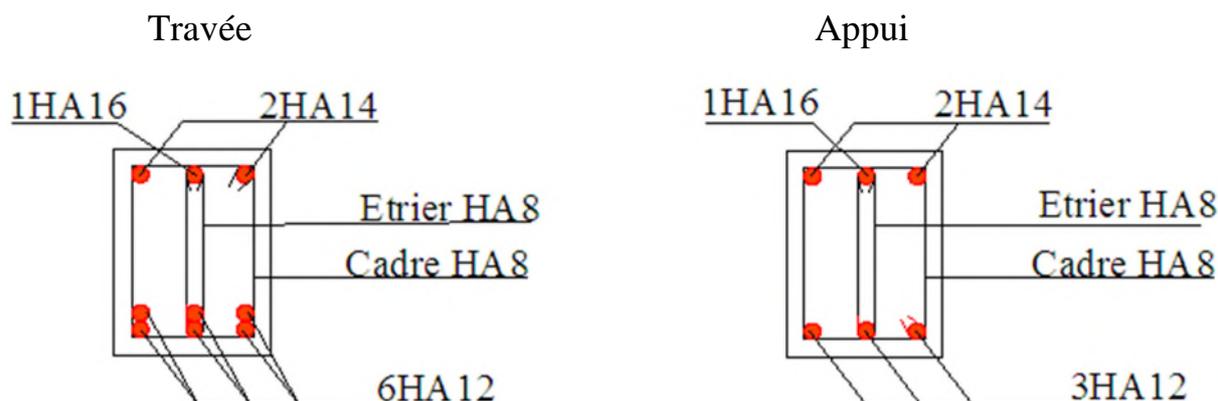


Figure. III. 25 Ferrailage de la poutre palière.

III.1.6 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. 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 encastree dans

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et une force horizontale due au séisme (F_p).

Evaluation des charges

- **Poids propre**

$$S = 15 \times 150 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 1585 \text{ cm}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.1558 \times 1 = 3.96 \text{ KN}$$

- **Poids des enduits :**

$$G_2 = 0.03 \times 18 \times 1.5 \times 1 = 0.54 \text{ KN}$$

- **Le poids total :**

$$W_p = G_1 + G_2 = 3.96 + 0.54 = 4.5 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

- **La force sismique horizontale F_p** qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots(\text{RPA ART. 6.2.3})$$

A: Coefficient d'accélération de zone
(Groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale

($C_p = 0,8$)...... (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.5 = 2.16 \text{ KN}$$

III.1.6.1 Calcul des sollicitations

- **Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} S_1 = 1500 \text{ cm}^2, x_1 = 5 \text{ cm}, y_1 = 75 \text{ cm} \\ S_2 = 15 \text{ cm}^2, x_2 = 10 + \frac{10}{3} = 13.33 \text{ cm}, y_2 = 150 - \left(3 - \frac{3}{3}\right) = 148 \text{ cm} \\ S_3 = 70 \text{ cm}^2, x_3 = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ cm}, y = 150 - 3 - \frac{7}{2} = 143.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{1500 \times 5 + 15 \times 13.33 + 70 \times 15}{1500 + 15 + 70} = 5.52 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{1500 \times 75 + 15 \times 148 + 70 \times 143.5}{1500 + 15 + 70} = 78.72 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis donc à :

$$\begin{cases} N_G = 4.5 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 2.16 \times 0.7872 = 1.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les valeurs de de N et M sous les différentes combinaisons sont représentées dans le tableau suivant :

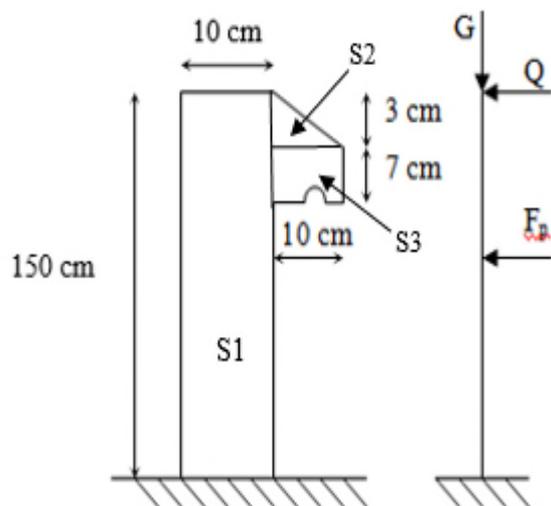


Figure. III. 26 Schéma statique de l'acrotère.

Tableau. III. 22 Combinaisons d'actions sur l'acrotère.

désignation	ELU	ELU				ELS
	durable	accidentelle				
Combinaisons	1.35G+1.5Q	G+Q+E	G+Q-E	0.8G+E	0.8G-E	G+Q
N (KN)	6.08	4.5	4.5	3.6	3.6	4.5
M (KN.m)	2.25	3.2	-0.2	1.7	-1.7	1.5

- $N_{\max} = 6.08 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 2.25 \text{ KN.m} \rightarrow A_1$
- $M_{\max} = 3.2 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{correspondant}} = 4.5 \text{ KN} \rightarrow A_2$
- $N_{\min} = 3.6 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 1.7 \text{ KN.m} \rightarrow A_3$

L'acrotère sera ferrillée avec : $A = \max(A_1; A_2 \text{ et } A_3)$.

III.1.6.2 Ferrailage

Calcul de A_1 (l'ELU durable) :

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.25}{6.08} = 0.37 \text{ m} \\ \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow e_G > \frac{h_0}{2} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

On a :

$$N_u = 6.08 \text{ KN} ; M_u = 2.25 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$h = 0.10 \text{ m} ; d = 0.07 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.25 + 6.08 \times \left(0.07 - \frac{0.10}{2} \right) = 2.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.043$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.069 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.37 \times 10^{-3}}{0.069 \times 348} = 9.9 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.99 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.99 \times 10^{-4} - \frac{6.08 \times 10^{-3}}{348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

- Calcul de A_2 et A_3 (situation accidentelle) :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau. III. 23 Résultats de ferrailage à la flexion composé d'acrotère

Sections	M (KN.m)	N (KN.m)	M _{UA} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A ^{FS} (cm ² /ml)	A ^{FC} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
A ₂	3.2	4.5	3.29	0.036	0.046	0.069	1.19	1.08	0.85
A ₃	1.7	3.6	1.77	0.019	0.023	0.069	0.64	0.55	0.85

On ferraille avec $A_2 = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.1.6.3 Les vérifications nécessaires

A l'ELU

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A \dots \dots \dots$ vérifiée

On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\emptyset6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Espacement

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{4} = 17.5 \text{ cm}$; On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Vérification de l'effort tranchant

ELU durable : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

ELU accidentelle : $V_u = F_p + Q = 2.16 + 1 = 3.16 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.045 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau$ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

A l'ELS :

Vérifications des contraintes

Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte de l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{sc} = 201.63 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = e_G - e_y$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.5}{4.5} = 0.33 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e_G > e_y \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

Calcul de y:

On a N (compression) donc

$$C = e_G - e_y = 0.28 \text{ m Avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0 \text{ donc } C = -0.28$$

$$y = y_c + c$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.28)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07+0.28)}{1} \\ q = -2 \times (-0.28)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07+0.28)^2}{1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -0.228 \text{ m}^2 \\ q = 0.041 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul } \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.041)^2 + \frac{4 \times (-0.228)^3}{27} = -3.81 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{0.228}{3}} = 0.55 \text{ m} \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3 \times 0.0041}{2 \times (-0.228)} \sqrt{\frac{-3}{-0.228}}\right) = 171.40^\circ \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{c1} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3}\right) = 0.299 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3} + 120\right) = -0.551 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3} + 240\right) = 0.252 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.299 - 0.28 = 0.019 \text{ m} \\ y_2 = -0.551 - 0.28 = -0.831 \text{ m} \\ y_3 = 0.252 - 0.28 = -0.028 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y = y_1 = 0.019 \text{ m}$

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

$$\Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.019)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.072 - 0.019) \Rightarrow \mu_t = 3.39 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.5 \times 10^{-3} \times 0.019}{3.39 \times 10^{-5}} = 2.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 4.5 \times 10^{-3} \times \frac{(0.07 - 0.019)}{3.39 \times 10^{-5}} = 101.54 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{sc} = 101.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.1.6.4 Schémas ferrailage

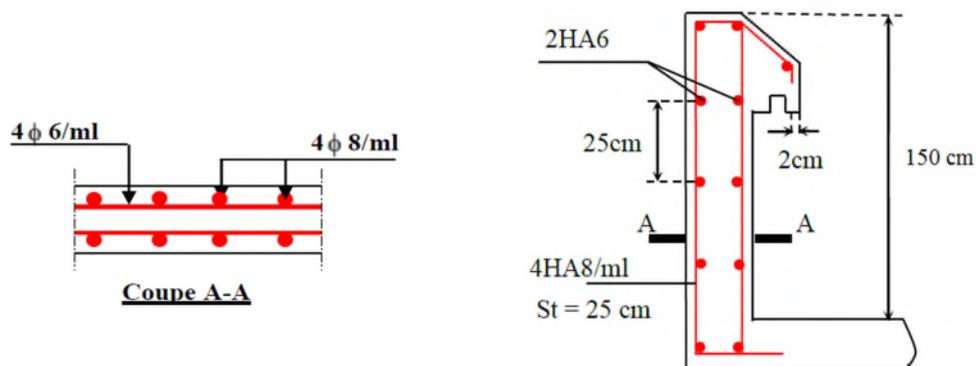


Figure. III. 27 Ferrailage de l'acrotère

III.1.7 Etude de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînages, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé, qui servent à reprendre les poids des doubles cloisons.

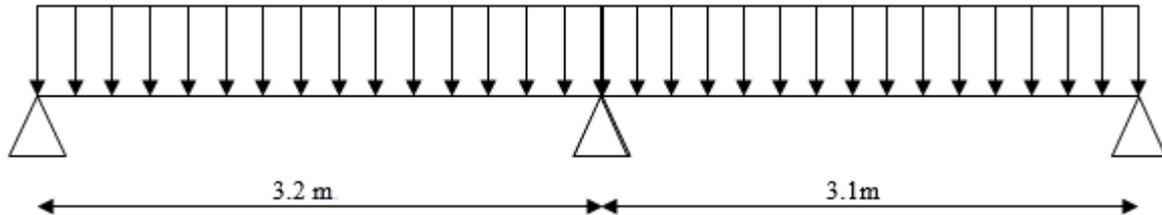


Figure. III. 28 Schéma statique de la poutre de chaînage sur 3 appuis.

- **Dimensionnement**

Comme ces poutres supportent des doubles cloisons de 30 cm d'épaisseur on choisit alors $b = 30$ cm et $h = 30$ cm

III.1.7.1 Les sollicitations

Vu que les poutres de chaînages obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode forfaitaire, idem que les poutrelles

Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25$ KN/m

Poids du mur : $G_m = 2.8 \times (3.06 - 0.30) = 7.73$ KN/m

$$\text{D'où : } \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 13.47 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 9.98 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Les moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.44} = 0.22 \quad \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) = 1.066 \\ (1.2 + 0.3 \times \alpha) = 1.266 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.53 \times M_0 & \dots (1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.63 \times M_0 & \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{D'où : } M_t = 0.63 \times M_0$$

A l'ELU :

$$M_t = 10.86 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_t = 8.05 \text{ KN.m}$$

- **Les moments aux appuis :**

$$M_a = -0.6 \times M_0$$

A l'ELU :

$$M_a = -10.34 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_a = -7.66 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = 1.15 \times \frac{q_u l}{2} = 24.78 \text{ KN}$$

III.1.7.2 Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau. III. 24 *Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage.*

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{choisis} (cm^2)$
En travée	10.86	0.033	0.041	0.275	1.13	1.01	2HA10 = 1.57
En appui	10.34	0.031	0.039	0.275	1.08		2HA10 = 1.57

Calcul des armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\emptyset 6 \rightarrow A_t = 2\emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$

III.1.7.3 Vérifications nécessaires

A l'ELU

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.78 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.295 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

A l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau. III. 25 *Tableau de vérification des contraintes.*

position	Ms (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	8.05	0.059	1.35×10^{-4}	$3.5 < 15$	Vérifiée
En appuis	7.66	0.059	1.35×10^{-4}	$3.33 < 15$	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.094 \geq 0.063 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.00187 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 3.2 m < 8 m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.7.4 Schéma de ferrailage

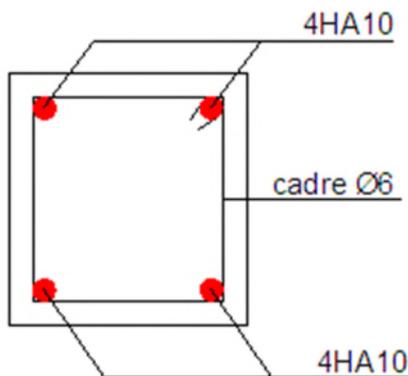


Figure. III. 29 Ferrailage de la poutre de chaînage

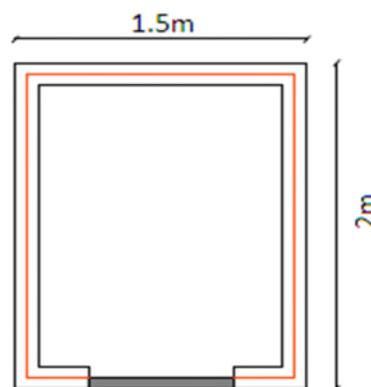
III.1.8 Etude de l'ascenseur

III.1.8.1 Définition

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

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour six (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur =2m.
- l : Largeur de l'ascenseur =1.5m.
- La vitesse V =0.63m/s.
- Hauteur d'ascenseur = 2.2m



III.1.8.2 Etude de la dalle machine

La dalle de machine est soumise aux charges suivantes : **(Annexe 4)**

a- Charges concentrées :

- F_c : Charge due à la rupture du câble =50KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur (poids cabine et accessoire) = 15KN.
- P_M : Poids machine (moteur et treuil) =12KN.
- D_m : Charge due à la salle de machine = 51KN.

Figure. III. 30 Dimensions de l'ascenseur.

- La charge nominale est de 630 kg $Q=6.3KN$.
 $P_{cm} = P_m + P_{cm} = P_m + \frac{Q}{2} \rightarrow P_{cm} = 18.15KN$, contre poids.

$$P = P_m + P_M + P_{cm} = 45.15KN$$

b- Charges réparties :

Poids propre et la charge d'entretien

$$G = 5 KN/m^2 \text{ et } Q = 1 KN/m^2$$

III.1.8.3 Sollicitations

➤ **Sous charge concentré centré :**

La figure (III.31) représentant la surface d'impact d'une charge concentrée sur une dalle :

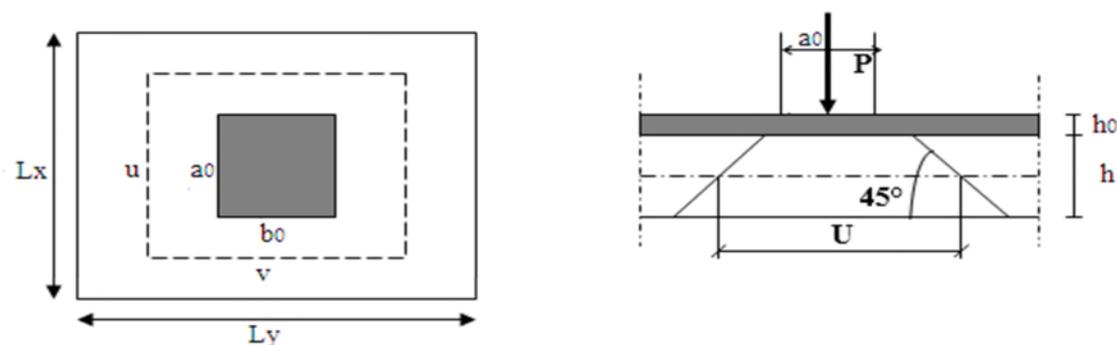


Figure. III. 31 Représentation de la surface de la charge concentrée.

Si U et V sont les dimensions du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle, On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à Lx.

b_0 et V sont les dimensions parallèles à Ly.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.

h_1 est l'épaisseur du revêtement rigide (chape de béton) $\xi = 0.75$ $h_1 = 5$ cm

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

Les moments sont calculés par les expressions suivantes :

Selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD (**annexe 3**), en fonction de ρ .

$$\text{Et } \alpha = \frac{u}{l_x}, \beta = \frac{v}{l_y}$$

Soit :

- **À l'ELU :**

$$\text{On a : } \begin{cases} P = 45.15 \text{ KN} \\ Q = 6.3 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow p_u = 1.35 \times P + 1.5 \times Q = 70.4 \text{ KN}$$

- **À l'ELS :**

$$\text{On a : } \begin{cases} P = 45.15 \text{ KN} \\ Q = 6.3 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow p_s = P + Q = 51.45 \text{ KN}$$

D'où

$$\rho = 0.75 \text{ et } \begin{cases} \alpha = 0.68 \\ \beta = 0.51 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.086 \\ M_2 = 0.063 \end{cases}$$

Les sollicitations calculées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. III. 26 Les sollicitations sous charge concentrée

Désignation	M_{x1} (KN.m)	M_{y1} (KN.m)
ELU	6.05	4.44
ELS	5.07	4.13

- **Evaluation des moments sous charge répartie :**

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.75 \rightarrow \text{à l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \quad \text{à l'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6647 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 6 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{avec } \begin{cases} G = 5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les sollicitations sous charges réparties sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. III. 27 Les sollicitations sous charges réparties

Désignation	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)
ELU	1.15	0.59
ELS	0.92	0.61

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{y0} = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

La superposition des moments est représenté dans le tableau suivant :

Tableau. III. 28 *La superposition des moments*

Désignation	M_{x0} (KN. m)	M_{y0} (KN. m)
ELU	7.2	5.03
ELS	5.99	4.74

- **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{x0} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{y0} \\ M_a^x = -0.3 \times M_{x0} \end{cases}$$

Les moments corrigés sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau. III. 29 *Les moments corrigés*

Désignation	M_t^x (KN. m)	M_t^y (KN. m)	$M_a^x = M_a^y$ (KN. m)
ELU	6.12	4.28	-2.16
ELS	5.09	4.03	-1.78

III.1.8.4 Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur $b= 1$ m, $d=0.15$ m

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau. III. 30 *Tableau des ferrailages de la dalle.*

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	Choix /ml	s_t (cm)
Travée	X-X	6.12	0.025	0.032	0.128	1.36	1.35	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.28	0.022	0.028	0.128	1.17	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-2.16	0.09	0.011	0.129	0.48	1.35	4HA8=2.01	25

III.1.8.5 Les vérifications nécessaires**A l'ELU**

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm} ; P_u = 70.4 \text{ KN}$$

$$P_u = 70.4 \text{ KN} < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461.25 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement.

