

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 de fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : matériaux et structures (M.S)*

Thème :

***Etude d'un bâtiment (R+12+entre sol et sous-sol) à usage
d'habitation***

Présenté par :
M^r BALOUL Belkacem
M^r MESSACI Yanis

Encadré par :
M^r CHELOUAH Nasser

Membres de jury :

M^r OURETMACHE Mourad

M^r MEZIANI Belkacem

Remerciements

Nous remercions DIEU le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour

avoir mené ce travail à terme

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à :

Mr CHELOUAH pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail

A Malek ; Salim, Lydia et Safia pour leurs aides et soutiens , Merci !

A tous nos professeurs durant notre cursus universitaire

Aux membres du jury d'avoir accepté de juger notre modeste travail

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a la réalisation de ce modeste travail,

MERCI !

Dédicace

A mes parents, Votre vie toute entière consacrée au bonheur des vôtres.

*A mon père « Mahfoud », MERCI ! humble grand homme que tu es
, tu a inculqué en nous l'amour de l'instruction, alors que cet humble travail soit preuve de
reconnaissance de la part de ton petit fils
pour ta confiance qui n'a jamais failli MERCI papa*

*A ma mère « Ourida » MERCI ! brave femme qui n'a jamais cessé de croire en son fils depuis son
enfance tu disais qu'il faut bien commencer petit pour devenir grand, j'espère que ta bénédiction
m'accompagnera toujours que ce modeste travail soit l'exaucement de tes vœux tant formulés
DIEU vous garde pour nous en longue bonne santé que DIEU nous accorde le courage et la force
pour faire de vos des parents fiers*

*Aux trois mousquetaires « Amal , Ferroudja et Dihia» , je vous serai toujours redevable et
reconnaisant je me dis assez chanceux , ma vie ne saurait pas aussi magique sans vous trois
MERCI ! Bonne continuation longue heureuse vie à Nous !*

*A tata Zakia ; la femme la plus courageuse du monde, un exemple de la persévérance et de
courage. MERCI pour tout tata*

A mes oncles et leurs femmes , à mes tantes et leurs maris ,à Celia et Zina

A mes premiers amis ; mes cousins et cousines

A mon camarade de ce travail Mr BALOUL Belkacem bonne continuation

A mes amis de longue date ; Abdou; Amine; Yanis; Nanoussa ; BOUDI BADA ; Idir et Yacine

A toute personne qui m'a aidé.

Yanis .M

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ;

A mes très chers parents.

A ma femme Rabiha,

A mes filles Amina et Meriem.

A mon fils ABDELWADOUD

A mes chers frères et sœurs

A mes amis.

A tous ceux qui me sont chers.

Belkacem . B

Introduction générale.

Chapitre I - Généralités :

Introduction	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage	1
I.3. Règlements et normes utilisés	2
I.4. Etats limites de l'ouvrage et combinaisons d'action	2
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.	3

Chapitre II – Pré-dimensionnement des éléments :

Introduction :	7
II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :	7
II.1.1.les planchers :	7
II.1.2Escalier	11
II.1.3Acrotère :	15
II.1.4 Etude de l'ascenseur:	16
II.2:Pré-dimensionnement des éléments principaux :	17
II.2.1. Les poutres :	17
II.2.2 Les voiles:	18
II.3. Evaluation des charges et surcharges : D.T.R [B.C.2.2]	18
II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :	18
II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:	22
II.3.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :	23
II.4. Pré dimensionnement des poteaux :	26
II.4.1. Pré-dimensionnement du Poteau (P.D2) :	28
II.4.2. Pré dimensionnement du Poteau (P.B3)	30
II.4.3 Vérifications à faire :	34
Conclusion.....	37

Chapitre III – Etude des éléments secondaires:

Introduction :	38
III.1.Etude du plancher :	38
III.1.1. Plancher à corps creux :	38
III.1.2. Etude des planchers dalles pleines :	65
III.2. Étude de l'acrotère	78
III.3. Escaliers :	83
III.4. Poutre palière :	98
III.5. Etude de la poutre brisée :	101
III.6. Poutre de chainage :	105
III.7. Etude de l'ascenseur :	108

Chapitre IV – Etude dynamique:

Introduction :	113
IV.1 Méthodes de calcul	113

Sommaire

IV.1.1 Choix de la méthode de calcul :	113
IV .2. Paramètres sismiques :	114
IV .3. Choix du système de contreventement :	118
IV .4. Exigence règlementaires :	119
IV .5. Bases de conception des trois catégories de contreventement :	119
IV.5.1.Comparaison des trois modèles :	121
VI.6. Vérification du modèle de contreventement par voile porteur :	130
VI.6.1 Vérification des déplacements :	130
VI.6.2.Justification de l'effet P- Δ	131
VI.6.3.Vérification de l'effort normal réduit :	133
Conclusion :	133

Chapitre V – Etude des éléments principaux:

Introduction :	134
V.1. Étude des poteaux :	134
V.2. Etude des poutres :	143
V.3. Etude des voiles :	150

Chapitre VI – Etude de l'infrastructure :

Introduction :	159
VI.1. Etude des fondations :	159
VI.1.1.Les différents types de fondations :	159
VI.1.2. Choix de type de fondations :	159
VI.1.3. Combinaisons d'actions à considérer:	159
VI.1.4. Les Vérifications de types de fondations :	160
VI.1.4.1.Vérification des semelles isolées :	160
VI.1.4.2.Vérification des semelles filantes :	161
VI.1.4.3. Vérification d'un Radier général :	162
VI.1.4.4. Etude des nervures :	169
VI.1.4.5. Études du voile périphérique :	174
Conclusion :	178

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

Liste des figures

Chapitre II :

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	8
Figure II.2 Plan de disposition des poutrelles (Étages Courants).....	9
Figure II.3 Coupe transversale des poutrelles.....	9
Figure II.4 détail d'un escalier.....	12
Figure II.5 : Escalier type 02.....	13
Figure II.6 : Escalier type 01.....	13
Figure II.7 : Escalier type 03.....	13
Figure II.8:Escalier type 04.....	13
Figure II.9 : Schéma statique de l'escalier type 1.....	13
Figure II.10: Schéma de 1 ^{er} et 2 ^{ème} volées.....	14
Figure II.11 : Schémas de l'acrotère.....	15
Figure II.12 : Cage de l'ascenseur.....	16
Figure II.13 Coupe transversale d'un voile.....	18
Figure II.14 : Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure II.15 : Coupe transversale dans le plancher étage courant.....	18
Figure II.17: Coupe transversale dans.....	20
Figure II.16 : Coupe transversale dans.....	20
Figure II.19: Murs intérieurs.....	22
Figure II.18 : Murs extérieurs.....	22
Figure II.20 :Surface afférente de la de la terrasse inaccessible.....	27
Figure II.21 : Surface afférente du niveau 12.....	27
Figure II.22 :Surface afférente des étages courants.....	28
Figure II.23:Surface afférente de la terrasse inaccessible.....	30
Figure II.24 :Surface afférente du niveau 12.....	30
Figure II.26: Surface afférente des étages courants.....	31
Figure II.25: Surface afférente du niveau 11.....	31

Chapitre III :

Figure III.1 : Schéma d'une Poutrelle.....	38
Figure III.3 : Moments sur une poutre à deux travées.....	39
Figure III.2 : Moments sur une poutre à plus de trois travées.....	39
Figure III.4 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	40
Figure III.5 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	40
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle T5 (plancher d'étage courant (1)).....	42
Figure III.7 Schéma statique de la poutrelle T7 (plancher d'étage courant (1)).....	45
Figure III.8 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	54
Figure III. 9 : Schéma statique de la dalle D1.....	65
Figure III.10 : Section de la dalle pleine à ferrailer.....	66
Figure III.11 :Schéma des sollicitations dans l'acrotère.....	79
Figure III. 12 Section de l'acrotère à ferrailer.....	81
Figure III.13: Section considérée dans le calcul de torsion.....	99
Figure III.15 : Schéma statique de la poutre brisée.....	102
Figure III.16 : Schéma statique de la poutre de chainage.....	106
Figure III.17 :Cage d'ascenseur.....	108
Figure III.18 :Schéma représentant la surface d'impact.....	110

Liste des figures

Chapitre IV :

Figure IV.1: <i>Plan d'architecture du niveau RDC</i>	120
Figure IV.2 : <i>Plans de structure sur la base du pré-dimensionnement</i>	120
Figure IV.3 : <i>Dimensions des éléments pour le système de contreventement par noyau en béton armé</i>	121
Figure IV.4: <i>Modes de déformation du modèle de contreventement par noyau en béton armé</i>	122
Figure IV.5: <i>Pourcentage des charges verticales Système Noyau</i>	122
Figure IV.6: <i>Pourcentage des charges horizontales suivant x-x Système Noyau</i>	123
Figure IV.7 : <i>Pourcentage des charges horizontales suivant y-y système Noyau</i>	123
Figure IV.8 : <i>Dimensions des éléments pour le système de contreventement mixte voiles et portiques</i>	124
Figure IV.9 : <i>Modes de déformation du modèle de contreventement mixte voiles et portiques</i>	124
Figure IV.10 : <i>Pourcentage des charges verticales Système mixte</i>	125
Figure IV.11: <i>Pourcentage des charges horizontales suivant x-x Système mixte</i>	125
Figure IV.12 : <i>Pourcentage des charges horizontales suivant y-y Système mixte</i>	126
Figure IV.13: <i>Dimensions des éléments pour le système de contreventement voile porteur</i>	127
Figure IV.14: <i>Modes de déformation du modèle de contreventement voile porteur</i>	128
Figure IV.15 : <i>Pourcentage des charges verticales système voile porteur</i>	128
Figure IV.16 : <i>Pourcentage des charges horizontales suivant x-x système voile porteur</i>	129
Figure VI.17 : <i>Pourcentage des charges horizontales suivant y-y Système voile porteur</i>	129

Chapitre V :

Figure V.1: <i>Zone nodale</i>	135
Figure V.2 : <i>Section d'un poteau</i>	140
Figure V.3 : <i>La zone nodale</i>	149
Figure V.4: <i>disposition des voiles</i>	152

Chapitre VI :

Figure VI.2 : <i>Vue en plan de la semelle</i>	160
Figure VI.1 : <i>Coupe P-P'</i>	160
Figure VI.3: <i>Semelle filante</i>	161
Figure VI.4: <i>Présentation de zone d'impact de la charge compactée</i>	163
Figure VI.5 : <i>Schéma statique du débord</i>	168
Figure VI.6: <i>schémas lignes de rupture panneaux du radier</i>	169
Figure VI.7 : <i>Le chargement sous charge permanente G</i>	170
Figure VI.8 : <i>Le chargement sous charge d'exploitation Q</i>	170
Figure VI.9 : <i>Le diagramme des moments fléchissants</i>	170
Figure VI.10 : <i>Le diagramme des efforts tranchants</i>	171
Figure VI.11: <i>Le chargement sous charge permanente G</i>	171
Figure VI.12 : <i>Le chargement sou charge d'exploitation Q</i>	171
Figure VI.13: <i>Le diagramme des moments fléchissants</i>	172
Figure VI.14: <i>Le diagramme des efforts tranchants</i>	172
Figure VI.15 : <i>Section à ferrailer</i>	172
Figure VI.16 : <i>Dimensions du voile périphérique</i>	174
Figure VI.17 : <i>répartitions des charges sur le voile périphérique</i>	175

Liste des tableaux

Chapitre II :

Tableau II.1 <i>Les dimensions des escaliers du bâtiment :</i>	15
Tableau II.2 <i>Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère</i>	15
Tableau II.3 <i>Dimensions des voiles</i>	18
Tableau II.4. <i>Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à corps creux</i>	19
Tableau II.5. <i>Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux</i>	19
Tableau II.6. <i>Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux</i>	20
Tableau II.7 <i>Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à dalle pleine</i>	21
Tableau II.8 <i>Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine</i>	21
Tableau 9 <i>Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à dalle pleine</i>	22
Tableau II.10 <i>Évaluation des charges revenant aux balcons à dalle pleine</i>	22
Tableau II.11. <i>Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs</i>	23
Tableau II.12. <i>Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs</i>	23
Tableau II.13. <i>Évaluation des charges revenant aux paliers à dalle pleine</i>	23
Tableau II.14. <i>Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 1</i>	24
Tableau II.15. <i>Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 2</i>	24
Tableau II.16. <i>Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 3</i>	25
Tableau II.17. <i>Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 4</i>	25
Tableau II.18. <i>Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres</i>	26
Tableau II.19 : <i>Résultats de la descente de charge du poteau (P.D2)</i>	28
Tableau II.20. <i>Résultats de la descente de charge du poteau (P.B3)</i>	31
Tableau II.21. <i>Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux</i>	34
Tableau II.22. <i>Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux</i>	36
Tableau II.23. <i>Dimensions des poteaux</i>	37

Chapitre III :

Tableau III.1 <i>Types de poutrelles.</i>	41
Tableau III.2 <i>Les différentes méthodes adoptées pour le calcul des poutrelles.</i>	41
Tableau III.3 <i>Chargements sur les poutrelles</i>	42
Tableau III. 4. <i>Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher d'étage courant (1).</i>	48
Tableau III.5 <i>Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher d'étage courant (1).</i>	49
Tableau III.6 <i>Sollicitations de la poutrelle (T3) du plancher d'étage courant (1).</i>	49
Tableau III.7 <i>Sollicitations de la poutrelle (T5) du plancher d'étage courant (1).</i>	49
Tableau III.8 <i>Sollicitations de la poutrelle (T6) du plancher d'étage courant (1).</i>	49
Tableau III.9 <i>Sollicitations de la poutrelle (T7) du plancher d'étage courant (1).</i>	50
Tableau III.10 <i>Sollicitations de la poutrelle (T8) du plancher d'étage courant (1).</i>	50
Tableau III.11 <i>Sollicitations de la poutrelle (T9) du plancher d'étage courant (1).</i>	50
Tableau III.12 <i>Sollicitations de la poutrelle (T10) du plancher d'étage courant (1).</i>	50
Tableau III.13 <i>Sollicitations de la poutrelle (T12) du plancher d'étage courant (1).</i>	51
Tableau 14 <i>Sollicitations de la poutrelle (T13) du plancher d'étage courant (1).</i>	51
Tableau III. 15 <i>Sollicitations de la poutrelle (T14) du plancher d'étage courant (1).</i>	51
Tableau III.16 <i>Sollicitations de la poutrelle (T11) du plancher d'étage courant (2).</i>	51
Tableau III.17 <i>Sollicitations de la poutrelle (T2) de la Terrasse inaccessible.</i>	52
Tableau III.18 <i>Sollicitations de la poutrelle (T4) de la Terrasse inaccessible</i>	52
Tableau III.19 <i>Sollicitations de la poutrelle (T5) de la Terrasse inaccessible</i>	52
Tableau III.20 <i>Sollicitations de la poutrelle (T12) de la Terrasse inaccessible</i>	52

Liste des tableaux

Tableau III.21 Sollicitations de la poutrelle (T3) de la Terrasse accessible	53
Tableau III.22 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles	53
Tableau III.23 Sollicitations adoptées pour le ferrailage des poutrelles :	54
Tableau III.24 Ferrailage des différents types de poutrelles.....	62
Tableau III.25 Vérification au cisaillement.	63
Tableau III.26 Vérification des états limites de compression du béton	63
Tableau III.27 Vérification des états limites de déformation.	64
Tableau III.28 Estimation des moments dans le panneau D2.	68
Tableau III.29 Ferrailage du panneau (D2).....	69
Tableau III.30 Vérification des contraintes dans le panneau (D2)	70
Tableau III.31 Ferrailage du panneau (D3).....	71
Tableau III.32 Vérification des contraintes dans le panneau (D3)	72
Tableau III.33 Calcul de la section d'acier à l'ELS.....	72
Tableau III.34 Estimation des moments dans le panneau (D4).....	73
Tableau III.35 Ferrailage du panneau (D4).....	73
Tableau III.36 Vérification des contraintes dans le panneau (D4)	74
Tableau III.37 les différents types de dalles	75
Tableau III.38 Sollicitations maximales dans les dalles pleines	75
Tableau III.39 Vérification de l'effort tranchant.	75
Tableau III.40 Calcul du ferrailage à l'ELU.....	76
Tableau III.41 Vérifications des contraintes à l'ELS.	76
Tableau III.42 Calcul des sections d'acier à l'ELS.....	77
Tableau III.43 Résumé des conditions de vérifications	77
Tableau III.44 Résumé des conditions de vérifications	78
Tableau III.45 Charges et surcharges.	78
Tableau III.46 Combinaisons d'actions de l'acrotère.	79
Tableau III. 47: Sollicitations dans l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée I »	84
Tableau III.48 : ferrailage de l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée I »	85
Tableau III.49 : Vérification des contraintes.....	85
Tableau 50: Sollicitations dans l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 2 »	87
Tableau III.51: Ferrailage de l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 2 ».....	87
Tableau III.52: Vérification des contraintes.....	88
Tableau III. 53: Sollicitations dans l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 3 »	88
Tableau III.54: Ferrailage de l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 3 ».....	89
Tableau III.55: Vérification des contraintes.....	90
Tableau III.56: Sollicitations dans l'escalier de duplex (Type IV) ; « la volée 1 »	91
Tableau III.57 : Sollicitations dans l'escalier de duplex (Type IV) ; « la volée 2 »	92
Tableau III.58. Sollicitations dans l'escalier de duplex (Type IV) ; « la volée 3 »	92
Tableau III. 59: ferrailage de l'escalier de duplex (Type IV)	93
Tableau III.60. Vérification de l'effort tranchant	93
Tableau III.61. Vérification des contraintes	93
Tableau III.62. Sollicitations dans l'escalier du sous-sol (Type I) ; « les volées 1 et 2 ».....	94
Tableau III. 63. Sollicitations dans l'escalier d'étage courant (Type III) ; « les volées 1 et 2 »	95
Tableau III.64. ferrailage des escaliers (Type I) et (Type III).....	96
Tableau III.65. Vérification de l'effort tranchant.....	96
Tableau III. 66. Vérification des contraintes	97
Tableau III.67. Ferrailage de la poutre palière.	99
Tableau III.68. Vérification des contraintes à l'ELS.....	101