- **Espacement des armatures :**

On a un chargement réparti + concentré donc :

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm})$

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

Donc la condition vérifiée

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$

$$S_t \leq 33 \text{ cm or } S_t = 20$$

Donc la condition vérifiée

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

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$\text{Avec : } V_{max} = V_1 + V_2$$

Tel que

V_1 : Sous charge concentrée

V_2 : Sous charge répartie

Sous charge concentrée :

$$V_1 = \frac{P_u}{3 \times v} = 22.89 \text{ KN}$$

Sous charge répartie :

$$V_2 = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.7 \text{ KN}$$

$\rightarrow V_{max} = 27.6 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.21 \text{ MPa}$

$\tau_u < 1.17.$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

- **Vérification des contraintes**

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

Tableau. III. 31 *Tableau de vérification des contraintes.*

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
x-x	5.09	2.5	3840	3.95 < 15	Vérifiée
y-y	4.03	2.5	3840	3.14 < 15	Vérifiée
Appui	-1.78	2.5	3840	2.32 < 15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right.$$

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.1 > 0.0425 \\ 0.0015 < 0.005 \end{array} \right.$$

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.075 > 0.0425 \\ 0.0015 < 0.005 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile

III.1.8.6 Schéma de ferrailage

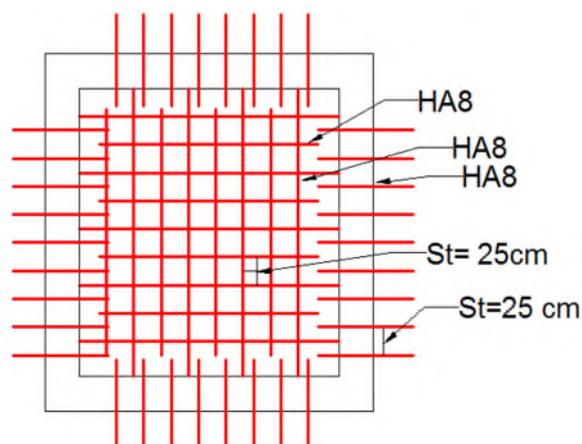


Figure. III. 32 *Schéma de ferrailage du local machine.*

Chapitre IV :

Étude dynamique

IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure à des excitations sismiques qui, contrairement à des charges statiques, sont dynamique. Ces charges engendrent des déplacements qui dépendent du temps. D'analyse dynamique d'une structure nécessite donc un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2 Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique équivalent, qui provoque le même déplacement maximal que l'effet réel. Cette méthode peut être appliquée que si certaines conditions définies par le RPA sont vérifiées.

IV.2.2 Méthode dynamique qui regroupe :

L'étude dynamique peut être menée soit :

- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale celle-ci peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas utilisable. 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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure
- ✓ Par accélérogramme celle-ci peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre étude, nous utiliserons la méthode dynamique spectrale, La méthode statique équivalente sera utilisée pour les vérifications de la condition du (RPA99V2003 Art 4.3.6)..

IV.3 Calcul de la force sismique V par la méthode statique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A:} \text{ coefficient d'accélération de la zone ; (RPA99/2003 tableau (4.1))} \\ \mathbf{D:} \text{ facteur d'amplification dynamique moyen ; (RPA99/2003 (4.2))} \\ \mathbf{R:} \text{ coefficient de comportement global de la structure ; (RPA tableau (4.3))} \\ \mathbf{Q:} \text{ facteur de qualité ; (RPA (4-4))} \\ \mathbf{W:} \text{ poids total de la structure (RPA(4-5))} \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

✓ Coefficient d'accélération de la zone « A » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 1B} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.20$$

✓ Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, contreventement par voiles $\xi = 10\%$ et portiques = 7% , nous prendrons donc un coefficient moyen :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

D'où $\eta = 0.816$

D'après les résultats de l'étude géotechnique nous avons un site meuble S_3

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.5 s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

IV.3.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4-6)} \\ T = 0.09 H/\sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4-7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 39.78$ m : hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 26.2 \text{ m} \\ L_y = 18.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.79; 0.7) = 0.70 \text{ s} \\ T_y = \min(0.79; 0.83) = 0.79 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.631 \\ D_y = 1.505 \end{cases}$$

✓ **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV- 1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q sens xx	Observée	P_q sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

✓ **Poids total de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d’exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 59373.05 KN$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 4648,43 KN \\ V_y^{st} = 4288,32KN \end{cases}$$

IV.4 Calcul des forces sismiques par l’analyse modale spectrale :

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases} \quad RPA99/2003(4.13)$$

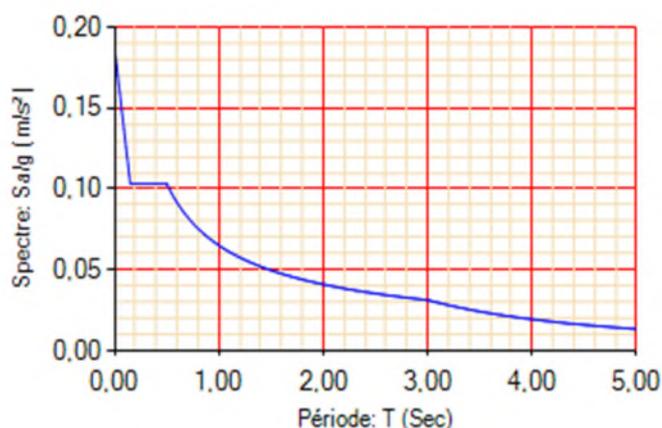


Figure IV. 1 Spectre de réponse sens X-X et Y-Y

IV.5 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c’est l’ETABS version 16.La structure modélisée est représentée en figure IV.2

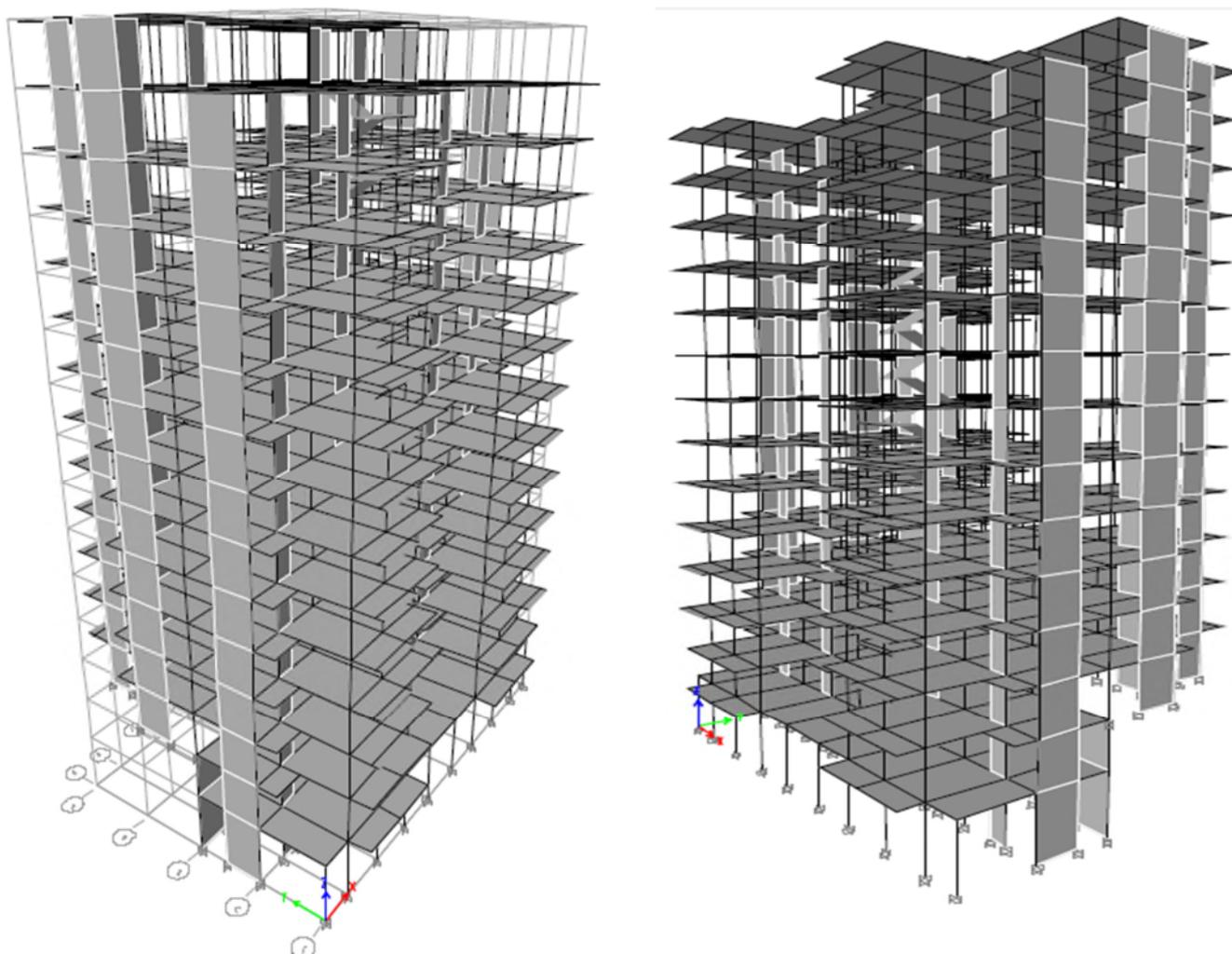


Figure IV. 2 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V16.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

La présence de locaux ouverts dans les étages inférieurs n’offre pas un large choix pour l’emplacement des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l’interaction voiles-portiques exigée par le RPA pour le système mixtes. La disposition finale des voiles est représentée sur la figure qui suit :

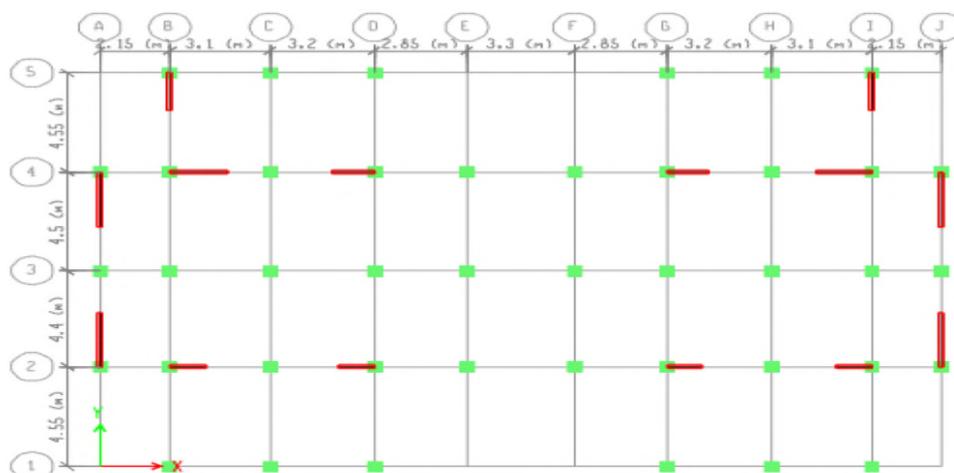


Figure IV. 3 Plans de disposition des voiles

IV.5.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (sec)	% de la masse modale		% cumulé de la masse modale	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,167	0	0,6637	0	0,6637
2	1,075	0,6881	0	0,6881	0,6637
3	0,889	0,0003	7,754E-07	0,6884	0,6638
4	0,375	9,029E-07	0,1203	0,6884	0,7841
5	0,367	0,1123	0	0,8007	0,7841
6	0,287	0	0	0,8008	0,7841
7	0,205	0,0429	0	0,8436	0,7841
8	0,192	0	0,0515	0,8436	0,8356
9	0,148	0,0011	0	0,8447	0,8356
10	0,135	0,0233	0	0,868	0,8356
11	0,117	0	0,0289	0,868	0,8645
12	0,098	0,0142	0	0,8822	0,8645
13	0,089	0,0015	0	0,8837	0,8645
14	0,08	0	0,0175	0,8837	0,882
15	0,074	0,0107	0	0,8944	0,882
16	0,061	0,0002	0	0,8946	0,882
17	0,059	0	0,0113	0,8946	0,8933
18	0,058	0,0078	0	0,9024	0,8933
19	0,048	0,0002	0	0,9026	0,8933
20	0,047	0,0045	0	0,9071	0,8933
21	0,046	0	0,0075	0,9071	0,9008

IV.5.2.1 Analyse des résultats :

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 18^{ém} mode, et selon l'axe Y au bout du 21^{ém} mode.

IV.5.3 Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

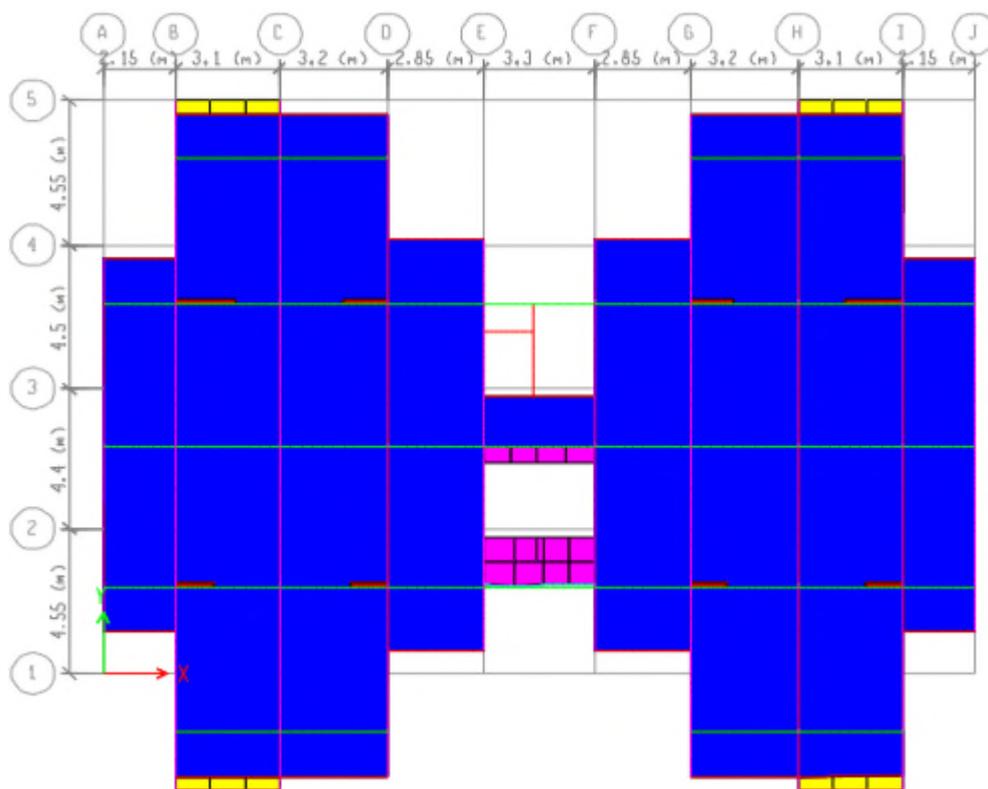


Figure IV. 4 Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

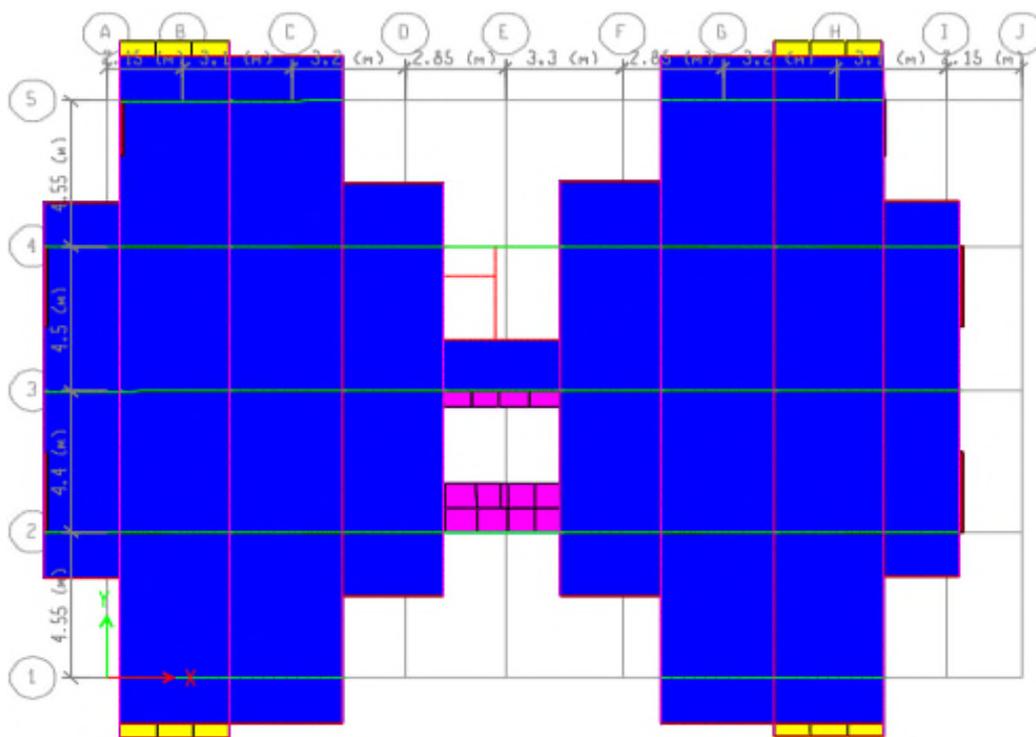


Figure IV. 5 Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

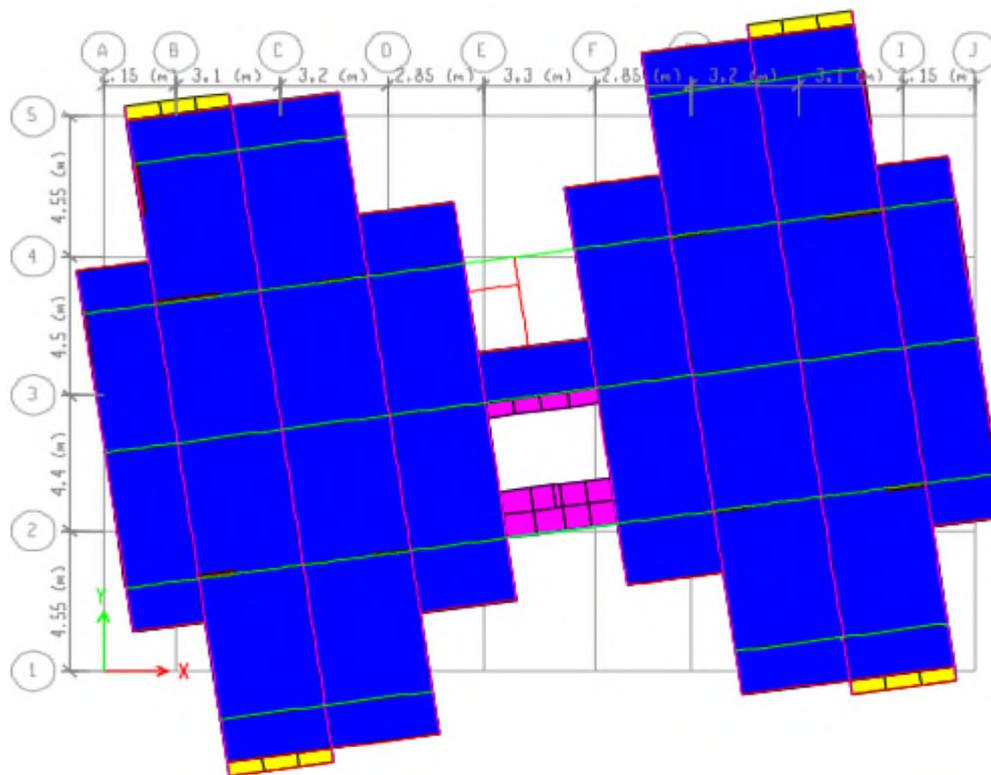


Figure IV. 6 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.5.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.5.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	Observation
X-X	3380.75	3718.74	Non vérifiée
Y-Y	3141.08	3430.65	Non vérifiée

N.B : on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques n'est pas vérifiée suivant les deux sens xx et le sensYY. Donc on doit augmenter les paramètres de réponse de :

Sens XX: 1.10 et le Sens YY: 1.092

IV.5.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV- 4. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ϑ	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
<i>E.sol1+E.sol2+RDC</i>	60	60	3600	2562,34	0,285	Vérifiée
<i>Etages 1 et 2</i>	55	55	3025	1913,82	0,253	Vérifiée
<i>Etages 3 et 4</i>	50	50	2500	1440,59	0,230	Vérifiée
<i>Etages 5 et 6</i>	45	45	2025	1118,66	0,221	Vérifiée
<i>Etages 7 et 8</i>	40	40	1600	821,56	0,205	Vérifiée
<i>Etages 9 et 10</i>	35	35	1225	537,99	0,176	Vérifiée
<i>Etages 11 et 12</i>	30	30	900	397,65	0,177	Vérifiée

IV.5.4.3 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Tableau IV- 5. Interaction sous charge verticale

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	52762,7903	12905,36	65668,14	80,35	19,65	vérifiée

Sous charges verticales : le portique reprend à l'RDC **80.35%** et les voiles **19.65 %** des charges.

Sous charges horizontales : les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 6. Interaction sous charge horizontale

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
12	214,7826	189,2953	279,7255	205,1267	53,15	46,85	57,69	42,31
11	365,5112	540,5815	415,183	515,6507	40,34	59,66	44,60	55,40
10	702,553	659,3214	708,3352	640,6955	51,59	48,41	52,51	47,49
9	756,9442	998,2075	701,4628	990,3874	43,13	56,87	41,46	58,54
8	1182,9248	917,6846	1079,679	919,9248	56,31	43,69	53,99	46,01
7	1158,6646	1248,225	1013,5421	1249,1027	48,14	51,86	44,79	55,21
6	1591,2906	1093,549	1385,4358	1125,2173	59,27	40,73	55,18	44,82
5	1513,8928	1423,7595	1264,2299	1468,8438	51,53	48,47	46,26	53,74
4	1917,4529	1250,2917	1568,7086	1374,0911	60,53	39,47	53,31	46,69
3	1800,0005	1568,2812	1388,0122	1732,0439	53,44	46,56	44,49	55,51
2	2102,9126	1429,7702	1526,9621	1739,2935	59,53	40,47	46,75	53,25
1	1879,2061	1770,2843	1243,6169	2126,912	51,49	48,51	36,90	63,10
RDC	1727,7335	1988,9273	991,3912	2442,3541	46,49	53,51	28,87	71,13

Analyse des résultats :

On remarque que, l'interaction sous charges verticales et horizontales est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.5.4.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (**RPA99/ version 2003 (Art 5.10)**)

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003(Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV- 7. Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,1467	0,7335	0	0,7335	306	0,240	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,4236	2,118	0,7335	1,3845	306	0,452	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,7529	3,7645	2,118	1,6465	306	0,538	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1,1035	5,5175	3,7645	1,753	306	0,573	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,4526	7,263	5,5175	1,7455	306	0,570	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,798	8,99	7,263	1,727	306	0,564	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2,1269	10,6345	8,99	1,6445	306	0,537	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,4407	12,2035	10,6345	1,569	306	0,513	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,7275	13,6375	12,2035	1,434	306	0,469	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,9864	14,932	13,6375	1,2945	306	0,423	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,2056	16,028	14,932	1,096	306	0,358	<i>vérifiée</i>
Etage 11	3,3866	16,933	16,028	0,905	306	0,296	<i>vérifiée</i>
Etage 12	3,5447	17,7235	16,933	0,7905	306	0,258	<i>vérifiée</i>

Tableau IV- 8 Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,1204	0,602	0	0,602	306	0,197	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,372	1,86	0,602	1,258	306	0,411	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,7004	3,502	1,86	1,642	306	0,537	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1,0735	5,3675	3,502	1,8655	306	0,610	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,4642	7,321	5,3675	1,9535	306	0,638	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,8612	9,306	7,321	1,985	306	0,649	<i>vérifiée</i>

Etage 6	2,2487	11,2435	9,306	1,9375	306	0,633	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,6231	13,1155	11,2435	1,872	306	0,612	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,9727	14,8635	13,1155	1,748	306	0,571	<i>vérifiée</i>
Etage 9	3,2958	16,479	14,8635	1,6155	306	0,528	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,5845	17,9225	16,479	1,4435	306	0,472	<i>vérifiée</i>
Etage 11	3,8423	19,2115	17,9225	1,289	306	0,421	<i>vérifiée</i>
Etage 12	4,0694	20,347	19,2115	1,1355	306	0,371	<i>vérifiée</i>

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau IV- 9. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	306	59373,05	0,734	3718,824	0,038	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306	54116,07	1,385	3655,064	0,067	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306	49122,79	1,647	3543,116	0,075	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306	44129,51	1,753	3381,928	0,075	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306	39293,21	1,746	3181,997	0,070	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306	34456,91	1,727	2953,596	0,066	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306	29761,54	1,645	2700,520	0,059	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306	25066,16	1,569	2423,488	0,053	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306	20495,63	1,434	2115,798	0,045	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306	15925,10	1,295	1770,228	0,038	<i>vérifiée</i>
Etage 10	306	11463,36	1,096	1372,540	0,030	<i>vérifiée</i>
Etage 11	306	7001,62	0,905	911,083	0,023	<i>vérifiée</i>
Etage 12	306	2558,04	0,791	381,101	0,017	<i>vérifiée</i>

Tableau IV- 10 vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	306	59373,05	0,602	3430,055	0,034	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306	54116,07	1,258	3365,514	0,066	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306	49122,79	1,642	3259,780	0,081	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306	44129,51	1,866	3115,064	0,086	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306	39293,21	1,954	2935,428	0,085	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306	34456,91	1,985	2728,462	0,082	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306	29761,54	1,938	2502,227	0,075	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306	25066,16	1,872	2256,768	0,068	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306	20495,63	1,748	1987,079	0,059	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306	15925,10	1,616	1682,799	0,050	<i>vérifiée</i>
Etage 10	306	11463,36	1,444	1327,773	0,041	<i>vérifiée</i>

Etage 11	306	7001,62	1,289	908,261	0,032	<i>vérifiée</i>
Etage 12	306	2558,04	1,136	410,585	0,023	<i>vérifiée</i>

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

IV.6 Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Dimensions finales des différents éléments

- les voiles : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Entre sol 1 , 2 et RDC } e = 20 \text{ cm.} \\ \text{Les autres étages } e = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$
- Les poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
- Les poteaux :
 - ✓ 1^{er}, 2^{eme} entre sol et RDC $(60 \times 60) \text{ cm}^2$
 - ✓ 1^{er} et 2^{eme} étages $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
 - ✓ 3^{eme} et 4^{eme} étages $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
 - ✓ 5^{eme} et 6^{eme} étages $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
 - ✓ 7^{eme} et 8^{eme} étages $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
 - ✓ 9^{eme} et 10^{eme} étages $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
 - ✓ 11^{eme} et 12^{eme} étages $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Chapitre V :
Étude des éléments
structuraux

V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V16**, nous passons à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL 99**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres qui sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles qui sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS V16**, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \\ G + Q \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30 × 40).
- ✓ Poutres secondaires (30 × 40).

V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

V.2.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

V.2.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 . s . b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$s \leq h/2$$

Avec ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.2.2 Sollicitations maximales dans les poutres :

L'analyse des résultats donnés par logiciel nous avons pu regrouper les sollicitations les plus défavorables dans les tableaux suivants :

Tableau V -1 Sollicitations dans les poutres principales non associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	comb	ELU	
					M (KN.m)	V (KN)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol et RDC	P.P	30x40	Appui	ELUA	64.97	145.23
			Travée	ELUF	35.82	
Les étages courants	P.P	30x40	Appui	ELUA	98.09	118.17
			Travée	ELUA	56.76	

Tableau V -2 Sollicitations dans les poutres secondaires non associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	comb	ELU	
					M (KN.m)	V (KN)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol	P.S	30x40	Appui	ELUF	35.83	34.46
			Travée	ELUA	35.18	
L'étage 1 à l'étage 9	P.S	30x40	Appui	ELUA	122.58	156.25
			Travée	ELUA	133.74	
RDC l'étage 10,11 et 12	P.S	30x40	Appui	ELUA	92.28	92.83
			Travée	ELUF	93.24	

Tableau V -3 Sollicitations dans les poutres principales associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	comb	ELU	
					M (KN.m)	V (KN)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol	P.P	30x40	Appui	ELUA	37.07	63.27
			Travée	ELUA	53.07	
L'étage 1 à l'étage 8	P.P	30x40	Appui	ELUA	248.45	249.95
			Travée	ELUA	254.59	

RDC l'étage 9,10,11 et 12	P.P	30x40	Appui	ELUA	173.86	155.74
			Travée	ELUF	147.76	

Tableau V -4 Sollicitations dans les poutres secondaires associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	comb	ELU	
					M (KN.m)	V (KN)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol	P.S	30x40	Appui	ELUA	40.28	41.9
			Travée	ELUA	26.68	
L'étage 1 à l'étage 7	P.S	30x40	Appui	ELUA	241.79	324.38
			Travée	ELUA	210.12	
RDC, l'étage 8 et 9	P.S	30x40	Appui	ELUA	175.99	240.82
			Travée	ELUA	158.14	
L'étage 10,11 et 12	P.S	30x40	Appui	ELUA	136.06	146.56
			Travée	ELUA	96.69	

V.2.3 Ferrailage des poutres :

Nous présentons un exemple de calcul de ferrailage de poutre les autres résultats seront récapitulés dans des tableaux

Exemple de calcul

Poutre principale non associée au voile (RDC)

b=30 cm , h=40 cm , d=38 cm , (FPN) , situation durable

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow A' = 0$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.058)})$$

$$\alpha = 0.075$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.38(1 - 0.4(0.075)) = 0.37 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{0.03582}{348 \times 0.37} = 2.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.8 \text{ cm}^2$$

Tableau V -5 Ferrailage des poutres principales non associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol et RDC	P.P	30x40	Appui	6	4.5	3HA14=4.62
			Travée		2.8	3HA14=4.62
Les étages courants	P.P	30x40	Appui		6.9	5HA14=7.7
			Travée		3.9	3HA14=4.62

Tableau V -6 Ferrailage des poutres secondaires non associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol	P.S	30x40	Appui	6	2.8	3HA14=4.62
			Travée		2.4	3HA14=4.62
L'étage 1 à l'étage 9	P.S	30x40	Appui		8.8	6HA14=9.24
			Travée		9.7	3HA14+3HA16=10.65
RDC l'étage 10,11 et 12	P.S	30x40	Appui		6.5	5HA14=7.7
			Travée		6.5	5HA14=7.7

Tableau V -7 Ferrailage des poutres principales associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol	P.P	30x40	Appui	6	2.5	3HA14=4.62
			Travée		3.6	3HA14=4.62
L'étage 1 à l'étage 8	P.P	30x40	Appui		20.2	2HA14+1HA20+3HA25=20.95
			Travée		20.9	2HA14+1HA20+3HA25=20.95
RDC l'étage 9,10,11 et 12	P.P	30x40	Appui		13.1	3HA14+3HA20=14.04
			Travée		10.8	3HA14+2HA20=10.09

Tableau V -8 Ferrailage des poutres secondaires associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol	P.S	30x40	Appui	6	2.7	3HA14=4.62
			Travée		1.8	3HA14=4.62
L'étage 1 à l'étage 7	P.S	30x40	Appui		19.5	2HA14+1HA20+3HA25=20.95
			Travée		16.4	2HA20+1HA14+2HA25=17.64

RDC, l'étage 8 et 9	P.S	30x40	Appui	13.2	3HA14+3HA20=14.04
			Travée	11.7	3HA14+3HA20=14.04
L'étage 10,11 et 12	P.S	30x40	Appui	9.9	3HA14+3HA16=10.65
			Travée	6.8	5HA14=7.7

V.2.4 Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

Les poutres secondaires ont les mêmes dimensions que les poutres principales (30×40) cm² donc :

✓ **Pourcentage maximal d'armatures longitudinales dans les sections :**

$$A_{max} = 4\% b . h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b . h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ **Pourcentage minimal d'armatures longitudinales dans les sections :**

$$A_{min} = 0.5\% b . h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

V.2.4.1 Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.4, 1.29, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8 dans les sections nécessitant un étrier.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(10; 14.4) \text{ soit : } st = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.5 Vérification à l'ELU

➤ **Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa (FPN)}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V -9 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	249.95	2.19	3.33	Vérifiée
Secondaires	324.38	2.85	3.33	Vérifiée

V.2.6 Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A_s.y - 15.d.A'_s = 0 \quad \text{Avec : } A'_s = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Le tableau suivant résume les vérifications de contraintes de compression :

Tableau V -10 Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M_{ser}^{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales	Appui	31.29	4.62	63800	11.1	9.73	15	Vérifiée
	Travée	55.76				5.46	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	24.57				4.95	15	Vérifiée
	Travée	28.34				4.28	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation**

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant résume les vérifications des conditions de flèche

Tableau V -11 Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	$h_t(cm)$	$b(cm)$	$L(m)$	$A_s(cm^2)$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	30	4.55	4.62	$0.088 \geq 0.06$	$0.088 \geq 0.085$	$0.004 \leq 0.01$
Secondaire	40	30	3.3	4.62	$0.121 \geq 0.06$	$0.121 \geq 0.085$	$0.004 \leq 0.01$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

V.2.7 Schéma ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

V.3 Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion simple lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
- ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales de nos poteaux (Zone IIa) doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
0.8%
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

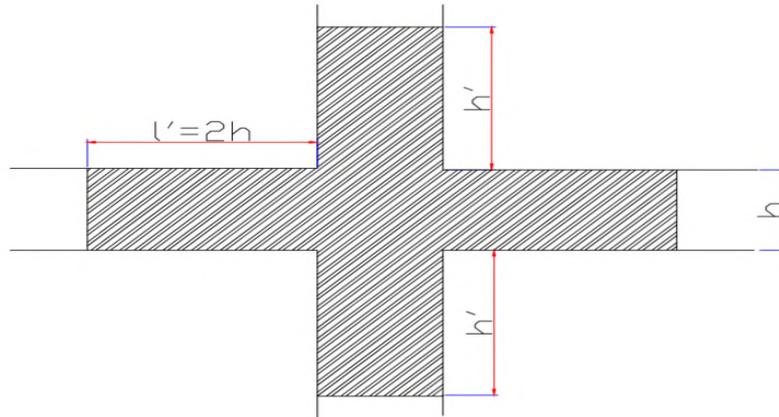


Figure V - 1 Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

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.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone IIa}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone IIa}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

λ_g : l'élanement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum ;
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.1 Calcul de ferrailage

V.3.1.1 Ferrailage longitudinal

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée ;
- ✓ Fissuration peu nuisible ($c = 3$ cm).

Calcul à l'ELU

V.3.1.2 Les sollicitations maximales :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V -12 Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	V_{max}
Combinaison	$1.35G+1.5Q$	$0.8G+E$	$G+Q+E$	
E.sol 1, 2 et RDC	$3149.94 \rightarrow 10.83$	$30.65 \rightarrow 18.08$	$185.38 \rightarrow 775.52$	93.26
1 et 2	$2416.63 \rightarrow 28.02$	$64.62 \rightarrow 13.94$	$223.56 \rightarrow 743.17$	144.08
3 et 4	$1970.20 \rightarrow 27.60$	$93.84 \rightarrow 20.85$	$230.79 \rightarrow 568.11$	153.62

5 et 6	1541.92 → 25.56	104.86 → 18.86	197.80 → 410.60	132.07
7 et 8	1128.77 → 22.6	86.71 → 14.96	147.04 → 271.01	97.81
9 et 10	726.27 → 18.52	35.10 → 67.81	91.29 → 159.01	76.02
11 et 12	327.68 → 13.40	-46.25 → 28.69	48.61 → 117.13	55.12

V.3.1.3 Calcul du ferrailage :

✓ Ferrailage longitudinal :

Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC (60×60) cm² comme exemple de calcul et les autres résultats sont résumés dans le **tableau V-13**

Données :

Soit : $M_{\max} = 185.38 \text{ KN.m}$; $N_{\text{corres}} = 775.52 \text{ KN}$

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.024 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 185.38 \times 10^{-3} + 775.52 \times 10^{-3} \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.395 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 775.52 \times 10^{-3}(0.67 - 0.03) - 0.395 = 0.19 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (0.6)^2 \times 18.48 = 0.909 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.190 < 0.909 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.395}{0.6 \times (0.57)^2 \times 18.48} = 0.11 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.146 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.537 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 18.4 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -0.98 \text{ cm}^2$

Donc, on prend $A = 0$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V -13 Ferrailages des poteaux.