Liste des tableaux

Tableau III.69. <i>Ferraillage de la poutre brisée</i>	103
Tableau III.70 <i>Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée</i>	105
Tableau III.71: <i>Ferraillage longitudinales de la poutre de chainage</i>	107
Tableau III.72 : <i>Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chainage</i>	108
Tableau III.73 : <i>Calcul des ferraillements selon les deux sens</i>	111
Tableau III.74 : <i>Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur</i>	111
Tableau III.75 : <i>Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur</i>	112
Tableau III.76: <i>vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur</i>	112

Chapitre IV :

Tableau IV.1. <i>Valeurs des pénalités P_q</i>	116
Tableau IV. 2. <i>des paramètres sismiques pour chaque catégorie de contreventement</i>	117
Tableau IV.3. <i>Vérification des déplacements</i>	131
Tableau IV.4. <i>Vérification de l'effet $P-\Delta$</i>	132
Tableau IV.5 : <i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	133

Chapitre V :

Tableau V.1. <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux</i>	135
Tableau V. 2. <i>Les sollicitations dans les poteaux</i>	136
Tableau V.3. <i>Ferraillage longitudinal des poteaux</i>	138
Tableau V.4. <i>Armatures transversales dans les poteaux</i>	139
Tableau V.5 : <i>Vérification au flambement des différents poteaux</i>	140
Tableau V.6 : <i>Vérification des contraintes dans les poteaux</i>	141
Tableau V.7 : <i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	142
Tableau V.8 : <i>Dimensions de la zone nodale</i>	142
Tableau V.9 : <i>Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires</i>	144
Tableau V.10 : <i>Ferraillage des poutres</i>	145
Tableau V.11: <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	147
Tableau V.12 : <i>Vérification au cisaillement</i>	147
Tableau V.13 : <i>Vérification de l'état limite de compression du béton</i>	148
Tableau V.14. <i>Moment résistant dans les poteaux</i>	149
Tableau V.15. <i>Moments résistants dans les poutres M_e et M_w</i>	150
Tableau V.16. <i>Vérification des zones nodales</i>	150
Tableau V.17. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{x1}</i>	153
Tableau V.18. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{x2}</i>	153
Tableau V.19. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{x3}</i>	154
Tableau V.20. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{x4}</i>	154
Tableau V.21. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{x5}</i>	155
Tableau V.22. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{y2}</i>	155
Tableau V.23. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{y3}</i>	156
Tableau V.24. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{y6}</i>	156
Tableau V.25. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{y8}</i>	157
Tableau V.26. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{x7}</i>	157
Tableau V.27. <i>Résultats du ferraillage du voile V_{y11}</i>	158

Liste des tableaux

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : <i>vérification au renversement</i>	165
Tableau VI.2 : <i>Estimation des moments dans la dalle du radier</i>	166
Tableau VI.3: <i>Résumé des résultats de ferrailage du radier</i>	166
Tableau VI.4: <i>Vérification des contraintes du radier suivant la 1^{er} proposition du ferrailage</i>	167
Tableau VI.5: <i>vérification des contraintes du radier. Suivant la 2eme proposition du ferrailage</i>	168
Tableau VI.6: <i>Ferrailage du débord</i>	168
Tableau VI.7: <i>vérifications des contraintes du débord</i>	169
Tableau VI.8: <i>Résumé des résultats du ferrailage de nervure</i>	173
Tableau VI.9: <i>Vérification des contraintes des nervures</i>	174
Tableau VI.10 : <i>Estimation des moments dans le voile périphérique</i>	176
Tableau VI.11 : <i>Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique</i>	176
Tableau VI.12 : <i>Vérification des contraintes dans le voile suivant la 1er proposition du ferrailage</i>	177
Tableau VI.13: <i>vérification des contraintes dans le voile Suivant la 2eme proposition du ferrailage</i>	178

Symboles et notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal.

A_s : Aire d'une section d'acier

B : La largeur(m)

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jours

E_{ij} : Module de déformation instantané du béton à l'âge de j jours

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression du béton à j jours

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction du béton à j jours

f_e : Limites d'élasticité de l'acier

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime.

q_s : Charges réparties de service.

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

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

S : Section, surface

d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration d'une section

λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

Symboles et notations

- ν : Coefficient de poisson
- σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression
- σ_{st} : Contrainte de l'acier à la traction
- ϕ : Diamètre des armatures transversales
- St : Espacement des armatures
- ξ : Contrainte tangentielle de cisaillement
- ξ_{se} : Contrainte d'adhérence
- η : Coefficient de fissuration
- Ψ_s : Coefficient de scellement
- ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton
- ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
- γ : Poids spécifique déjaugé
- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- C_t** : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- C_u** : La cohésion du sol (KN/m²).
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS** : Etat limite de service.
- ELU** : Etat limite ultime.
- F_s** : coefficient de sécurité =1,5
- Q** : Facteur de qualité.
- R** : coefficient de comportement global.
- P** : Poids du radier
- N** : Charges concentrée appliquée (ELS ou ELU)
- S_r** : surface du radier (m²).
- S_{bat}** : surface totale du bâtiment (m²)
- St: Espacement des armatures
- W** : Poids propre de la structure.
- W_{Qi}** : Charges d'exploitation
- W_{Gi}** : Poids du aux charges permanentes et à celle d'équipement fixes éventuels
- Z** : Bras de levier
- f** : Flèche
- f_e** : Limite d'élasticité

Symboles et notations

h_t : hauteur total du radier (m)

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

σ : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)

τ_{adm} : Valeur de cisaillement limites donné par le BAEl (MPa)

τ : Contrainte de cisaillement

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

h_0 = épaisseur de la dalle du radier (cm)

h_t = hauteur de la nervure (cm)

Introduction

Introduction

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage. Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment destinée à l'usage d'habitation en R+12+entresol+sous-sol implanté à Bejaia qui est classée d'après le règlement parasismique algérien en zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite, une étude dynamique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs, puis une étude concernant l'infrastructure et enfin on termine le travail par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement d'écrites dans ce document. Les calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (BAEL 91, CBA 93 RPA 99 version 2003 etc.) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul (SAP 2000).

Chapitre I

Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre à la description du projet et définition des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude entre dans le cadre de la réalisation de 191 logements promotionnels en R+8, R+12 et parkings aériens à SEDDOUK (Wilaya de Bejaia).

Notre étude portera sur un bâtiment en R+12+entre sol+sous-sol en béton armé à usage d'habitation.

L'assiette du projet se trouve dans le lieu dit L'mizab, localité située au niveau de la sortie Sud de la ville de Seddouk, à quelques dizaines de mètres de la RN 75. Classée d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage présente les Caractéristiques suivantes :

❖ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Largeur en plan :.....14,90m.
- Longueur en plan :.....22,34m.
- Hauteur totale du bâtiment :.....42,84m.
- Hauteur du sous-sol :.....3.50m.
- Hauteur de l'entre sol :.....3.06m.
- Hauteur des étages courants :..... 3.06m.

❖ Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003
- Le sol est dominé par des schistes argileux compacts en surface et des schistes marneux très compacts en profondeur
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,1$ bars. (Annexe N°13)
- L'ancrage minimal des fondations : D=1,8 m

❖ L'ossature:

- L'ossature de notre bâtiment est constituée d'une structure formée de portique et de voiles.

I.3. Règlements et normes utilisés :

Nous avons procédé à l'élaboration de notre travail tout en respectant les recommandations des documents techniques réglementaires tels que : RPA99 /version 2003, CBA93, BAEL91/version 99, charges et surcharges (DTR- B.C.2.2), règles de calcul des fondations superficielles (DTR- B.C.2.331).

I.4. Etats limites de l'ouvrage et combinaisons d'action :

I.4.1. Définition :

Un état limite, est un état particulier dans lequel une condition de sécurité d'une construction ou d'un de ces éléments, est strictement vérifiée. Au-delà de cet état, la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue

On définit deux états limites :

I.4.1.1. Etat limite ultime (ELU) :

C'est l'état correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, son dépassement conduit à la ruine de celui-ci. Il existe 03 états limites ultimes :

- Equilibre statique.
- Résistance de chacun des matériaux.
- Stabilité de forme.

I.4.1.2. Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel, ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

I.4.2. Actions :

C'est l'ensemble des actions, auxquelles l'ouvrage sera soumis. Elles sont classées en 3 catégories, en fonction de leur fréquence d'apparition

I.4.2.1 Actions permanentes (G):

L'intensité reste constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- La poussée des terres et liquides.
- Les déformations imposées à la structure : le retrait et tassement différentiel des appuis

I.4.2.2 Actions variables (Q):

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur
- Les charges climatiques (neige, vent).
- Les charges dues à l'effet de la température.
- Les charges appliquées en cours d'exécution.

I.4.2.3 Actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

I.4.2. combinaisons d'actions données par le RPA /version 2003:

Pour calculer les sollicitations (moments de flexion, moments de torsion, efforts normaux, efforts tranchants) aux quelles l'ouvrage est soumis, nous utilisons les combinaisons suivantes :

- Situation durable : $\begin{cases} \text{ELU} : 1.35G+1.5Q. \\ \text{ELS} : G+Q. \end{cases}$
- Situation accidentelle : $\begin{cases} G+Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{cases}$

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.5.1.1. résistance du béton :

a) résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée : f_{c28} .

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases}$$

- **Remarque :** Nous projetons de réaliser pour notre ouvrage un béton de classe C25 ; c'est-à-dire avec une résistance à 28 jours notée : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

b) résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée : f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour notre projet } f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

I.5.1.2. Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 * f_{cj}^{1/3} & \text{(Art A.2.1.2.2CBA93)} \\ E_{vj} = (1/3) * E_{ij} & \text{(Art A.2.1.2.1CBA93)} \end{cases}$$

I.5.1.3. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1, 3 BAEL91).

I.5.1.4 Contrainte limite à l'ELU :

❖ *contrainte ultime de compression* :

La contrainte ultime de compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$ CBA 93 (Article A.4.3.4.1).

Avec : 0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et de la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).

θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

❖ *contrainte ultime de cisaillement* :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) \right]$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa. → $\tau_u = 3.34$ MPa

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) \right]$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa. → $\tau_u = 2.5$ Mpa .

I.5.1.5 Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa → $\sigma_{bc} = 15$ Mpa .

I.5.2. Aciers :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- Les treillis soudés (TR):
Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.
- Les ronds lisses (RL):
Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.
- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):
Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.5.2.1. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de Fe E400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance Fe E500 MPa avec Ø6

I.5.2.2 Contraintes de calcul aux états limites :

❖ *Etat limite ultime (ELU):*

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque: } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas : } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

❖ *Etat limite de service (ELS):* Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction du type de la fissuration.

I-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible : La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-Fissuration très nuisible : Cas des éléments exposés aux milieux agressifs (ouvrage en mer)

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \mathbf{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

Chapitre II

Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts. Les éléments concernés par le pré-dimensionnement sont: les planchers, les poutres, les escaliers, l'acrotère et les ascenseurs, les voiles, les poteaux.

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.1.1.les planchers :

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

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

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine.

II.1.1.1 Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig.II.2).

ht : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (460 - 30) = 430\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19,11\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec : $h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

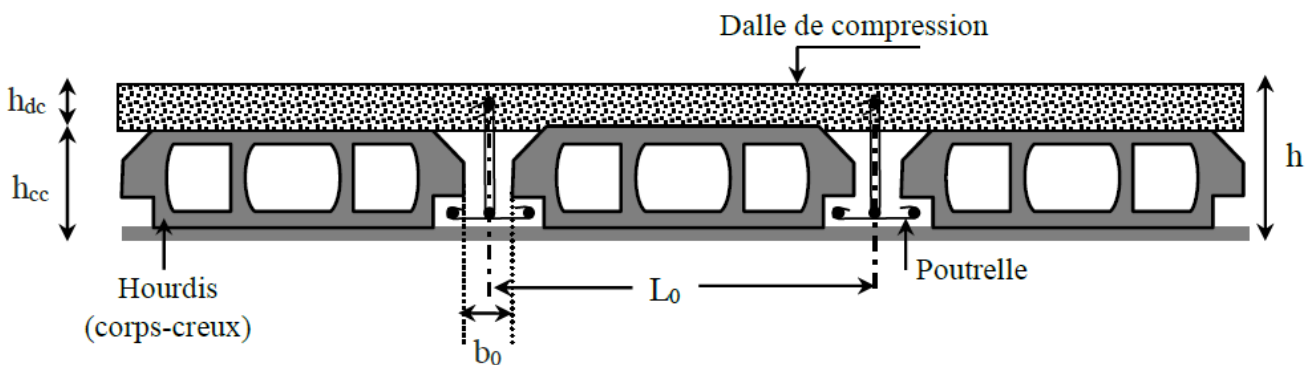


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

a) Les poutrelles :

➤ Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig.II.2).

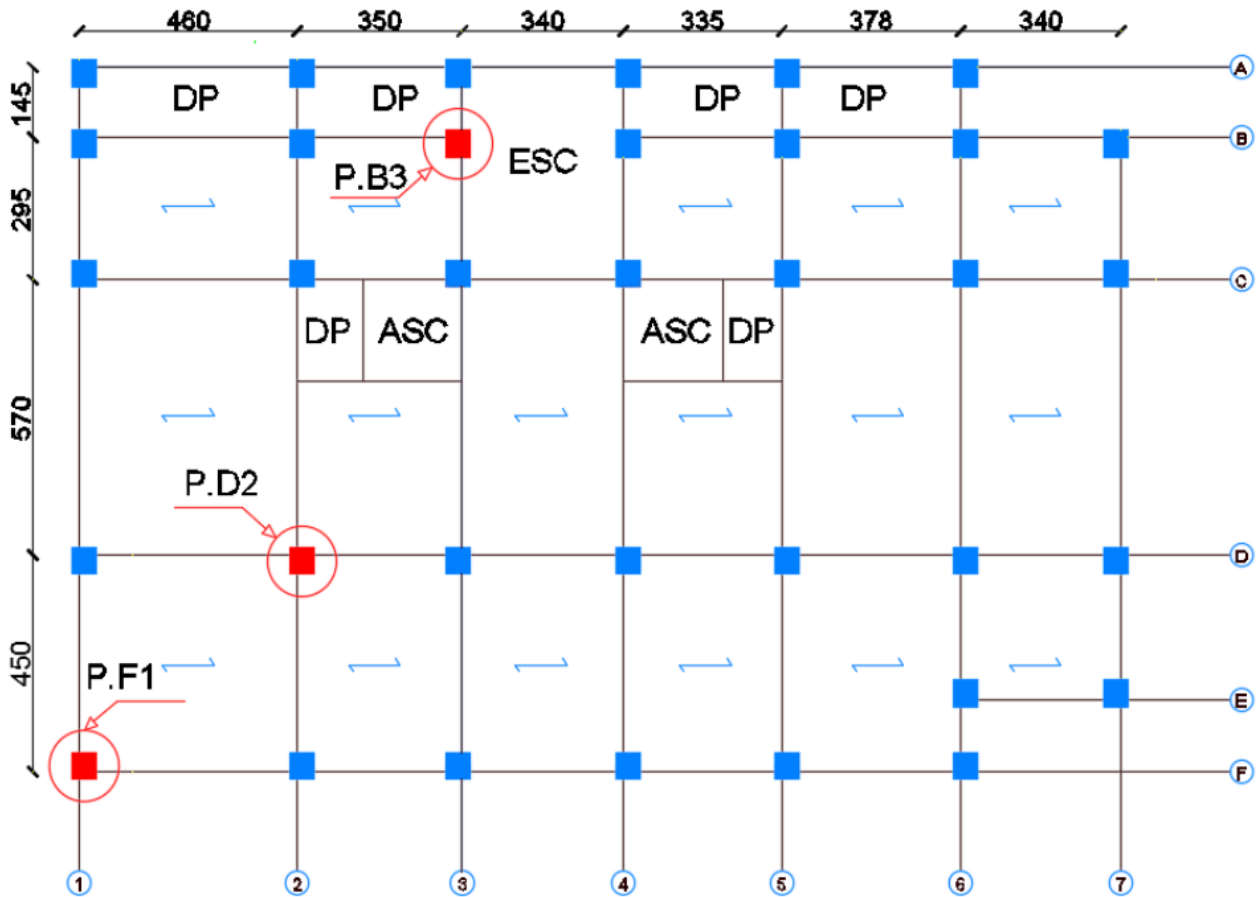


Figure II.2 Plan de disposition des poutrelles (Étages Courants).