Niveau	section	Type de section	A_{cal} (cm ²)/face	A_{choisi} (cm ²)/face	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
<i>E.sol 1, 2 et RDC</i>	60×60	SET	0.39	5HA16=10.05	28.2	16HA16=32.17
<i>1 et 2</i>	55×55	SET	4.97	2HA16+3HA12=7.41	24.2	4HA16+12HA14=26.51
<i>3 et 4</i>	50×50	SPC	6.74	2HA16+3HA12=7.41	20	4HA16+12HA14=26.51
<i>5 et 6</i>	45×45	SPC	8.23	2HA16+3HA12=7.41	16.2	4HA16+12HA14=26.51
<i>7 et 8</i>	40×40	SPC	7.83	5HA14=7.7	12.8	16HA14=24.63
<i>9 et 10</i>	35×35	SPC	5.9	4HA14=6.16	9.8	12HA14=18.47
<i>11 et 12</i>	30×30	SPC	3.41	2HA14+1HA12=4.21	7.2	4HA14+4HA12=10.68

V.3.1.4 Ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V -14 Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	<i>E.sol 1</i>	<i>E.sol 2 et RDC</i>	<i>1et 2</i>	<i>3et 4</i>	<i>5 et 6</i>	<i>7 et 8</i>	<i>9 et 10</i>	<i>11 et 12</i>
Section(cm ²)	60×60	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
ϕ_t^{min} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l_r (cm)	258	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2
λ_g	4.3	3.1	3.39	3.72	4.14	4.66	5.32	6.21
V (KN)	20.41	93.25	144.08	153.62	132.07	97.81	76.02	55.12
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	15	10	10	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
A_t (cm ²)	0.48	1.45	2.45	4.32	4.13	3.44	2.04	1.72
A_t^{min} (cm ²)	4.23	4.62	3.85	4.57	3.44	2.28	1.57	1.35
$A_t^{min}\%$	0.47	0.77	0.7	0.61	0.51	0.38	0.3	0.3
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA8 = 3.02	4HA8 = 2.01

V.3.1.5 Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V -15 Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
1 ^{er} E.sol	0,6	0,6	2.58	14.88	0,82	32.17	0.3364	7721.49	3149.94	vérifiée
E.sols 2 et RDC	0,6	0,6	1.86	10.73	0.83	32.17	0.3364	7853.04	2886.93	Vérifiée
1 et 2	0,55	0,55	1.86	11.7	0,83	26.51	0.2809	6522.80	2416.63	Vérifiée
3 et 4	0,5	0,5	1.86	12.87	0,83	26.51	0.2304	5483.46	1970.20	Vérifiée
5 et 6	0,45	0,45	1.86	14.3	0,82	26.51	0.1849	4545.80	1541.92	Vérifiée
7 et 8	0.4	0.4	1.86	16.09	0.81	24.63	0.1444	3647.98	1128.77	Vérifiée

9 et 10	0.35	0.35	1.86	18.39	0.80	18.47	0.1089	2714.03	726.27	Vérifiée
11 et 12	0.3	0.3	1.86	21.45	0.79	10.68	0.0784	1834.92	327.68	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

➤ **Etat limite de service :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Les sollicitations maximales obtenues à l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V - 16 Les sollicitations maximales à l'ELS

Niveau	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Type de section
E.sol 1, 2 et RDC	2295.64	36.41	S.E.C
1 et 2	1761.23	25.85	S.E.C
3 et 4	1435.96	26.74	S.E.C
5 et 6	1123.92	30.95	S.E.C
7 et 8	822.96	31.68	S.E.C
9 et 10	529.81	28	S.E.C
11 et 12	239.59	20.64	S.P.C

Cas d'une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ Et } V' = h - V$$

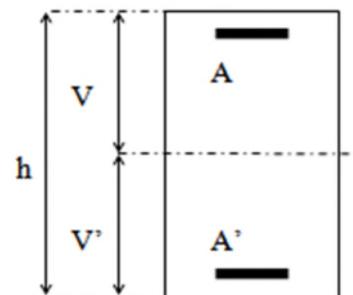


Figure V - 2 . Section d'un poteau

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V -17 Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveau	E.sol 1. 2 et RDC	1et 2	3et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10
Sections (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
v	30	27.5	25	22.5	20	17.5
v'	30	27.5	25	22.5	20	17.5
d	57	52	47	42	37	32
A (cm ²)	32.17	26.51	26.51	26.51	24.63	18.47
I _{yy'} (m ⁴)	0.013	0.018	0.0128	0.044	0.018	0.0128
S (m ²)	0.39	0.328	0.276	0.228	0.171	0.131
N _{ser} (KN)	2295.64	1761.23	1435.96	1123.92	822.96	529.81
M _{ser} (KN.m)	36.41	25.85	26.74	30.95	31.68	28
Type de section	CES	CES	CES	CES	CES	CES
σ _{bc1} (MPa)	6.72	5.98	5.98	6.5	5.15	4.4
σ _{bc2} (MPa)	5.04	5.19	4.94	3.34	4.44	3.64
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15

Concernant l'étage 11 et 12, la section à ces niveaux est une section partiellement comprimée (SPC) donc les notes de calcul sont les suivantes :

Les données :

$$N_{ser} = 239.59 \text{ KN} ; M_{ser} = 20.64 \text{ KN.m}$$

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{20.64}{239.59} = 0.086 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.3}{6} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression } c \text{ est en dehors du noyau central.}$$

N_{ser} est un effort de compression et le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul de centre de pression :**

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0.254 - 0.275 = -0.064 \text{ m}$$

Par convention de signe, on prend : c = 0.064 m

$$\text{On a : } y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Tel que :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b}(c - d') + 90 \frac{A}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b}(c - d')^2 - 90 \frac{A}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (6.4)^2 - 90 \times \frac{10.68}{30}(6.4 - 3) + 90 \times \frac{10.68}{30}(27 - 6.4) \\ q = -2 \times (6.4)^3 - 90 \times \frac{10.68}{30}(6.4 - 3)^2 - 90 \times \frac{10.68}{30}(27 - 6.4)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = 1748.25 \\ q = -14491.16 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 4p^3 + 27q^2 = 4 \times (1748.25)^3 + 27 \times (-14491.16)^2 = 2.7 \times 10^{10} > 0$$

\Rightarrow Une seule racine réelle.

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 1 \times 10^9 \\ \sqrt{\Delta} = 31647.99 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 46139.16 \\ z = t^{1/3} = 35.86 \end{cases}$$

$$\text{On a : } y_c = z - \frac{p}{3z} = 19.61 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } -c \leq y_c \leq h - c \quad \text{avec } c > 0 \Rightarrow 6.4 \leq y_c = 19.61 \leq 23.6$$

✓ **La distance entre l'axe neutre est la fibre la plus comprimée (y) :**

$$y = y_c + c = 19.61 + 6.4 = 26.01 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$$

Avec :

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)] \\ &= \frac{30}{2} (26.01)^2 + 15[10.68 \times (26.01 - 3) - 10.68 \times (27 - 26.01)] \\ &= 13673.62 \text{ cm}^3 \approx 0.0137 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{239.59 \times 10^{-3}}{0.0137} \times 0.2601 = 4.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements**

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V -18 Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
E.sol 1	60×60	4.3	0.04	57	20.41	0.16	1	Vérifiée
E.sol 2 et RDC	60×60	3.1	0.04	57	93.25	0.27	1	Vérifiée
1 et 2	55×55	3.39	0.04	52	144.08	0.50	1	Vérifiée
3 et 4	50×50	3.72	0.04	47	153.62	0.65	1	Vérifiée
5 et 6	45×45	4.14	0.04	42	132.07	0.7	1	Vérifiée
7 et 8	40×40	4.66	0.04	37	97.81	0.66	1	Vérifiée
9 et 10	35×35	5.32	0.04	32	76.02	0.68	1.875	Vérifiée
11 et 12	30×30	6.21	0.04	27	55.12	0.68	1.875	Vérifiée

➤ **Vérification de la zone nodale :**

Il 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 de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

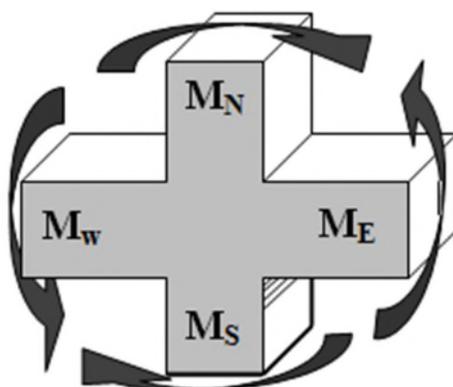


Figure V - 3 Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans 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 ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = h - (2 \times d')$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s \begin{cases} = 1.15 \text{ (situation durable).} \\ = 1 \text{ (situation accidentale).} \end{cases}$

Les moments résistants des poteaux et des poutres sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V -19 Moments résistants des poteaux.

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)/face	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC et les deux E. sols	0.60	0,54	5HA16=10.05	400	217,08
1 et 2	0.55	0,49	2HA16+3HA14=8.64	400	169,34
3 et 4	0.50	0,44	2HA16+3HA14=8.64	400	152,06
5 et 6	0.45	0.39	2HA16+3HA14=8.64	400	134,78
7 et 8	0.40	0.34	5HA14=7.70	400	104,72
9 et 10	0.35	0.29	4HA14=6.16	400	71,46
11 et 12	0.30	0.24	2HA14+1HA12=4.21	400	40,42

Tableau V -20 Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A _s (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC et les deux E. sols	Appui	0,4	0,36	4.62	400	66,53
	Travée	0,4	0,36	4.62	400	66,53
Etages courants	Appui	0,4	0,36	7.7	400	110,88
	Travée	0,4	0,36	4.62	400	66,53

Tableau V -21 Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A _s (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
E. sol 1 et 2	Appui	0,4	0,36	4.62	400	66,53
	Travée	0,4	0,36	4.62	400	66,53
RDC, 10, 11 et 12	Appui	0,4	0,36	7.7	400	110,88
	Travée	0,4	0,36	4.62	400	66,53
1 à 9	Appui	0,4	0,36	9.24	400	133,06
	Travée	0,4	0,36	4.62	400	66,53

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau V -22 Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
Entre sol 1	434.16	217.08	651,24	66.53	66.53	166.33	vérifiée
Entre sol 2	434.16	217.08	651,24	66.53	66.53	166.33	vérifiée
RDC	386.42	217.08	603,76	66.53	66.53	166.33	vérifiée
1	338.68	169.34	508,02	110.88	66.53	221.76	vérifiée
2	321.4	169.34	490,74	110.88	66.53	221.76	vérifiée
3	304.12	152.06	456,18	110.88	66.53	221.76	vérifiée
4	286.84	152.06	438,9	110.88	66.53	221.76	vérifiée
5	269.56	134.78	404,34	110.88	66.53	221.76	vérifiée
6	239.5	134.78	374,28	110.88	66.53	221.76	vérifiée
7	209.44	104.72	314,22	110.88	66.53	221.76	vérifiée
8	176.18	104.72	280,96	110.88	66.53	221.76	vérifiée
9	142.92	71.46	214,38	110.88	66.53	221.76	Non vérifiée
10	111.88	71.46	183,34	110.88	66.53	221.76	Non vérifiée
11	80.84	40.42	121,26	110.88	66.53	221.76	Non vérifiée
12	0	40.42	40,42	110.88	66.53	221.76	Non vérifiée

Tableau V -23. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
Entre sol 1	434.16	217.08	651,24	66.53	66.53	166.33	vérifiée
Entre sol 2	434.16	217.08	651,24	66.53	66.53	166.33	vérifiée
RDC	386.42	217.08	603,76	110.88	66.53	221.76	vérifiée
1	338.68	169.34	508,02	133.06	66.53	249.49	vérifiée
2	321.4	169.34	490,74	133.06	66.53	249.49	vérifiée
3	304.12	152.06	456,18	133.06	66.53	249.49	vérifiée
4	286.84	152.06	438,9	133.06	66.53	249.49	vérifiée
5	269.56	134.78	404,34	133.06	66.53	249.49	vérifiée
6	239.5	134.78	374,28	133.06	66.53	249.49	vérifiée
7	209.44	104.72	314,22	133.06	66.53	249.49	vérifiée
8	176.18	104.72	280,96	133.06	66.53	249.49	vérifiée
9	142.92	71.46	214,38	133.06	66.53	249.49	Non vérifiée
10	111.88	71.46	183,34	110.88	66.53	221.76	Non vérifiée
11	80.84	40.42	121,26	110.88	66.53	221.76	Non vérifiée
12	0	40.42	40,42	110.88	66.53	221.76	Non vérifiée

Remarque :

On remarque que la condition de RPA n'est pas vérifiée du niveau 9 jusqu'au 12ème. Donc on augmente la section d'armatures dans les poteaux du 9^{ème} et 10^{ème} étage. Pour les deux derniers niveaux la vérification est facultative selon RPA donc on peut les tolérer la non vérification de la condition. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau V -24 Moment résistant des poteaux.

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
9 et 10	0.35	0.29	5HA14=7.7	400	89.32

Tableau V -25. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
9	184.8	89.32	274.12	110.88	66.53	221.76	vérifiée
10	132.82	89.32	222.14	110.88	66.53	221.76	vérifiée

Tableau V -26. Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
9	184.8	92.4	277.2	133.06	66.53	249.49	vérifiée
10	132.82	92.4	225.22	110.88	66.53	221.76	vérifiée

V.3.2 Schéma de ferrailage

Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'**annexe (6)**

V.4 Etude des voiles

V.4.1 Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (l, a : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

V.4.2 Exigence du RPA

Le **RPA99 version 2003 (Art.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 en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, 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 vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ①
- $G + Q \pm E$ ②
- $0,8G \pm E$ ③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

V.4.3 Recommandation du RPA99 version 2003

V.4.3.1 Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

- l_t : longueur de la zone tendue,
- e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.3.2 Armatures Horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, et à maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

V.4.3.3 Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

V.4.3.4 Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.4 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V -27. Sollicitations dans le voile du RDC.

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
RDC	3130.56	224.11	-87.64	544.96	3228.54	2734.71	967.56

V.4.4.1 Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$, à la flexion composée pour une section ($e \times 1\text{ml}$).

Vu exemple de calcul de ferrailage est présenté ci-après les autres résultats de calcul seront récapitulés dans les tableaux

Données :

$$M_{\max} = 3228.54 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 2734.71 \text{ KN}$$

$$l = 2.5 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 2.45 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{3228.54}{2734.71} = 1.18 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m} \Rightarrow N$ Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3228.54 \times 10^{-3} + 2734.71 \times 10^{-3} \left(2.45 - \frac{2.5}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 6.51 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 2734.71 \times 10^{-3}(2.45 - 0.05) - 6.51 = 0.053 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 2.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 2.5 \times 18.48 = 7.41 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.053 < 8.17 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.51}{0.2 \times (2.45)^2 \times 18.48} = 0.29 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.446$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.45(1 - 0.4 \times 0.051) = 2.01 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{6.51}{2.01 \times 400} = 80.97 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 80.96 \times 10^{-4} - \frac{2734.71 \times 10^{-3}}{400} = 12.6 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 12.6 \text{ cm}^2$

➤ **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

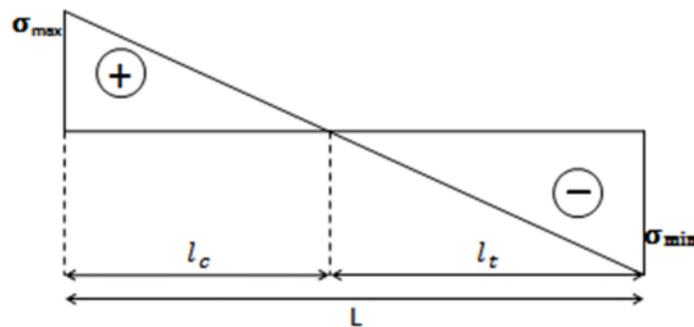


Figure V - 4. Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{2734.71 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.2} + \frac{3228.54 \times 10^{-3}}{0.26} \times 1.25 = 20.96 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{2734.71 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.2} - \frac{3228.54 \times 10^{-3}}{0.26} \times 1.25 = -10.03 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sous les différentes combinaisons, la zone tendue calculée sera prise de part et d'autre (les deux extrémités de voile), le voile sera donc ferrailé symétriquement.

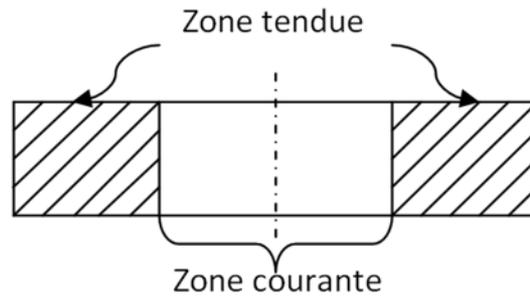


Figure V - 5. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{10.03 \times 2.5}{30.99} = 0.81 \text{ m} \\ l_c = 2.5 - 2 \times 0.81 = 0.88 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 81) = 3.24 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 88) = 1.76 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 250) = 7.5 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e}$$

Avec : $k = 0$ par ce que il y a reprise de bétonnage a chaque niveau

D'où :

$$A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u \times b_0 \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 967.56 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.45} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

➤ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1 \times 2.76 \times 0.2 \times 0.2}{0.9 \times 400} \geq 0.3067 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 3.067 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

2HA14 par section chaque 20 cm

Soit : 5HA14/ml

Tableau V -28. Ferrailage du voile Vx1 et Vx4.

Section	E.sol 1-2 et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10-11-12
l(m)	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	1398	555.53	579.04	388.25	178.25
M(KN.m)	1122.82	1060.71	310.77	1036.03	207.91
d (m)	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
V(KN)	636.06	385.36	305.89	268.21	160.29
τ (MPa)	2.7	2.18	1.73	1.52	0.9
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	11.98	11.8	0	0	0.98
A^{min} (cm ²)	5.1	3.825	3.825	3.825	3.825
I (m ⁴)	0.0819	0.0614	0.0614	0.0614	0.0614
v (m)	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
σ_1 (MPa)	15.76	16.86	6.57	9.43	3.58
σ_2 (MPa)	-7.54	-12.5	-2.03	-1.31	-2.18
l_t (m)	0.55	0.72	0.4	0.2	0.64
l_c (m)	0,6	0.26	0.9	1.3	0.42
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2.2	2.17	1.2	0.62	1.93
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	1.19	0.37	1.34	1.93	0.62
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA14	10HA14	6HA8	4HA10	4HA10+4HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	3	1.82	1.44	1.26	0.75
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	2HA14	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8

Tableau V -29. Ferrailage de voile Vx2, Vx3, Vx5, Vx6, Vx7 et Vx8.

Section	E.sol 1 ,2 et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10-11-12
l(m)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	1027.78	1291.28	1737.13	1263.08	116.13
M(KN.m)	673.08	630.94	316.98	269.02	143.31
d (m)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
V(KN)	521.17	243.33	209.65	189.9	120.17
τ (MPa)	3.47	1.64	1.86	1.69	1.07
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	8.64	8.59	0	0	2.06
$A^{min}(cm^2)$	3.3	2.48	2.48	2.48	2.48
$I(m^4)$	0.0221	0.0166	0.0166	0.0166	0.0166
$v(m)$	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
σ_1 (MPa)	21.36	28.63	21	16.55	5.41
σ_2 (MPa)	-12.02	-13.03	0	-1.23	-4.06
l_t (m)	0.4	0.34	0	0.08	0.47
l_c (m)	0.3	0.42	1.1	0.94	0.16
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1.58	1.03	0	0.23	1.41
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.62	0.62	1.65	1.42	0.23
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA14	6HA14	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+2HA8
S_t (m)	0,15	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.89	1.03	1.55	1.41	0.89
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	2HA14	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8

Tableau V -30. Ferrailage de voile Vy1 et Vy2.