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

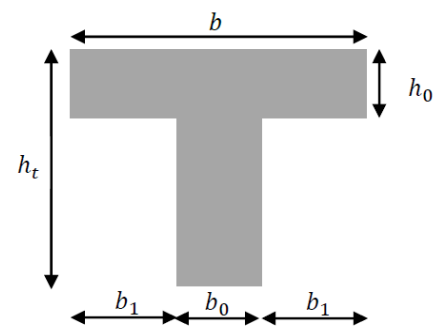


Figure II.3 Coupe transversale des poutrelles

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (\text{CBA93. Art 4. 1. 3})$$

Avec

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 335 - 30 = 305 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 30,5 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

II.1.1.2 Plancher à dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par (des poutres, voiles) et (poteaux) appuis ponctuels. pour les dalles on définit les portées L_x et L_y mesurées entre nus d'appuis :

$$\text{Avec } L_x < L_y \text{ et } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

➤ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis} \quad (\text{CBA93})$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Critère de résistance au feu:**

$$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

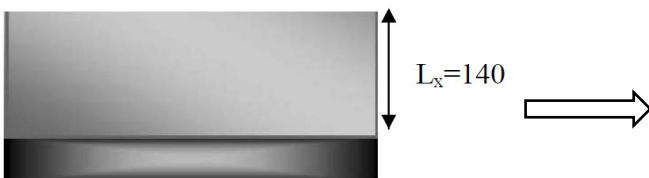
$$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \quad (\text{CBA93})$$

$$e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

➤ **Critère de l'isolation phonique :** $e \geq 14 \text{ cm}$ (CBA93)

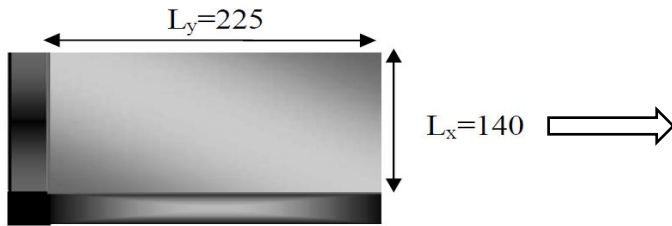
Notre projet comporte quatre types de dalle pleine :

1. Dalle sur un seul appui



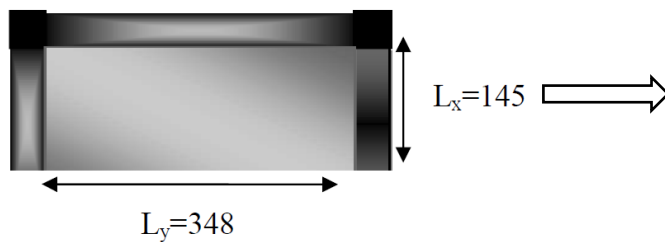
$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} \\ e = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

2. Dalle sur deux appuis



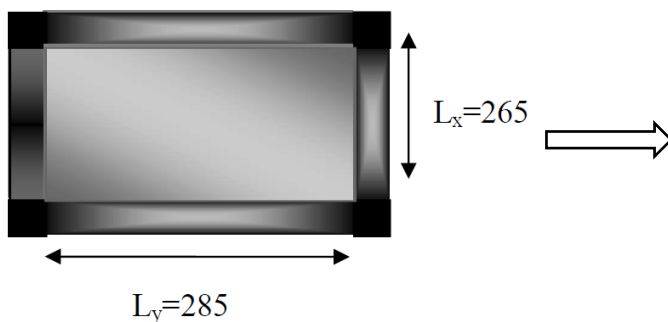
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{30} \\ e = 4,67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3. Dalle sur trois appuis



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{348} = 0,42 > 0,4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} = \frac{145}{40} \leq e \leq \frac{145}{40} \\ e = 3,63 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4. Dalle sur quatre appuis



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{265}{285} = 0,93 > 0,4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} = \frac{265}{40} \leq e \leq \frac{265}{40} \\ e = 6,63 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les quatre types de dalles est : **e = 15 cm**

II.1.2 Escalier :

II.1.2.1 Définition :

L'escalier est un élément architectural qui est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il peut être en béton armé en métal ou en bois, dans notre cas il est réalisé en béton armé conçus sur place, Les différents éléments constituant un escalier sont :

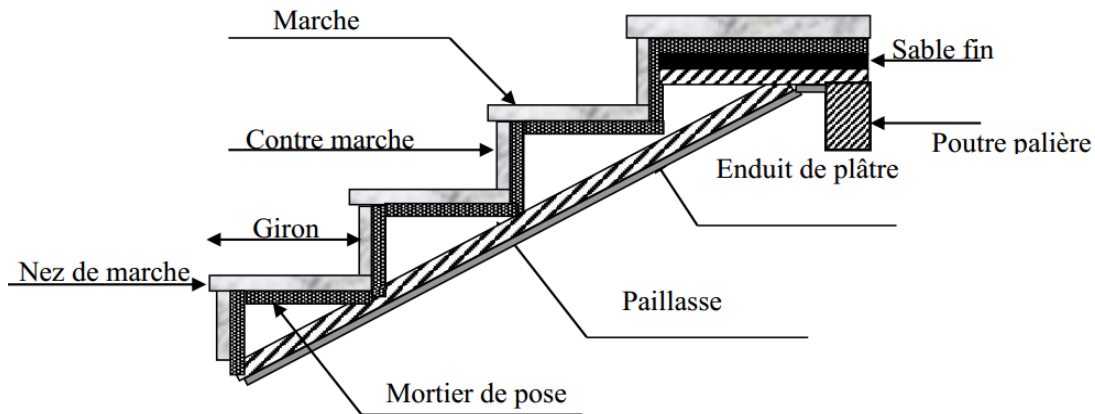


Figure II.4 détail d'un escalier

Terminologie :

Les différents éléments constituant un escalier sont :

Giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

Marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

Contre marche : signifie la face verticale située entre deux marches consécutives.

Nez de marche : bord avant la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.

Hauteur de la marche : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

Volé : succession de marches entre deux paliers.

Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [20^{\circ} \text{ à } 40^{\circ}]$.

La cage d'escalier : est le volume où se situe l'escalier.

Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

II.1.2.2 Type d'escalier :

Dans notre projet l'Architecte a opté pour quatre types d'escaliers :

type 1 : escaliers droits à deux volées au niveau du sous sol,

type 2 : escaliers droits à trois volées, se trouvant au niveau de l'entre sol

type 3 : escaliers droits à deux volées au niveau des étages courants, avec des dimensions différentes de celles du sous sol

type 4 : escalier de duplex

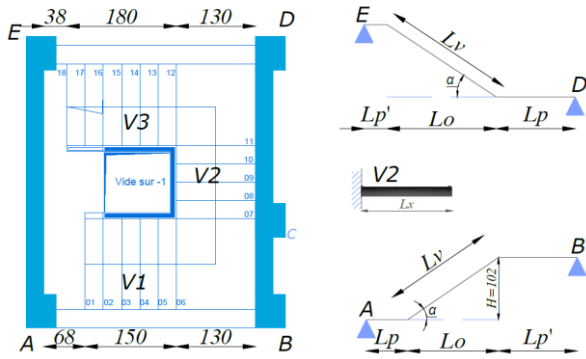


Figure II.5 : Escalier type 02

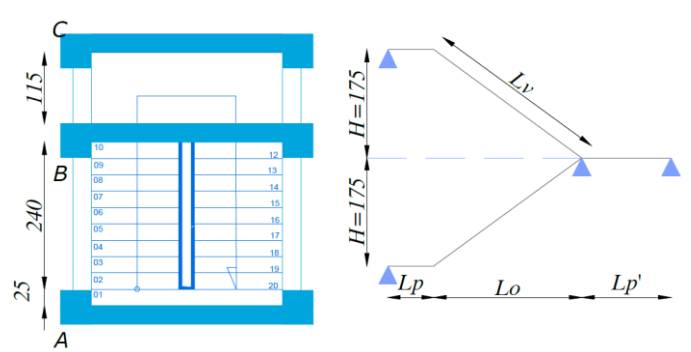


Figure II.6 : Escalier type 01

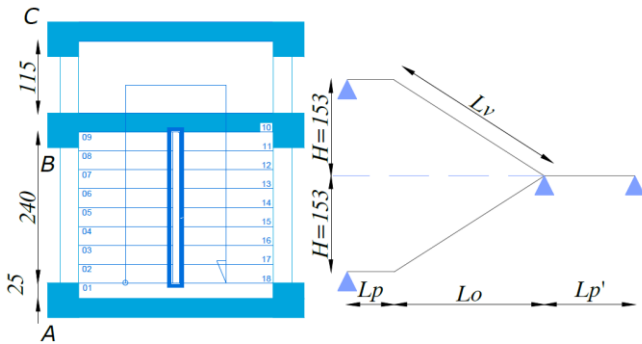


Figure II.7 : Escalier type 03

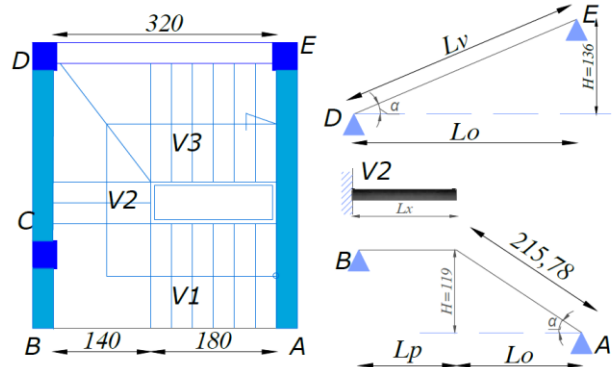


Figure II.8: Escalier type 04

II.1.2.3 Pré-dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots(1)$.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée.