Section	Sous sol et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10
l(m)	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	270.75	203.81	207.4	170.32	55.59
M(KN.m)	983.77	426.92	259.67	135.25	105.62
d (m)	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
V(KN)	509.93	197.2	151.23	133.36	83.99
τ (MPa)	2.16	1.11	0.88	0.75	.47
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	12.65	4.22	1.54	0	0.9
$A^{min}(cm^2)$	5.1	3.83	3.83	3.83	3.83
$I(m^4)$	0.819	0.061	0.061	0.061	0.061
$v(m)$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
σ_1 (MPa)	11.01	6.7	4.4	2.54	1.68

σ_2 (MPa)	-9.41	-5.1	-2.78	-1.2	-1.24
l_t (m)	0.78	0.73	0.66	0.55	0.72
l_c (m)	0.14	0.24	0.38	0.6	0.26
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3.13	2.2	1.97	1.64	2.17
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0.26	0.34	0.58	0.9	0.38
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA14+6HA12	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+4HA8	4HA10+6HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	2.4	0.93	0.73	0.63	0.4
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	2HA14	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V -31. Ferrailage de voile Vy3, Vy4, Vy5 et Vy6

Section	E.sol 1,2 et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10-11-12
l(m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	2734.71	2531.14	92.38	160.07	55.3
M(KN.m)	3228.54	2717.05	111.46	374.28	315.25
d (m)	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
V(KN)	967.56	553.36	340.69	285.42	146.33
τ (MPa)	2.76	2.1	1.3	1.09	0.56
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	12.51	12.23	0	1.88	2.53
A^{min} (cm ²)	7.5	5.63	5.63	5.63	5.63
I (m ⁴)	0.26	0.195	0.195	0.195	0.195
v (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
σ_1 (MPa)	20.96	23.44	0.96	2.82	2.17
σ_2 (MPa)	-10.03	-8.95	-0.47	-1.97	-1.86
l_t (m)	0.8	0.7	0.82	1	1.16
l_c (m)	0.9	1.1	0.86	0.5	0.18
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3.23	2.07	2.45	3.08	3.46
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	1.76	1.68	1.3	0.67	0.28
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA14+6HA12	4HA14+6HA10	4HA10+6HA8	4HA10+8HA8	4HA10+10HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	3.07	1.76	1.08	0.91	0.46
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	2HA14	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8

V.4.5 Schéma de ferrailage

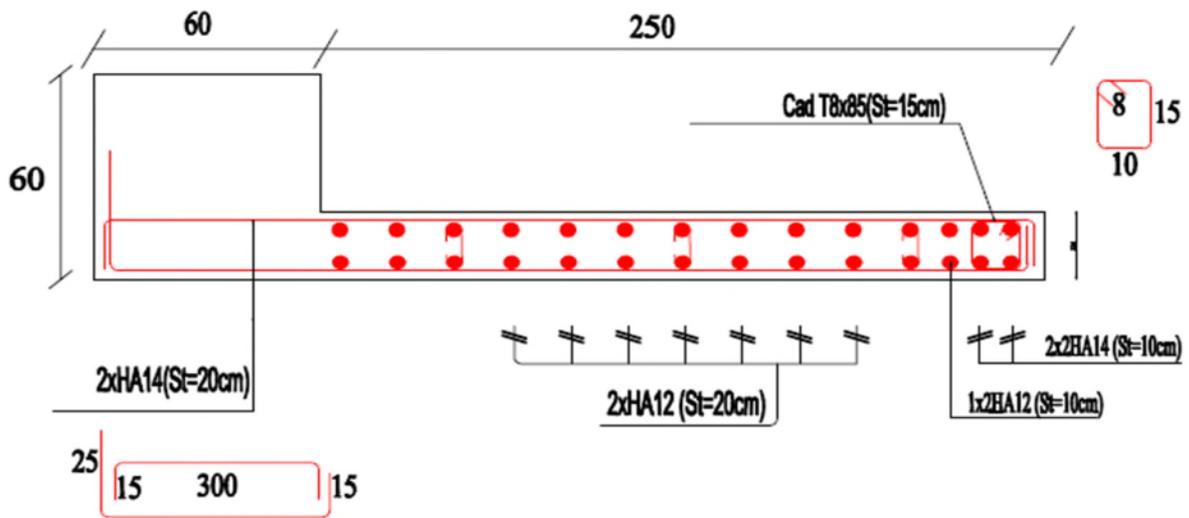


Figure V - 6 Schéma de ferrailage de voile (vy3) de RDC

Chapitre VI :
Étude des fondations

VI.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol, dans de bonnes conditions, les charges d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.2 Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

VI.3 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

D'après le rapport de sol (annexe 5) les fondations recommandées sont superficielles (ancrage de 1.5m). Nous étudierons donc la possibilité d'adopter des semelles isolées, filantes ou un radier général

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

VI.4.2 Calcul de la surface des fondations :

La surface totale des fondations se calcule par la formule suivante :

$$S_{Fondation} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N = 50276.08 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 180 \text{ KPa}$$

N : Effort normal total ramené par la structure (ETABS).

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol (rapport de sol).

On a:

$$S_{Fondation} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{50276.08}{180} \Rightarrow S_{Fondation} \geq 279.31 \text{ m}^2$$

Or la surface de bâtiment (au niveau de l'entre sol 1) $S_{bat} = 286.82 \text{ m}^2$

Soit : $S_{Fondation} = 97.38\% S_{bat}$

Donc on opte pour un radier général nervuré (figure VI.1)

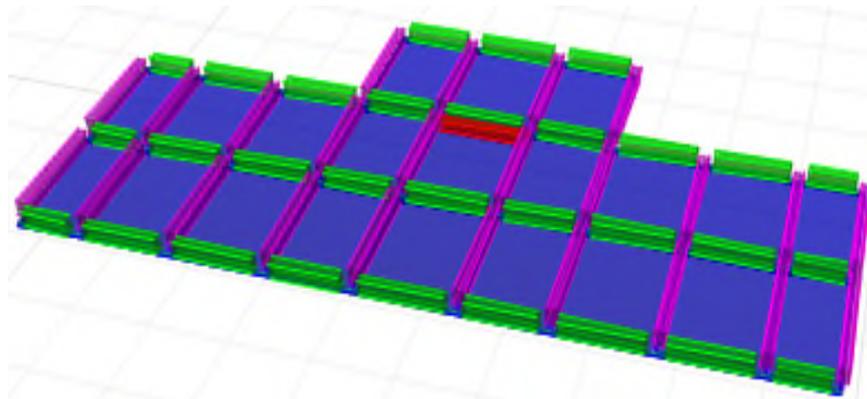


Figure VI. 1. Radier nervurer

VI.5 Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

VI.5.1 Pré dimensionnement

✓ **Condition de coffrage**

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle du radier.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 4.55 \text{ m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{4.55}{20} = 0.22 \text{ cm} \dots \dots 1 \\ h_t \geq \frac{4.55}{10} = 0.455 \text{ cm} \dots \dots 2 \end{cases}$$

✓ **Condition de rigidité :**

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7$ KN/m³).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

Nous prendrons une valeur moyenne pour nos calculs.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

En remplaçant dans 2 puis 1, on trouve :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4.55)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.64 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 65 \text{ cm}$ et $h_r = 25 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la surface du radier :**

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 65 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 25 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \\ \text{la surface du radier } S_{rad} = 286.82 \text{ cm}^2 \text{ (surface du bâtiment)} \end{cases}$$

VI.5.2 Vérifications nécessaires :✓ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I}$$

Avec : N et M sont l'effort normal max et le moment par rapport au centre de gravité du radier

En utilisant, le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 3569.39 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 13.1 \text{ m} \\ I_y = 14314.73 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 5.68 \text{ m} \end{cases}$$

Remarques :

- L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2 (prendre le cas le plus défavorable).

- Le moment donné par ETABS est calculé par rapport au repère local XOY (figure VI.2)

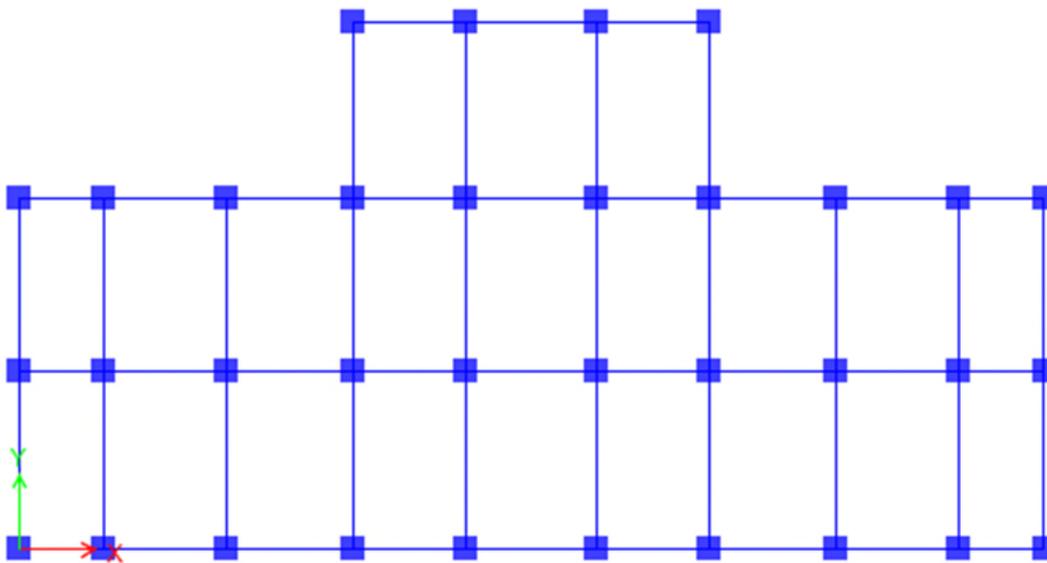


Figure VI. 2 Schéma de la structure avant décalage de repère local

Donc Il faut recalculer au repère qui passe par le centre de gravité du radier (figure VI.4)

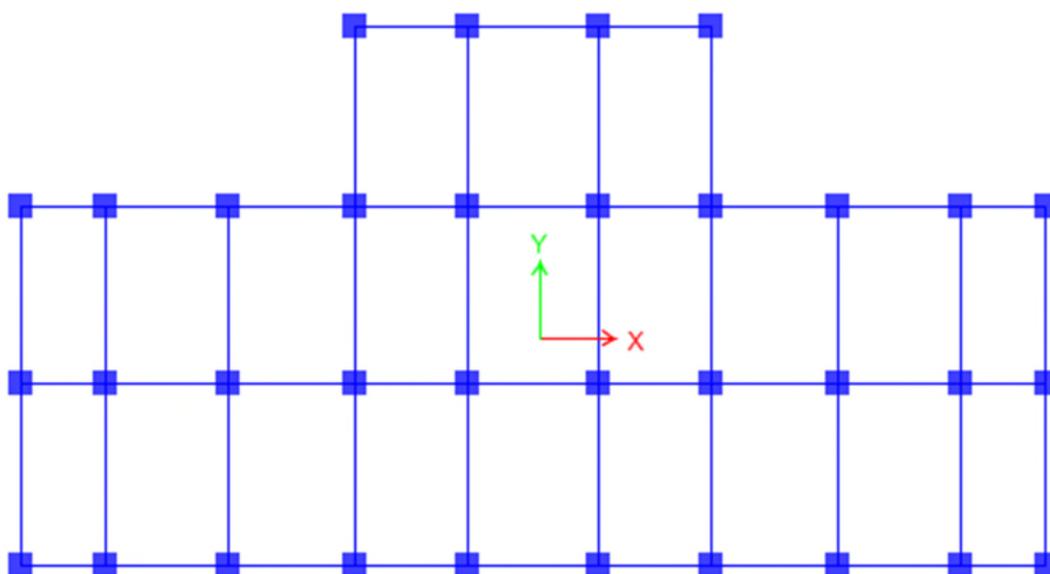


Figure VI. 3 Schéma de la structure après décalage de repère local

Nous avons les résultats suivants :

$$M_x = N \times e_y \text{ et } M_y = N \times e_x$$

$$M_x = 50.276 \times 6.22 = 27.14 \text{ MN.m} ; M_y = 50.276 \times 13.1 = 8.04 \text{ MN.m}$$

✓ **Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :**

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{50.276}{286.82} + \frac{27.14}{3569.39} \times 5.68 = 0.218 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{50.276}{286.82} - \frac{27.14}{3569.39} \times 5.68 = 0.131 \text{ MPa} \end{cases}$$

On a: $\sigma_{max} > 0$; $\sigma_{min} > 0$ et une repartition trapezoidale

$$\text{Donc : } \sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.218 + 0.131}{4} = 0.196 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} Y_G = \frac{50.276}{286.82} + \frac{8.04}{14314.73} \times 13.1 = 0.182 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} Y_G = \frac{50.276}{286.82} - \frac{8.04}{14314.73} \times 13.1 = 0.167 \text{ MPa} \end{cases}$$

: On a: $\sigma_{max} > 0$ et $\sigma_{min} > 0$

Donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.182 + 0.167}{4} = 0.178 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

Dans ce sens la contrainte est vérifiée.

Remarque : Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans le sens XX, et pour remédier ce problème, on augmente la surface du radier (adopter un radier avec débord).

✓ **Calcul de la surface de radier avec débord :**

$$S_{rad} \geq \frac{4 \times N}{4 \times \sigma_{sol} - 2 \times \frac{M}{I} \times y_g}$$

$$S_{rad} \geq 317.68 \text{ m}^2$$

Donc on doit avoir 31 m^2 de plus

En utilisant, le programme « **GEOSEC** », on a les nouvelles caractéristiques suivantes :

$$S_{rad} = 319.23 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} I_x = 4329.86 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 13.8 \text{ m} \\ I_y = 17909.7 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 5.98 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier :**

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{50.276}{319.23} + \frac{8.04}{14314.73} \times 13.8 = 0.195 \text{ MPa} \\ \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{50.276}{319.23} - \frac{8.04}{14314.73} \times 13.8 = 0.119 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.195 + 0.119}{4} = 0.176 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens XX.

VI.5.3 Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} \quad (\text{Avec : } N_d \text{ à l'ELU donner par ETABS})$$

$$V_d = \frac{68762.06 \times 3.95}{2 \times 319.23} = 425.41 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{425.03 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.17 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

Donc : $h_r = 30 \text{ cm}$

VI.5.4 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : effort normal.

h_t : hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.65 = 1.25 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.65 = 1.25 \text{ m} \end{cases}$$

Soit : $U_c = 5 \text{ m}$ et $N_d = 3.15 \text{ MN}$

$$N_d = 3.15 \text{ MN} > 0.045 \times 5 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2.43 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

On remarque, qu'il y a risque de poinçonnement. Donc on doit augmenter la hauteur totale des nervures.

On prend $h_t = 0.8 \text{ m}$.

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.8 = 1.4 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.8 = 1.4 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.6 \text{ m}^2$$

$$N_d = 3.15 \text{ MN} < 0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.36 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.5.5 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 1.5 \text{ m}$) ;

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 319.23 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 68762.06 \text{ KN} \geq 1.15 \times 1.5 \times 319.23 \times 10 = 5506.71 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.5.6 Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X**

$$e = \frac{37.13}{68.762} = 0.54 \text{ m} < \frac{27.6}{4} = 6.9 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{11}{68.762} = 0.16 < \frac{10.05}{4} = 2.51 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.5.7 Ferrailage du radier

✓ **Calcul des sollicitations**

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30$$

$$G_0 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

$$Q_u = \frac{68762.06}{319.23} + 1.35 \times 7.5$$

$$Q_u = 225.52 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELS :

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$$

$$Q_s = \frac{50276.08}{319.23} + 7.5$$

$$Q_s = 164.99 \text{ KN/m}^2$$

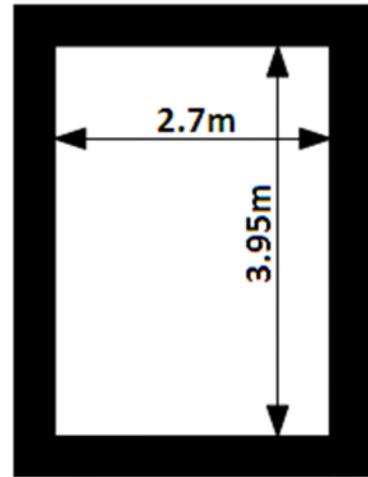


Figure VI. 4 Le panneau le plus sollicité

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 3.3 - 0.6 = 2.7 \text{ m} \\ l_y = 4.55 - 0.6 = 3.95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.7}{3.95} = 0.68 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.071 \\ \mu_y = 0.4034 \dots \dots \dots ELU \end{cases} \\ \rho = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \dots \dots \dots ELS \end{cases} \end{array} \right. \dots \dots \dots (\text{Annexe 2})$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.071 \times 225.52 \times 2.7^2 = 116.67 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4034 \times 116.67 = 47.09 \text{ KN.m} \end{cases} \dots \dots \dots ELU$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0767 \times 164.99 \times 2.7^2 = 92.25 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5584 \times 92.25 = 51.51 \text{ KN.m} \end{cases} \dots \dots \dots ELS$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 116.67 = 99.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 47.09 = 40.02 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 116.67 = -58.36 \text{ KN.m} \end{cases} \dots \dots \dots ELU$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 92.25 = 78.42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 51.51 = 43.79 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 92.25 = -46.12 \text{ KN.m} \end{cases} \dots \dots \dots ELS$$

Effort tranchant

$$V^{max} = \frac{ql_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{225.52 \times 2.7}{2} \times \frac{3.95^4}{2.7^4 + 3.95^4}$$

$$V^{max} = 249.9 \text{ KN}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.25) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 ferrailage de radier.

Localisation		M_s (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	99.22	12.13	2.78	12.32	8HA16	13
	y-y	40.02	4.71	2.4	5.32	5HA12	20
Appui		-58.36	6.95	2.78	7.92	7HA12	15

Vérifications à l'ELU

Cisaillement

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{249.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25}$$

$$\tau_u = 1 < 1.17$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérifications à l'ELS

✓ Vérification des contraintes

Les résultats des vérifications des contraintes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	78.41	8.19	74770	8.59 < 15	vérifiée	264.36 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	43.78	5.57	35887	6.79 < 15	vérifiée	355.63 > 201.63	N.vérifiée
Appui		46.12	6.61	49804	6.12 < 15	vérifiée	255.48 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI. 3 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	78.41	6.22	0.367	17.72	18.85	6HA20	16.5
	y-y	43.78	3.47	0.287	9.6	10.05	5HA16	20
Appui		46.12	3.66	0.293	10.13	10.78	7HA14	14

Vérification des espacements

$$S_t \leq \min(2.5h_r; 25cm)$$

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

VI.5.8 Schéma de ferrailage :

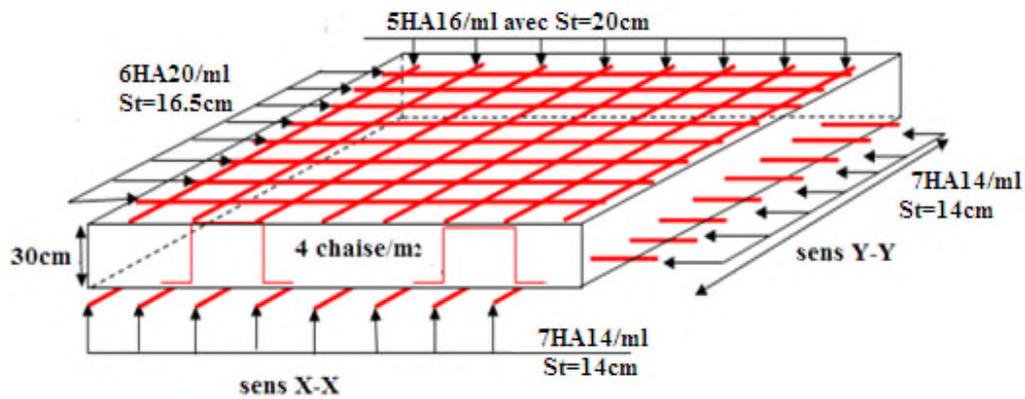


Figure VI. 5. Ferrailage du radier.

VI.6 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de 70 cm de largeur (figure VI.7)

ELU

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 225.52 \times \frac{0,7^2}{2} = 55.25 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_s = q_s \times \frac{L^2}{2} = 164.99 \times \frac{0,7^2}{2} = 40.42 \text{ KN.m}$$

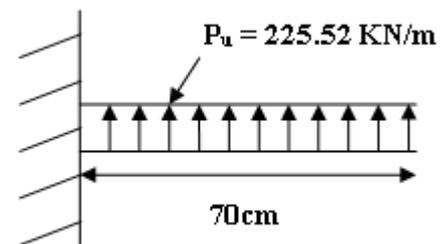


Figure VI. 6 Schéma statique du débord

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4 Ferrailage de débord.

M_s (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)	A_r (cm ² /ml)	$A_r \text{ adop}$ (cm ² /ml)
-55.25	6.56	2.11	6.79	6HA12	25	1.7	4HA12=4.52

Où A_r sont les armatures de répartitions

Vérifications à l'ELU

Vérification au cisaillement :

$$V^{max} = P_u \times L = 225.52 \times 0.7 = 157.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{157.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25}$$

$$\tau_u = 0.63 < 1.17$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérifications à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes**

Les résultats des vérifications des contraintes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Appui	40.42	6.19	43942	5.69 < 15	vérifiée	259.54 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS. Les résultats de calcul ont dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)	A _r (cm ²)	A _{r adop} (cm ²)
Appui	40.42	3.2	0.276	8.83	9.24	6HA14	25	2.26	3HA12

VI.6.1 Schéma de ferrailage :

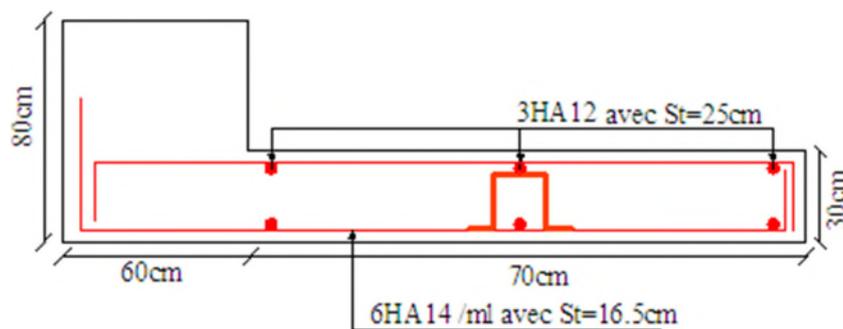


Figure VI. 7 Schéma de ferrailage de débord

VI.7 Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

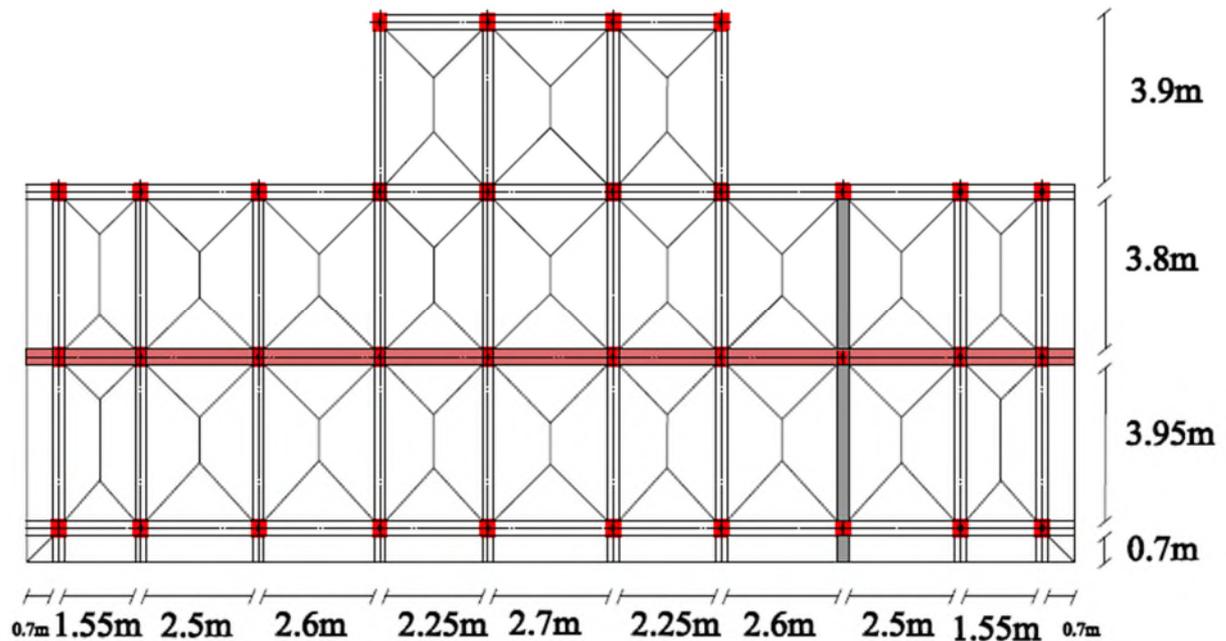


Figure VI. 8. Schéma des lignes de ruptures de la dalle du radier.

Les nervures reçoivent des charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Calcul des charges équivalentes uniformes

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie du radier (poids des nervures non compris).

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens par la méthode de Caquot (poutre continue chapitre 3), puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ Sens X-X :

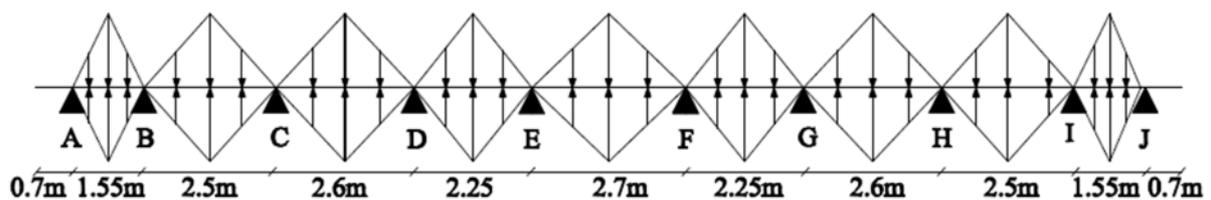


Figure VI. 9. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y :

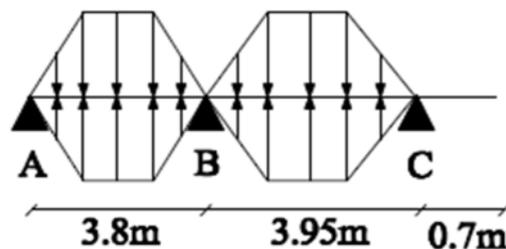


Figure VI. 10. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

VI.7.1.1.1 Calcul de chargement**Détermination de P_u et P_s :**

Donc :

$$\begin{cases} P_u = Q_u = 225.52 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = Q_s = 164.99 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Sens Y-Y :

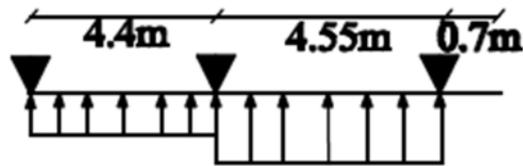


Figure VI. 11. Schéma statique de la nervure selon Y-Y avec les charges équivalentes.

Exemple de calcul :

Sens Y-Y

Travée 1 :

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{225.52}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.71)^2}{3} \right) \times 2.6 + \left(1 - \frac{(0.59)^2}{3} \right) \times 2.5 \right] \\ q_m^s = \frac{164.99}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.71)^2}{3} \right) \times 2.6 + \left(1 - \frac{(0.59)^2}{3} \right) \times 2.5 \right] \\ q_v = \frac{225.52}{2} \left[\left(1 - \frac{0.71}{2} \right) \times 2.6 + \left(1 - \frac{0.59}{2} \right) \times 2.5 \right] \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 493.1 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 360.75 \text{ KN/m} \\ q_v = 387.84 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7 Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2
q_m^u (KN/m)	493.1	499.36
q_m^s (KN/m)	360.75	365.33
q_v (KN/m)	387.84	395.05

Sens X-X :

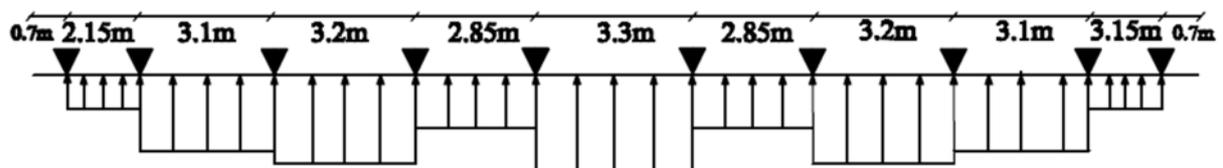


Figure VI. 12. Schéma statique de la nervure selon X-X.

Les résultats du chargement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8 Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6	Travée 7	Travée 8	Travée 9
q_m^u (KN/m)	233.04	375.87	390.9	338.28	405.94	338.28	390.9	375.87	233.04
q_m^s (KN/m)	170.49	274.98	285.98	247.49	296.98	247.49	285.98	274.98	170.49
q_v (KN/m)	174.78	281.9	293.18	253.71	304.45	253.71	293.18	281.9	174.78

Calcul des moments

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc : $P_{ner}^U = 1.35 \times b \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.6 \times 0.80 \times 25 = 16.2 \text{ KN/m}$

$$P_{ser}^S = b \times h_t \times \gamma_b = 0.6 \times 0.80 \times 25 = 12 \text{ KN/m}$$

Remarque : on néglige dans les calculs la partie de la nervure en console (non chargée)

Sens Y-Y :✓ **A l'ELU**

Les résultats de calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 9 Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Travées	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	4.4	493.1	387.84	0	1170.45	1.66	679.83	818.81	1393.27
BC	4.55	499.36	395.05	1170.45	0	2.79	773.28	1393.27	878.80

✓ **L'ELS****Tableau VI. 10** Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

Travées	L (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_t (KN.m)
AB	4.4	360.75	0	856.3	1.66	497.36
BC	4.55	365.33	856.3	0	2.79	565.73

Sens X-X :

✓ A l'ELU

Tableau VI. 11 Tableau des sollicitations l'ELU sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	2.15	233.04	174.49	0	204.53	0.67	51.81	116.54	417.01
BC	3.1	375.87	274.98	204.53	286.91	1.48	206.73	417.01	476.13
CD	3.2	390.28	285.98	286.91	256.87	1.62	228.57	476.13	462.05
DE	2.85	338.28	247.49	256.87	274.48	1.41	77.84	462.05	502.34
EF	3.3	405.94	296.98	274.48	274.48	1.65	278.11	502.34	502.34
FG	2.85	338.28	247.49	274.48	256.87	1.44	77.84	502.34	462.05
GH	3.2	390.28	285.98	256.87	286.91	1.58	228.57	462.05	476.13
HI	3.1	375.87	274.98	286.91	204.53	1.62	206.73	476.13	417.01
IJ	2.15	233.04	174.49	204.53	0	1.48	51.81	417.01	116.54

✓ A l'ELS

Tableau VI. 12 Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	2.15	170.49	0	149.63	0.67	37.90
BC	3.1	247.98	149.63	209.90	1.48	151.24
CD	3.2	285.98	209.90	187.93	1.62	167.22
DE	2.85	247.49	187.93	244.80	1.41	35.23
EF	3.3	396.98	244.80	244.80	1.65	295.59
FG	2.85	247.49	244.80	187.93	1.44	35.23
GH	3.2	285.98	187.93	209.90	1.58	167.22
HI	3.1	247.98	209.90	146.63	1.62	151.24
IJ	2.15	170.49	146.63	0	1.48	37.9

VI.7.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

✓ Détermination de la largeur efficace **b** selon les deux sens

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.8 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.8}{2}; \frac{1.55}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(1.9; 0.155)$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq 0.155 \text{ m}$$

Donc : $b = 0.91 \text{ m}$

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{1.55}{2}; \frac{3.8}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(0.775; 0.38)$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq 0.38 \text{ m}$$

Donc : $b = 1.36 \text{ m}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 13 Calcul des ferrailages.

Localisation		M _T (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	278.11	10.87	8.24	12.32	8HA14
	appui	286.91	11.35	5.43	12.32	8HA14
y-y	travée	773.28	30.78	12.31	30.91	6HA20+6HA16
	appui	1170.45	52.43	5.43	53.11	10HA25+2HA16

Vérification nécessaires

Vérification des efforts tranchants à l'ELU

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

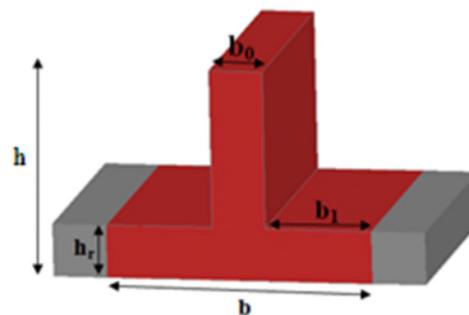


Figure VI. 13. Schéma des nervures.

Avec : $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{502.34 \times 10^{-3}}{0.91 \times 0.75} = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1393.27 \times 10^{-3}}{1.36 \times 0.75} = 1.36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures.

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI. 14 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	295.59	15.5	767193	5.99 < 15	vérifiée	343.63 > 201.63	N.vérifiée
	appui	244.80	18.63	716537	6.37 < 15	vérifiée	288.63 > 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	565.73	19.46	1764293.9	6.24 < 15	vérifiée	267.14 > 201.63	N.vérifiée
	appui	856.30	33.28	2123806.7	13.42 < 15	vérifiée	252.30 > 201.63	N.vérifiée

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS. Les résultats sont présentés dans le tableau VI.15

Tableau VI. 15 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	Travée	295.59	2.86	0.263	21.42	22.36	8HA16+2HA20
	Appui	244.80	3.60	0.291	17.93	18.22	6HA16+4HA14
y-y	travée	565.73	3.67	0.293	41.45	42.02	6HA25+2HA20
	appui	856.30	9.44	0.433	66.18	67.1	6HA32+6HA20

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right] \leq 20 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

Sens x-x

On opte pour 2 cadres + un étrier HA10

Soit : $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 30.3 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 228.36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

Sens y-y

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 70.03 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 166.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1 \text{ m de hauteur (CBA Art A-7-3)}$$

Donc dans notre cas $h=80\text{cm}$ donc $A_p = 2.4 \text{ cm}^2$

Soit : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

VI.7.3 Schémas de ferrailage

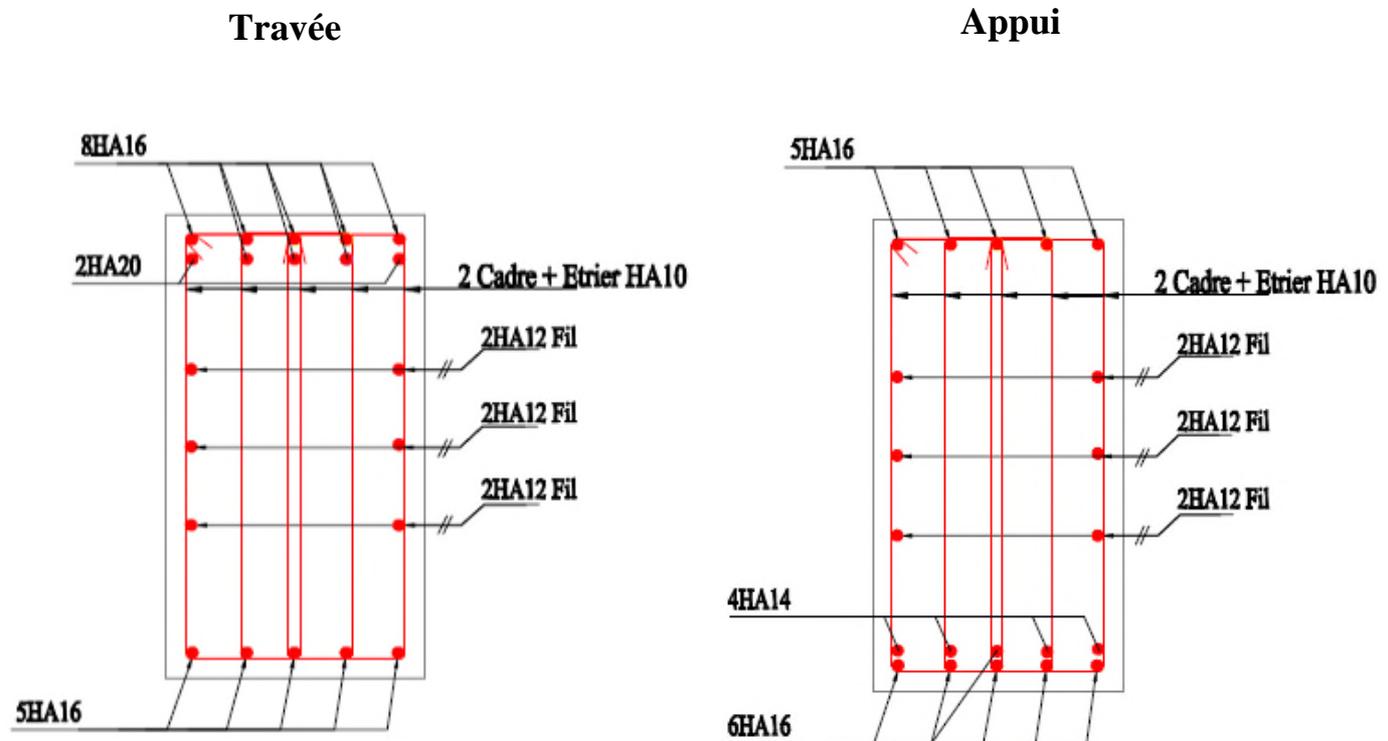


Figure VI. 14. Ferrailage des nervures sens X-X.