L : la longueur entre nus deux appuis totale réelle.

L₀ : la longueur projetée de la volée.

L_p : la longueur de palier de départ

L_{p'} : la longueur de palier d'arrivée

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

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$$

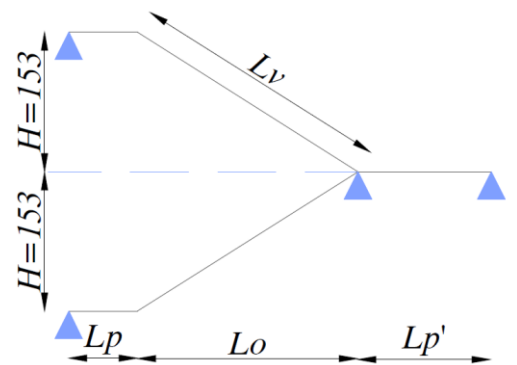


Figure II.9 : Schéma statique de l'escalier type 1

En remplaçant h et g dans (1) :

$$g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$$

$$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64 \text{ cm}$$

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

n : c'est la solution de l'équation

II.1.2.3.1 escaliers étages courants Type (3):

✓ 1^{er} et 2^{ème} Volée sont identiques

$$H = 1,53 \text{ m} ; L_0 = 2,4 \text{ m} ;$$

$$\text{AN: } 64 n^2 - 610 n + 306 = 0 ; \text{ Après la résolution, on trouve } \begin{cases} n=9 \\ n-1=8 \end{cases}$$

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Inclinaison de la paillasse 1^{ère} et 2^{ème}

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- Calcul de la longueur de la paillasse

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284,62 \text{ cm}$$

- Épaisseur de la paillasse

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas : $L = L_p + L_v$ avec $L_v = 284,62 \text{ cm}$; $L_p = 25 \text{ cm}$

$$\text{D'ou: } L = 309,62 \text{ cm}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 10,32 \text{ cm} \leq e \leq 15,48 \text{ cm}$$

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

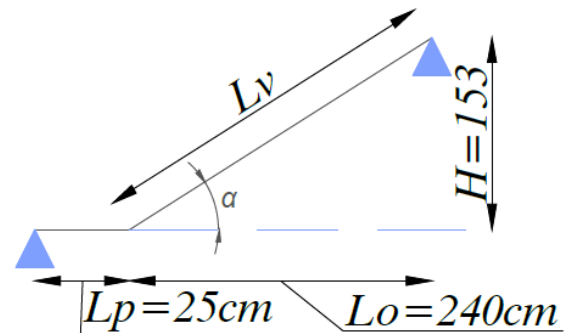


Figure II.10: Schéma de 1^{er} et 2^{ème} volées

Les dimensions des escaliers types (1, 3, 4) sont reportées dans le tableau suivant:

Tableau II.1 Les dimensions des escaliers du bâtiment :

CAGES D'ESCALIERS	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L ou (L_x) (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
SOUS SOL Type(1)	1-2	0,25	2,40	0,25	2,97	1,75	3,22	36,1	10	17,5	27	15
ENTRE SOL Type(2)	1	0,68	1,50	1,30	1,814	1,02	3,794	34,21	6	17	30	15
	2	/	1,20	/	/	0,85	1,30	35,31	5	17	30	15
	3	1,30	1,80	0,38	2,158	1,19	3,838	33,47	7	17	30	15
DUPLEX TYPE(4)	1	0	1,80	1,40	2,158	1,19	355,8	33,47	7	17	30	15
	2	/	0,60	/	/	0,51	1,40	40,36	3	17	30	15
	3	/	3,20	/	3,477	1,36	3,477	23,03	8	17	30	15

II.1.3 Acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments. Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

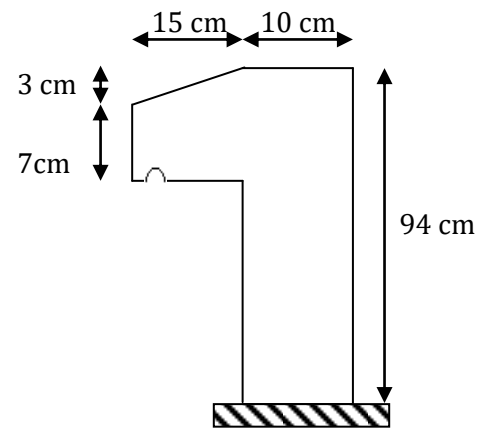


Figure II.11 : Schémas de l'acrotère

Tableau II.2 Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
94	10	0,10675	2,67	0,67	3,34	1

II.1.4 Etude de l'ascenseur:

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

II.1.4 .1 Caractéristique des ascenseurs :

- **Charges nominales** : En kilogrammes :320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500
- **Vitesse nominales** : La Vitesse nominales de l'ascenseur est donnée comme suit : 0,4; 0,63 ; 1,6 et 2,5
- **Nombre de passagers** : $n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8,4.$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, ses caractéristiques sont :

- L=140 cm: longueur de l'ascenseur
- l=110 cm: largeur de l'ascenseur
- H=220 cm: hauteur de l'ascenseur
- $F_c = 120 \text{ KN}$: charge due à la cuvette
- $D_M = 82 \text{ KN}$: charge due à la salle des machines
- $P_M = 15 \text{ KN}$: charge due à l'ascenseur
- $P_{\text{personnes}} = 6,3 \text{ KN}$: la charge nominale.
- V= 1m/s: vitesse de levage

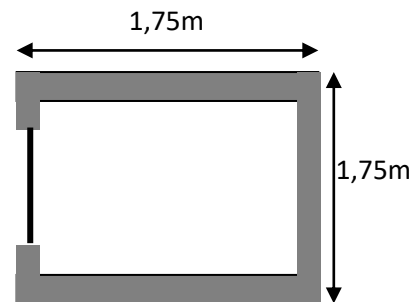


Figure II.12 : Cage de l'ascenseur.

La dalle de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui reviennent (machines+ascenseur) et avoir une bonne isolation acoustique

On a $L_x = 175 \text{ cm}$, $L_y = 175 \text{ cm} \Rightarrow S = 175 * 175 = 3,06 \text{ m}^2.$

$\frac{175}{45} \leq e \leq \frac{175}{40} \Rightarrow 3,89 \leq e \leq 4,38$ soit l'épaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$ (coup de feu)

II.2:Pré-dimensionnement des éléments principaux :

Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.2.1. Les poutres :

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

II.2.1.1 Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L_{\max} : \text{ Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.} \end{array} \right.$$

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

$$\underline{AN}: \quad L_{\max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$. $b = 30 \text{ cm}$.

• Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 40 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $40/30 = 1,33 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.2.1.2 Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

$$\underline{AN}: \quad L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm} \Rightarrow 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

On prend: $h = 35 \text{ cm}$. $b = 30 \text{ cm}$.

• Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 35 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $35/30 = 1,167 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.2.2 Les voiles:

Les voiles sont des éléments en béton armé ;pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers (voiles porteurs) ou par des poutres (voiles mixtes).Ces éléments en béton armé sont destinés à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des actions horizontales.

Les charges prises en compte dans le pré-dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d’exploitations.
- Les actions horizontales : effet du séisme.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivante :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simple.
- $e \geq 15\text{cm}$

Donc ; $e \geq \max (h_e/20;15\text{cm})$

Avec : h_e : hauteur libre d’étage ;
 e : l’épaisseur de voile

Dans notre cas

pour des poutres de 40cm de hauteur

$$\rightarrow h_e = \text{hauteur d'étage} - 40\text{cm}$$

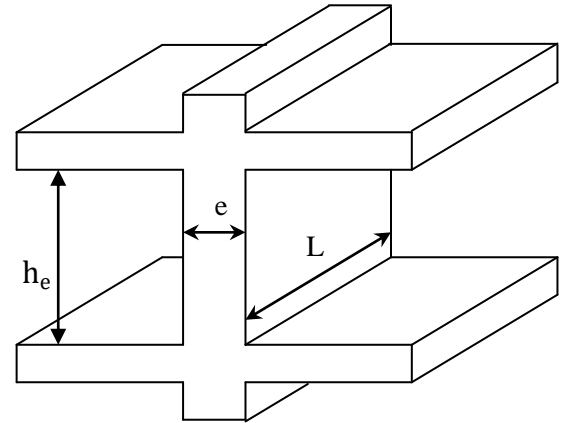


Figure II.13 Coupe transversale d'un voile

Le calcul des dimensions du voile est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.3 Dimensions des voiles

Etages	Hauteur (cm)	$h(\text{cm})$	e : l'épaisseur (cm)
SOUS SOL	350	310	15,5
ETAGES COURANTS	306	266	15

Nous optons alors pour une épaisseur des voiles $e = 20\text{cm}$

II.3. Evaluation des charges et surcharges : D.T.R [B.C.2.2]

II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.3.1.1.Plancher terrasse (inaccessible, accessible) et plancher étage courant à corps creux:

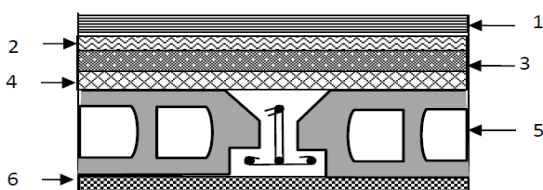


Figure II.14 : Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible

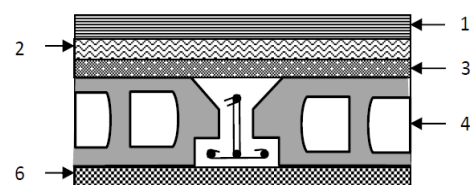


Figure II.15 : Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.4. *Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à corps creux*

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
6	Cloison de séparation	9	0,1	0,9
Charge permanent G				5,31
Q étages courant				1,5

Tableau II.5. *Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
5	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
6	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Charge permanent G				6,53
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
7	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Charge permanent G				6,13
charge d'exploitation Q				1,5

II.3.1.2. plancher terrasse (inaccessible, accessible) et plancher étage courant à dalle pleine :

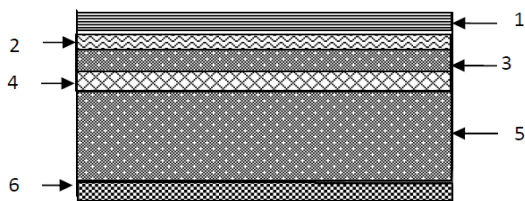


Figure II.17 : Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

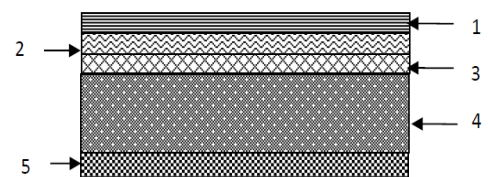


Figure II.16: Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.7 *Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à dalle pleine*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
6	Cloison de séparation	9	0,1	0,9
Charge permanent G				6,21
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.8 *Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
5	Dalle pleine	25	0,15	3,75
6	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Charge permanent G				7,43
charge d'exploitation Q				1

Tableau 9 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Dalle pleine	25	0,15	3,75
7	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Charge permanent G				7.03
charge d'exploitation Q				1,5

II.3.1.3. les balcons:

Tableau II.10 Évaluation des charges revenant aux balcons à dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Charge permanent G				5,31
charge d'exploitation Q				3,5

II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

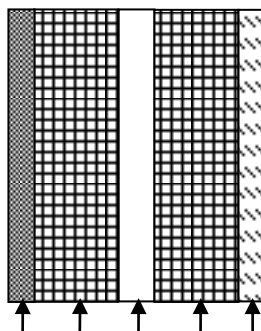


Figure II.19 : Murs extérieurs.

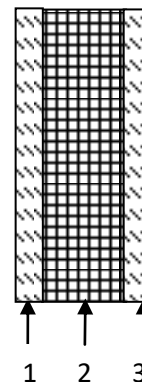


Figure II.18: Murs intérieurs.

Tableau II.11. *Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs*

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
2	Briques creuses	9	0,15	1,35
3	Lame d'aire	/	0,05	/
4	Briques creuses	9	0,10	0,9
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				2,85

Tableau II.12. *Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs*

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
2	Brique creuses	9	0,10	0,9
3	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				1,3

II.3.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.3.3.1.les paliers :

Tableau II.13. *Évaluation des charges revenant aux paliers à dalle pleine*

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,40
3	Mortier de pose	20	0,02	0,40
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	20	0,02	0,40
Charge permanent G				5,31
charge d'exploitation Q				2,5

II.3.3.2. Les volées:

II.3.3.2.1: Les volées 1 et 2 escalier type (1):

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma^*e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche: $\gamma^*h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal: γ^*e .
Vertical: $\gamma^*e*(h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.14. Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 1

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type 1	
					Volée 1	Volée 2
1	Paillasse		25	0,15/cos(α)	4,64	4,64
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40
		Vertical	20	0,02h/g	0,26	0,26
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40
		vertical	20	0,02h/g	0,26	0,26
4	Enduit de ciment		20	0,02/cos(α)	0,49	0,49
5	poids des marches		22	h/2	1,92	1,92
6	Garde de corps		/	/	0,60	0,60
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)					8,97	8,97
Surcharges Q (KN/m²)					2,5	2,5

II.3.3.2.2: Les volées 1 et 2 escalier type (3):

Tableau II.15. Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 3

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type 3	
					Volée 1	Volée 2
1	Paillasse		25	0,15/cos(α)	4,44	4,44
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40
		Vertical	20	0,02h/g	0,22	0,22
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40
		vertical	20	0,02h/g	0,22	0,22
4	Enduit de ciment		20	0,02/cos(α)	0,47	0,47
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,60	0,60
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)					8,62	8,62
Surcharges Q (KN/m²)					2,5	2,5

II.3.3.2.3: Les volées 1,2et 3 escalier type (2):

Tableau II.16. Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 2

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type 2		
					Volée 1	Volée 2	Volée 3
1	Paillasse		25	0,15/cos(α)	4,53	4,59	4,49
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40	0,40
		Vertical	20	0,02h/g	0,22	0,22	0,22
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40	0,40
		vertical	20	0,02h/g	0,22	0,22	0,22
4	Enduit de ciment		20	0,02/cos(α)	0,48	0,49	0,47
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1,87	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,60	0,60	0,60
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)					8,72	8,79	8,67
Surcharges Q (KN/m²)					2,5	2,5	2,5

II.3.3.2.4: Les volées 1,2et 3 escalier type (4):

Tableau II.17. Évaluation des charges revenant aux volées de l'escalier Type 4

1	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type 4		
					Volée 1	Volée 2	Volée 3
1	Paillasse		25	0,15/cos(α)	4,49	4,92	4,07
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40	0,40
		Vertical	20	0,02h/g	0,22	0,22	0,22
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,40	0,40	0,40
		vertical	20	0,02h/g	0,22	0,22	0,22
4	Enduit de ciment		20	0,02/cos(α)	0,47	0,52	0,43
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1,87	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,60	0,60	0,60
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)					8,67	9,15	8,21
Surcharges Q (KN/m²)					2,5	2,5	2,5

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);
- 3- Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités :

P.B3 : poteau au niveau de la cage d'escalier.

P.D2 : poteau central.

P.F1 : poteau de rive.

On va éliminer le poteau P.F1 puisque sa surface afférente est négligeable devant P.D4 et P.C3, de plus, le plancher qui l'entoure est du corps creux.

On va considérer des poteaux (30×30) cm² pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

Tableau II.18. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	Poids propre g (KN) $g = h \times b \times H_e \times \gamma_c$
Sous sol	50 × 55	24,06
Entresol et RDC	50 × 50	19,12
Etages 1 et 2	45 × 50	17,21
Etages 3 et 4	45 × 45	15,49
Etages 5 et 6	40 × 45	13,77
Etages 7 et 8	40 × 40	12,24
Etages 9 et 10	35 × 40	10,71
Etages 11 et 12	35 × 35	9,37

Avec : $\gamma_c = 25 \text{ kn/m}^3$: poids volumique du béton, $\gamma_{BS} = 0,079 \text{ kn/m}^2$

H_e : hauteur du poteau $\begin{cases} H_e = 3,50 \text{ pour le sous sol} \\ H_e = 3,06 \text{ pour le reste des étages} \end{cases}$

II.4.1. Pré-dimensionnement du Poteau (P.D2) :

II.4.1.1. Surfaces afférentes :

➤ *Terrasse inaccessible :*

$$\begin{cases} S_1 = 5,80 \text{ m}^2 \\ S_2 = 4,32 \text{ m}^2 \\ S_3 = 2,32 \text{ m}^2 \\ S_4 = 8,12 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{\text{Chainage}} = \gamma_c \times h_{\text{Ch}} \times b_{\text{Ch}} \times L_{\text{CH}} \\ G_{\text{pp}} = \gamma_c \times h_{\text{pp}} \times b_{\text{pp}} \times L_{\text{pp}} \\ G_{\text{ps}} = \gamma_c \times h_{\text{ps}} \times b_{\text{ps}} \times L_{\text{ps}} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} L_{\text{ch}} = 1,6 \text{ m} \\ L_{\text{pp}} = 4,45 \text{ m} \\ L_{\text{ps}} = 3,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{\text{Chainage}} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 1,6 = 3,6 \text{ KN} \\ G_{\text{pp}} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,45 = 13,35 \text{ KN} \\ G_{\text{ps}} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,75 = 9,84 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow G_{\text{poutres}} = 26,79 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{BS}} = \gamma_{\text{BS}} \times (S_4) = 0,64 \text{ KN} \\ G_{\text{plancher}} = G_{\text{cc}} \times (S_1 + S_2) + G_{\text{DP}} (S_3) = 83,32 \text{ KN} \\ G_{\text{Acrotère}} = 3,34 \times L = 3,34 \times (2,15 + 1,75 + 1,6) = 18,37 \text{ KN} \end{cases}$$

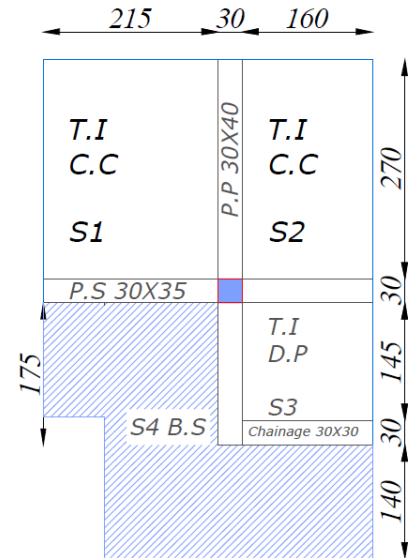


Figure II.20 : Surface afférente de la de la terrasse inaccessible.