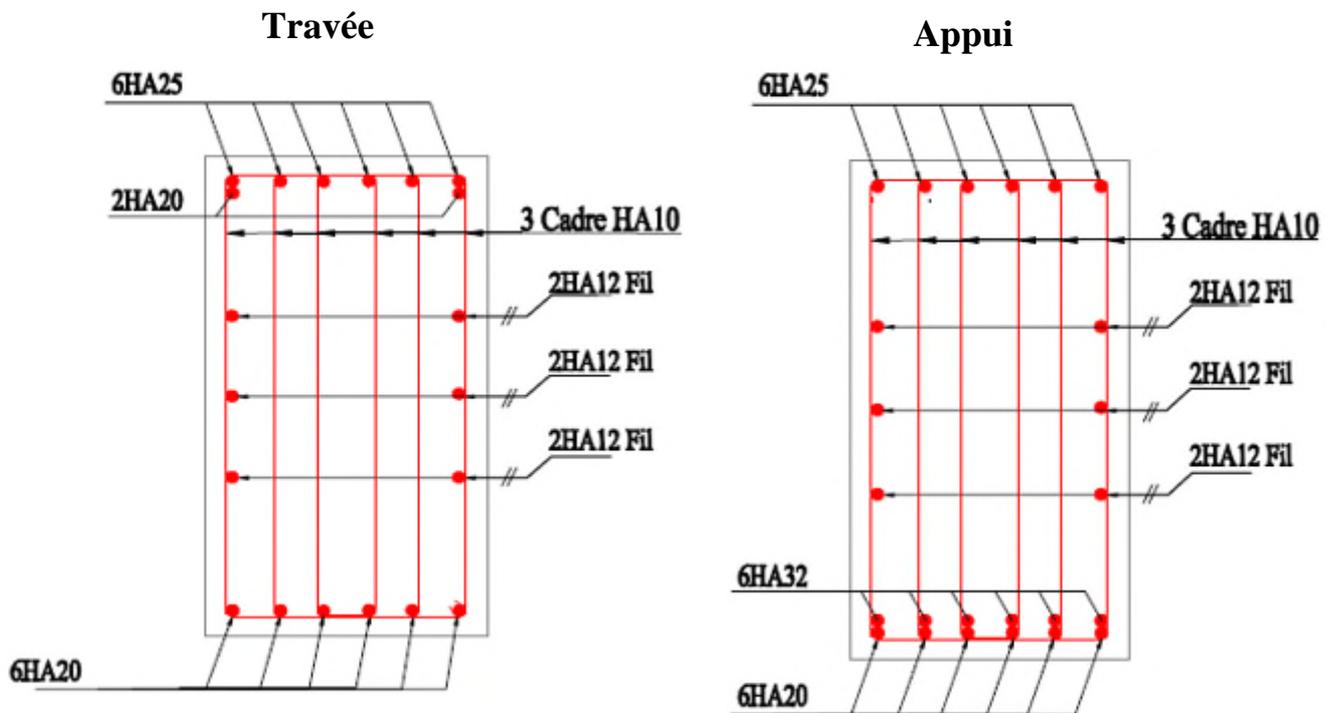


Figure VI. 15. Ferrailage des nervures sens y-y.

VI.8 Etude de voile périphérique

VI.8.1 Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.8.2 Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 7.14 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 3.9 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.8.3 Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 11.4 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.4 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 16^\circ \end{array} \right.$$

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée.

VI.8.4 Evaluation des charges et surcharges

On prend $C=0$ (cas le plus défavorable).

Le voile périphérique est soumis à :

✓ **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour les calculs béton armé (ferrailage) l'effort de la cohésion « C » est négligé

$$G = 7.14 \times 11.4 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) \Rightarrow G = 46.22 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La surcharge d'exploitation :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) - \frac{2 \times 0}{11.4 \times 7.14} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

Donc le voile périphérique est soumis à une charge totale trapézoïdale (figure VI.16)

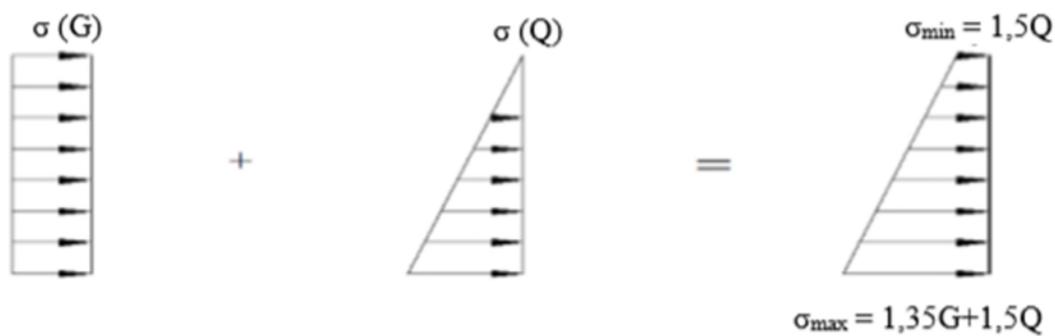


Figure VI. 16 le diagramme des contraintes

VI.8.5 Ferrailage du voile périphérique

Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par les poutres, les poteaux et les fondations.

✓ **A l'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.68 = 8.52 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 46.22 + 1.5 \times 5.52 = 70.68 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 70.68 + 8.52}{4} = 55.14 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 55.14 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

✓ **A l'ELS**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = Q = 5.68 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = G + Q = 46.22 + 5.52 = 51.9 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = 43.35 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 3.68 \text{ m} \\ l_y = 3.9 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.68}{3.9} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile travail dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.6861 \end{cases} \dots \dots \dots \text{ELU}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \dots \dots \dots \text{ELS}$$

Les résultats de calcul des moments sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 16 Calcul des moments

Moments	M_{0x} (KN/m)	M_{0y} (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_{ax} (KN.m)
ELU	31.29	21.47	26.60	18.25	-15.65
ELS	28.82	26.19	24.50	22.26	-14.43

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times b \times h$

Tableau VI. 17 Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	26.60	0.065	0.084	0.164	4.65	2	6HA10=4.71
	Y-Y	18.25	0.045	0.057	0.166	3.16	2	5HA10=3.93
Appui		15.65	0.038	0.049	0.167	2.7	2	5HA10=3.93

Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{55.41 \times 3.68}{2} \times \frac{(3.90)^4}{(3.90)^4 + (3.68)^4} = 56.87 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{55.41 \times 3.90}{2} \times \frac{(3.68)^4}{(3.90)^4 + (3.68)^4} = 37.78 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{56.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **A l'ELS**

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau VI. 18 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	24.5	4.25	14043.88	7.4 < 15	vérifiée	333.78 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	22.26	3.93	12093.4	7.23 < 15	vérifiée	361.04 > 201.63	N.vérifiée
Appui		14.43	3.93	12093.4	4.68 < 15	vérifiée	233.71 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI. 19 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres /ml	S _t
Travée	x-x	24.5	4.2	0.311	7.97	9.05	8HA12	13
	y-y	22.26	3.82	0.298	7.21	7.92	7HA12	15
Appui		14.43	2.48	0.247	4.59	5.65	5HA12	20

VI.8.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique

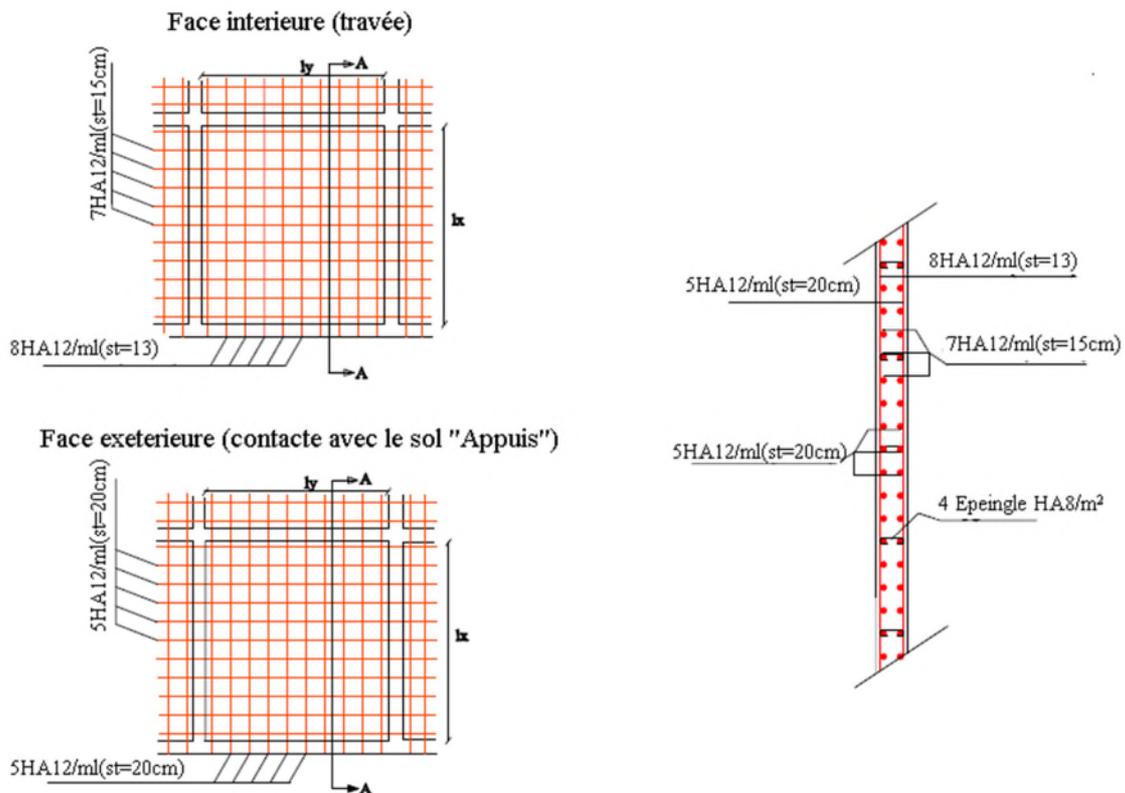


Figure VI. 17. Ferrailage du voile périphérique.

VI.9 Conclusion

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

Conclusion

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment en béton armé.

L'étude dynamique du bâtiment a été faite par analyse modale en utilisant le logiciel ETABS. Les résultats obtenus nous ont permis de dimensionner le ferrailage des différents éléments de contreventement.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure, un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- ✓ L'irrégularité en plan (la forme H) et en élévation (décalage de niveaux) de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique.
- ✓ La vérification de l'interaction, sous charges verticales et sous charges sismiques, entre les portiques et les voiles permet de rentabiliser le système mixte. Néanmoins, elle n'est pas toujours facile à satisfaire lorsque le bâtiment présente des irrégularités. Dans ce cas, il faut trouver un compromis entre un bon comportement et une interaction satisfaisante.
- ✓ Les sections des poteaux et des poutres choisies lors du prédimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'effort normal réduit qui permet ainsi d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismiques.
- ✓
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales. Pour cela, on a dû augmenter la section des aciers dans les poteaux du 9^{eme} et 10^{eme} étage afin de favoriser le principe Poteau fort - poutre faible.
- ✓ Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.
- ✓ Le logiciel ETABS V16 nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes. **RPA99 / VERSION 2003**
- Règles de conception et calcul des structures en béton arme **C.B.A. 93**
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91**).
- Document technique règlementaire (**D.T.R**) charges et surcharges d'exploitations.
- Mémoires de fin d'études et Cahiers de cours de cursus.

Annexes

Annexe 1

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

**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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

$$p = 0.8$$

$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,081	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,075
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,071	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Annexe 4

Caractéristiques générales de l'ascenseur utilisé

Caractéristiques générales													
Installation		en simpex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Mise en marche				collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)			
Nombre de faces de service		simple accès				Portes automatiques							
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines				Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (2) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO			TRI 220 V		TRI 380 V			CC	DM	PM
						In	Id	In	Id				
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	92	262	111	30000	12000	1500
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	31000	12000	2000
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Symbles utilisés par le Comité National de (Label) pour la désignation des Handicaps autorisés (emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 61-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider habilité.

Annexe 5

Conclusions du rapport de sol

10. CONCLUSIONS

Le site du projet des 61 logements RHP est situé au lieu dit « les oliviers », dans la commune de Sidi Aich, Wilaya de Bejaïa. Il est délimité à l'Est par les 20 logements de l'OPGI au Nord, et au Sud par une piste qui mène vers les habitations. Sur le plan topographique, le site présente une faible pente.

L'investigation in situ par les sondages carottés de 15 m de profondeur indique que le site est constitué par les couches suivantes:

- Remblais de 1m d'épaisseur.
- Argiles limoneuses, sableuses, graveleuses, rougeâtres.
- Argiles limoneuses, sableuses, graveleuses à blocs.
- Marnes schisteuses friables de couleur grise (sondages 2).

Les résultats des essais au Standard Pénétration Test (S.P.T) indiquent essentiellement des sols de compacité moyenne.

L'investigation « in situ » par les essais au pénétromètre dynamique PDL, indique que les sols ont une résistance à la pénétration moyenne en surface à bonne en profondeur (à partir de 5m).

Le niveau d'eau au mois de Mars 2015 est de 1.50 à 3 m de profondeur par rapport à la surface du terrain naturel.

Les essais de laboratoire indiquent dans l'ensemble des sols denses, proches de la saturation, la fraction fine est de plasticité moyenne en surface à élevée en profondeur.

En se basant sur la nature des sols, les résultats des essais au laboratoire, et des essais de pénétration dynamique, nous vous recommandons des fondations superficielles qu'il y a lieu d'ancrer à 1.50m de profondeur, et de prendre une contrainte admissible de **1.8 bar**. Les tassements seront de l'ordre de 6.26 cm pour des semelle carrés et 7.68cm pour des semelles filantes.

Les analyses chimiques des sols n'ont pas révélé la présence de sulfates, les sols ne sont pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations.

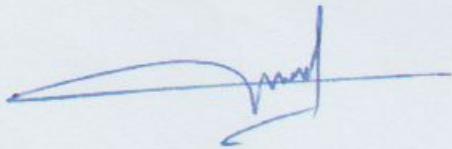
Les eaux sont modérément agressives vis-à-vis des bétons de fondations ; la teneur en ions de sulfates est de 1439 mg / l. La teneur en ions de chlorures est de 763 mg / l.

Vue la topographie du terrain, et la nature lithologique du site nous vous recommandons de drainer les eaux pluviales et de protéger les grands talus engendrés par les terrassements par des murs de soutènements.

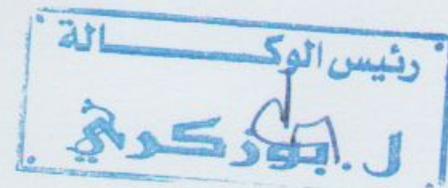
Les terrassements peuvent être effectués à l'aide d'une pelle mécanique.

La région de BEJAIA est située dans la zone Z_{IIA} (moyenne sismicité). Il y a lieu d'en tenir compte dans la conception de l'ouvrage. Selon le RPA -2003, les formations du site peuvent appartenir à la catégorie S3 (site meuble).

LE CHARGE D'ETUDE
M^{me} Moussaoui



LE CHEF D'ANTENNE



LE DIRECTEUR REGIONAL



7.FONDATIONS

7.1 Calcul de la contrainte admissible à base des résultats des essais de laboratoire :

Le calcul de la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée par les essais de laboratoire est obtenu par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

$$q_u = 0,5 \cdot S_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + S_q \cdot \gamma_2 \cdot D \cdot N_q + S_c \cdot C \cdot N_c$$

Avec :

- γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation
- γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation
- C : Cohésion du sol sous la base de la fondation
- N_γ, N_q, N_c : Coefficients de portance fonction de l'angle de frottement interne
- S_γ, S_q, S_c : Coefficients dépendant de la forme des fondations
- B : Largeur de la fondation
- D : Encreage de la fondation

Hypothèses de calculs :

Pour le calcul de fondations nous retenons les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique déjaugé du sol sous la base de la fondation $\gamma_1 = 1.14 \text{ t/m}^3$.
- Poids volumique déjaugé latéralement à la fondation $\gamma_2 = 1.14 \text{ t/m}^3$.
- D = 1.50 m.
- C = 0.40 bars.
- $\phi = 16^\circ$: Les facteurs de portance correspondent sont: $N_\gamma = 1,72$, $N_q = 4.34$, $N_c = 11.63$

Les résultats obtenus pour des Semelles superficielles sont insérées dans le tableau ci-dessous :

Types de fondation	Semelles carrées	Semelles filantes
Largeur B	2.00	2.00
Contrainte de rupture Qu	6.48	5.59
Contrainte admissible Qadm	2.16	1.86

Sur la base de ces résultats, et vue la nature lithologique du terrain, nous vous proposons de retenir pour le projet une contrainte admissible de **1.8 bar**, pour des fondations superficielles ancrées à 1.50 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.

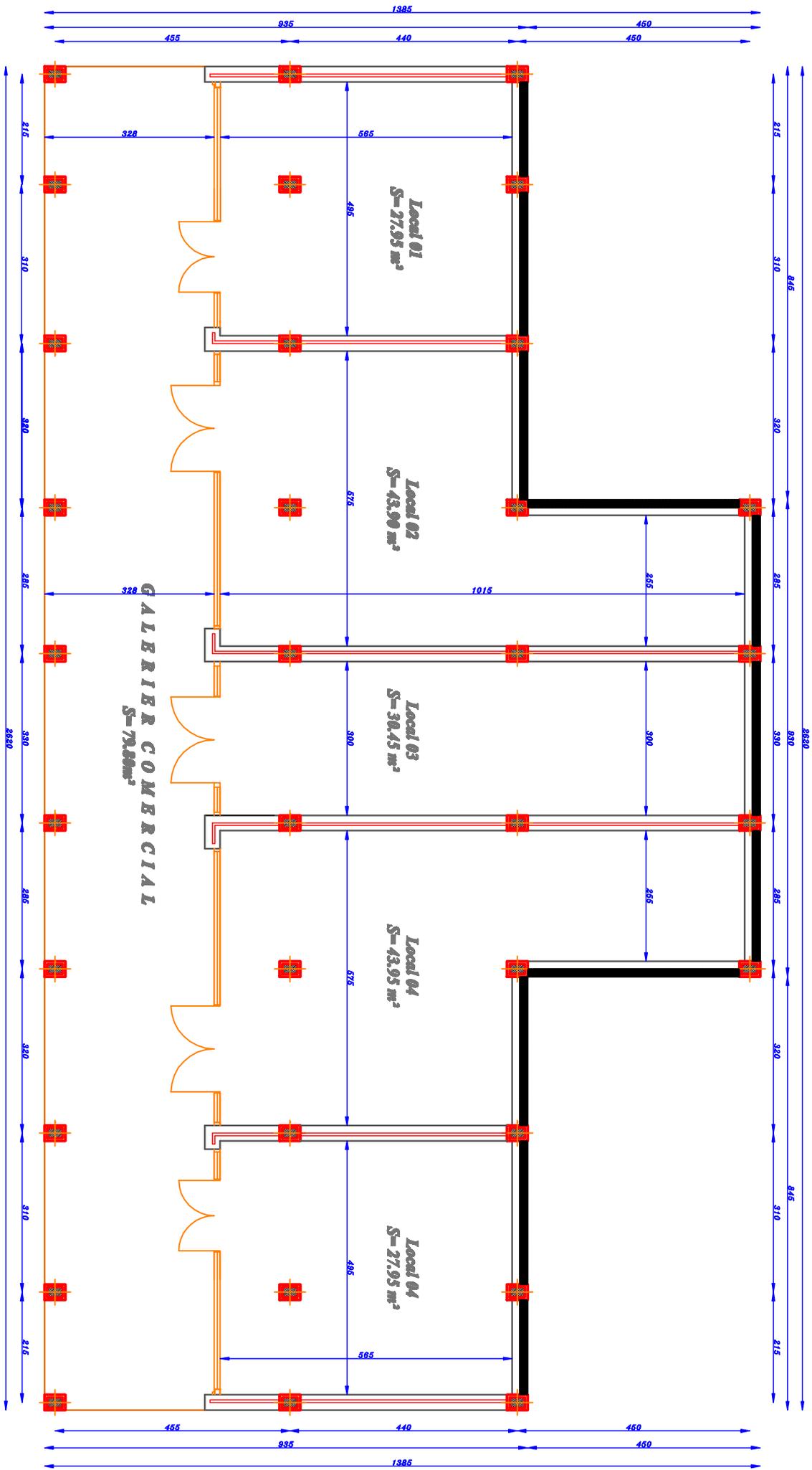
Annexe 6

Schémas de ferrailage des
éléments

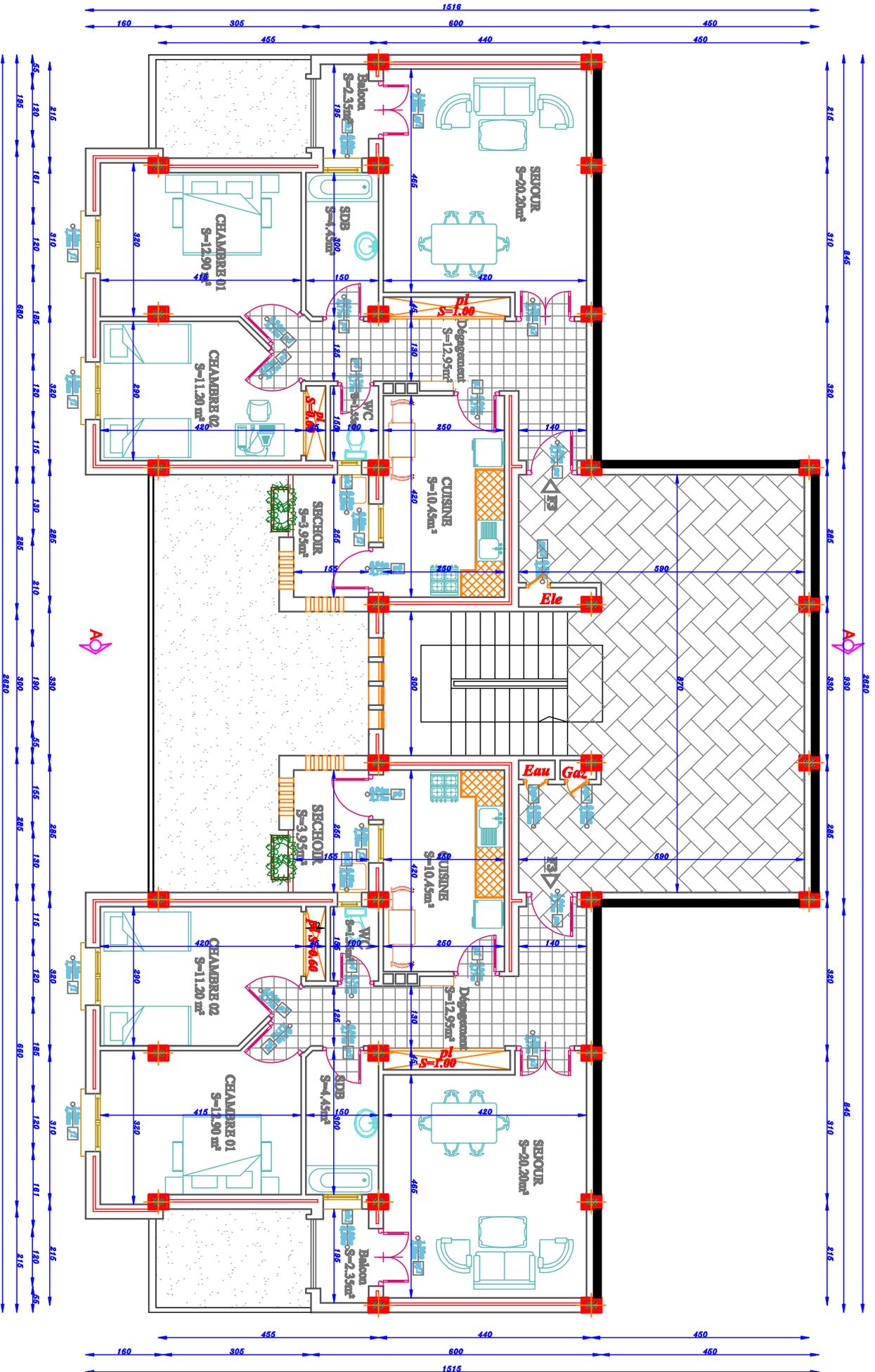
Annexe 7

*Plans architecturaux du
bâtiment*

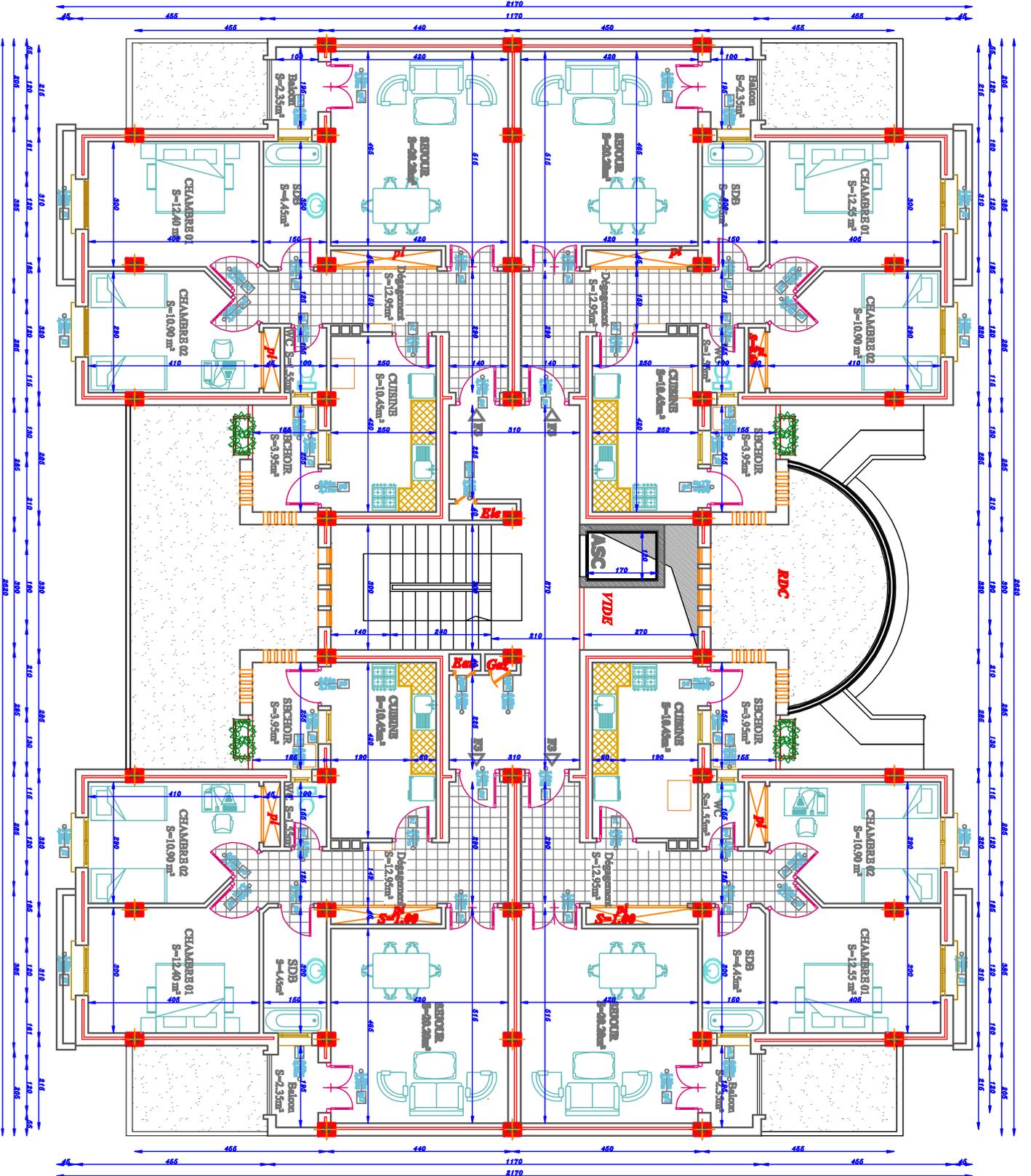
PLAN ENTREE SOL 02



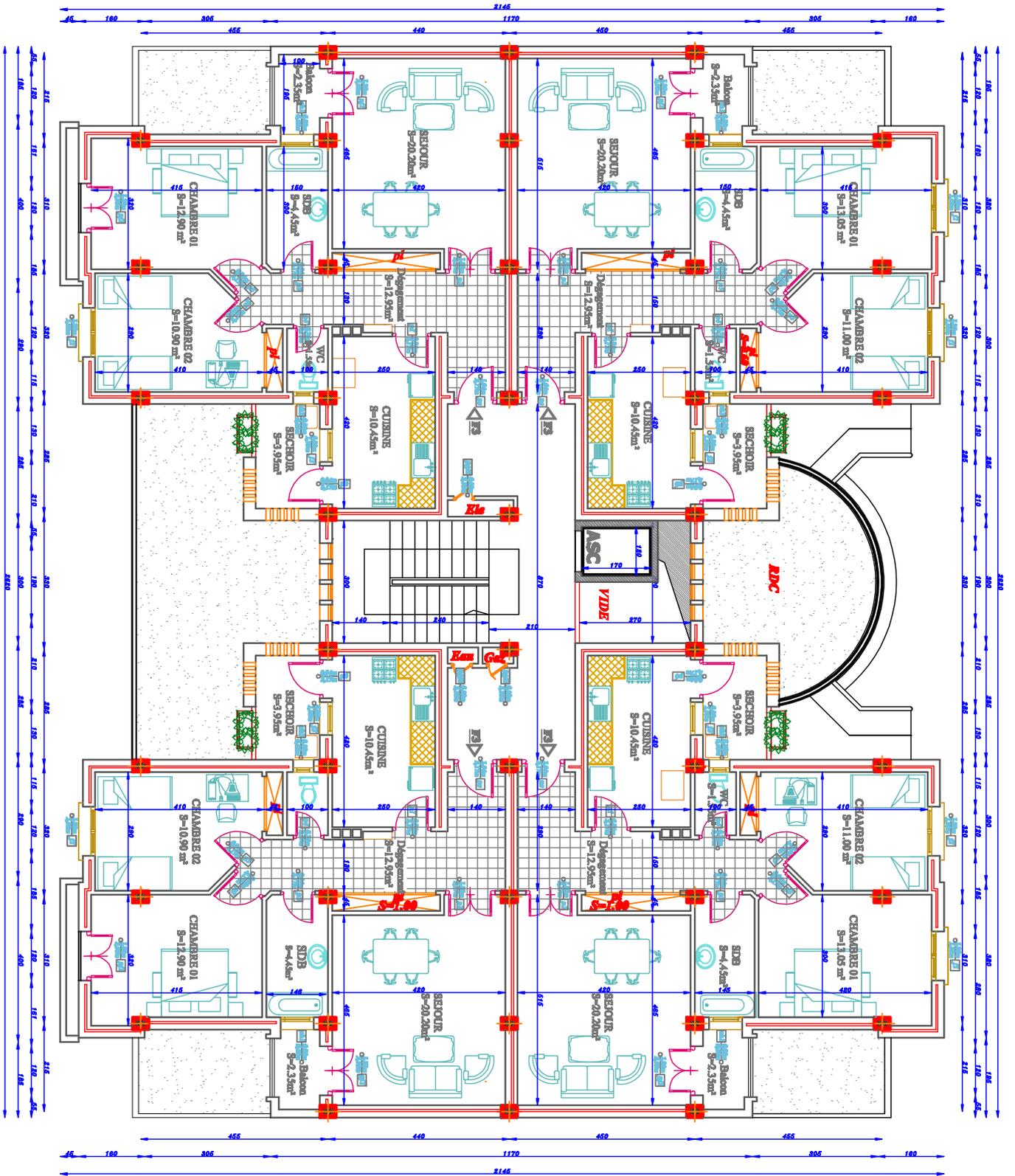
PLAN ENTREE SOL 01



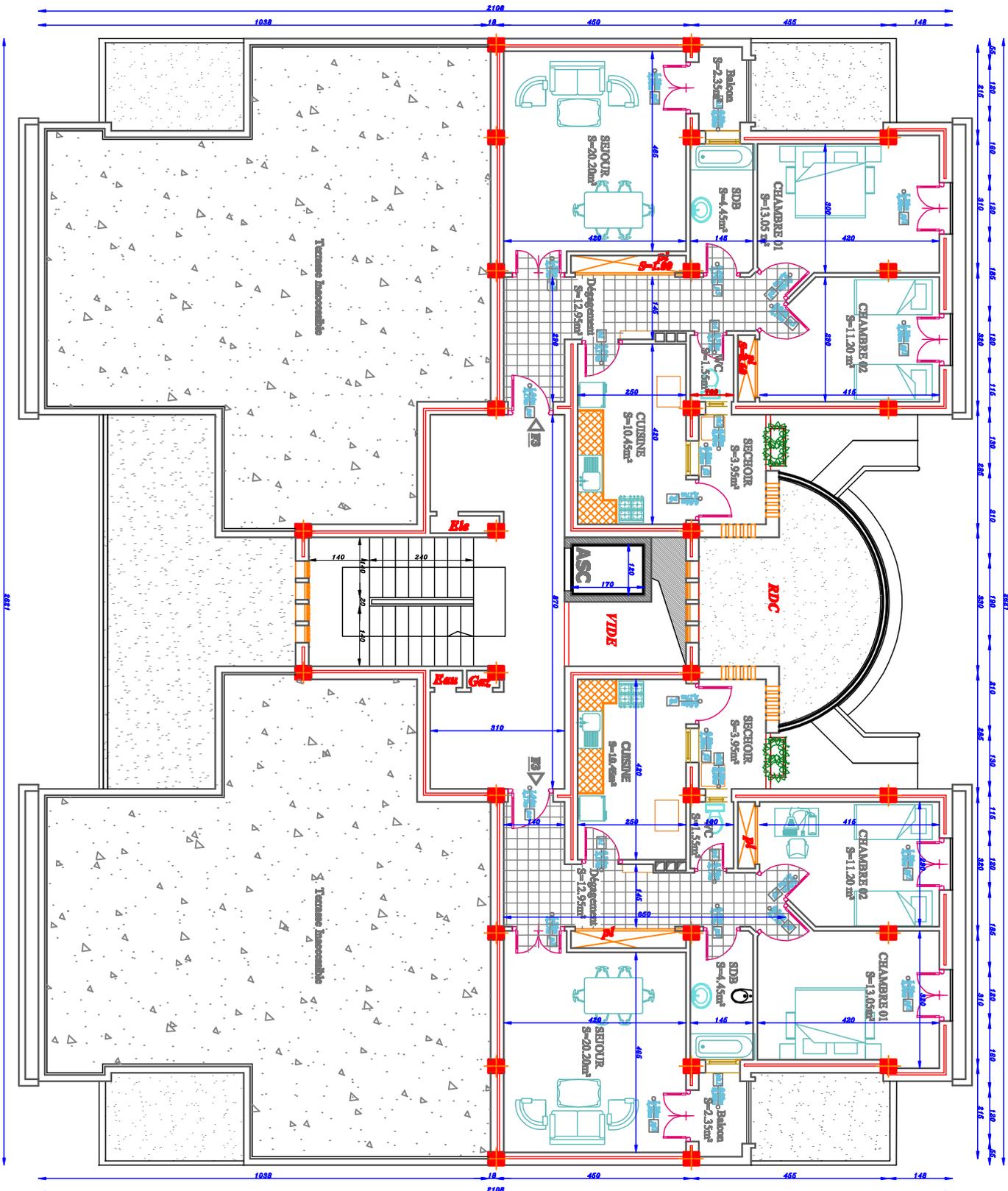
PLAN ETAGE 01

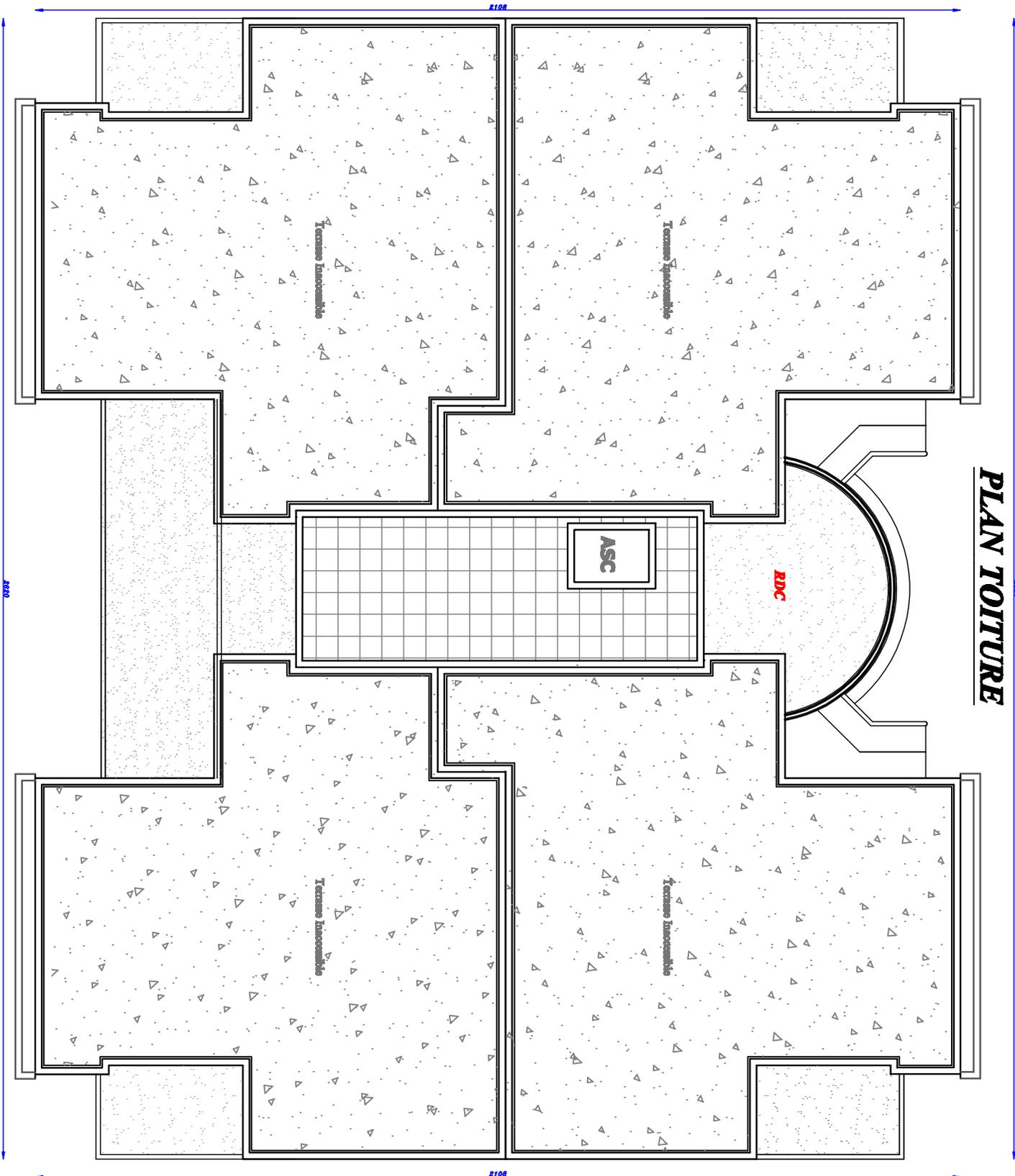


PLAN ETAGE 02



PLAN ETAGE12





PLAN TOITURE