T.I : terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle pleine ; **T.A** : terrasse accessible ; **C.C** : corps creux ;

B.S : brise soleil ; **P.P** : poutre principale ; **P.S** : poutre secondaire.

➤ Niveau (12)

$$\begin{cases} S_1 = 5,80 \text{ m}^2 \\ S_2 = 4,32 \text{ m}^2 \\ S_3 = 2,32 \text{ m}^2 \\ S_4 = 0,56 \text{ m}^2 \\ S_5 = 4,51 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{\text{pp}} = 4,8 \text{ m} \\ L_{\text{ps}} = 3,75 \text{ m} \\ L_{\text{BN}} = 1,6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G_{\text{pp}} = 14,4 \text{ KN} \\ G_{\text{ps}} = 9,84 \text{ KN} \\ G_{\text{BN}} = 2,40 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow G_{\text{poutres}} = 26,24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Maçonnerie}} = 41,98 \text{ KN} ; G_{\text{plancher}} = 97,14 \text{ KN}$$

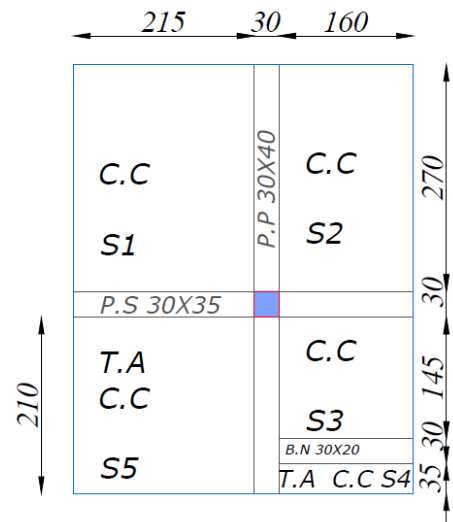


Figure II.21 : Surface afférente du niveau 12.

➤ De l'entresol à l'étage 11

$$\begin{cases} S_1 = 5,80 \text{ m}^2 \\ S_2 = 4,32 \text{ m}^2 \\ S_3 = 3,36 \text{ m}^2 \\ S_4 = 4,51 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{\text{poutres}} = 24,24 \text{ KN} ; G_{\text{plancher}} = 95,52 \text{ KN}$$

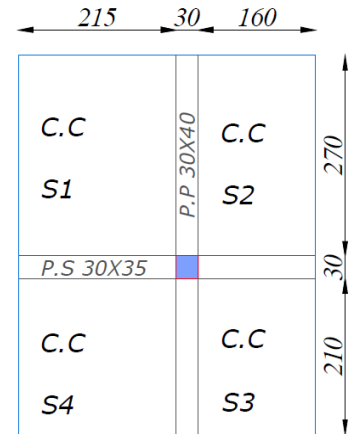


Figure II.22 : Surface afférente des étages courants

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P.D2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.19 : Résultats de la descente de charge du poteau (P.D2)

Etage	Niveau	Elément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Etage 12	0	plancher	83.32	12.44
		poutre	26.79	
		acrotère	18.37	
		Poteaux (35*35)	9.37	
	SOMME		137.85	12.44
Etage 11	1	venant de N0	137.85	26.27
		plancher	97.14	
		poutres	26.24	
		Maçonnerie	41.98	
		Poteaux (35*35)	9.37	
	SOMME		312.58	38.71

Etage 10	2	venant de N1	312.63	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (35*40)	10.71	
	SOMME		443.05	63.03
Etage 9	3	venant de N2	443.05	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (35*40)	10.71	
	SOMME		573.52	84.65
Etage 8	4	venant de N3	573.52	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (40*40)	12.24	
	SOMME		705.52	103.57
Etage 7	5	venant de N4	705.52	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (40*40)	12.24	
	SOMME		837.52	119.79
Etage 6	6	venant de N5	837.52	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (40*45)	13.77	
	SOMME		971.05	133.32
Etage 5	7	venant de N6	971.05	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (40*45)	13.77	
	SOMME		1104.58	146.83
Etage 4	8	venant de N7	1104.58	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (45*45)	15.49	
	SOMME		1239.83	160.34
Etage 3	9	venant de N8	1239.83	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (45*45)	15.94	
	SOMME		1375.53	173.85
Etage 2	10	venant de N9	1375.53	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	

		Poteaux (45*50)	17.21	
		SOMME	1512.5	187.35
Etage 1	11	venant de N10	1512.5	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (45*50)	17.21	
	SOMME	1649.47	200.85	
RDC	12	venant de N11	1649.47	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (50*50)	19.12	
	SOMME	1788.35	214.35	
Entresol	13	venant de N12	1788.35	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux(50*50)	19.12	
	SOMME	1927.23	227.84	
Sous sol	14	venant de N13	1927.23	26.98
		plancher	95.52	
		poutres	24.24	
		Poteaux (50*55)	24.06	
	SOMME	2071.05	241.34	
		SOMME	G=2071.05 KN	Q=241.34 KN
		ELU	1,35G = 2795.9175 KN	1,5Q = 362.01 KN
		Effort normal à la base du poteau	Nu' = 3157.9275 KN	

Avec $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

II.4.2. Pré dimensionnement du Poteau (P.B3)

II.4.2.1 Les surfaces afférentes

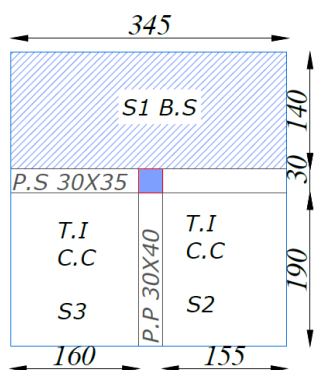


Figure II.23: Surface afférente de la terrasse inaccessible.

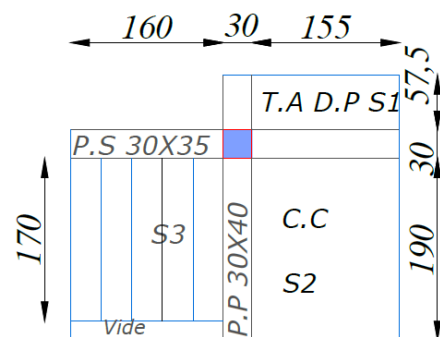


Figure II.24 : Surface afférente du niveau 12

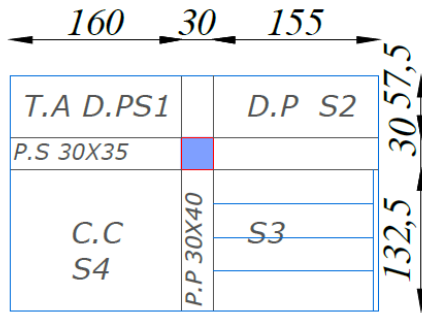


Figure II.26: Surface afférente du niveau 11

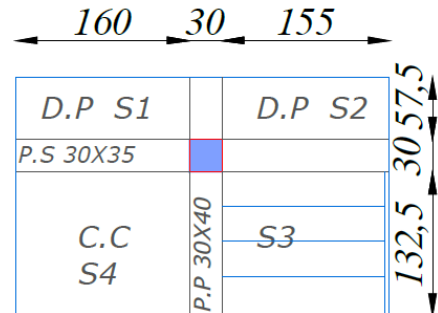


Figure II.25: Surface afférente des étages courants

Avec : $G_{Escalier} = G_{volée} + G_{palier}$; $G_{volée} = G_v \times S_{aff}$; $G_{palier} = G_p \times S_{aff}$

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P.B3) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.20. Résultats de la descente de charge du poteau (P.B3)

Etage	Niveau	Elément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Etage12	0	Plancher terrasse	59.02	8.67
		poutre	13.97	
		acrotère	16.37	
		Poteaux (35*35)	9.37	
	SOMME		98.73	8.67
Etage 11	1	venant de N0	98.73	12.64
		plancher	21.92	
		Maçonnerie	8.98	
		Escalier	22.33	
		poutres	15.70	
	Poteaux (35*35)	9.37		
SOMME		177.03	21.31	
Etage 10	2	venant de N1	177.03	11.76
		plancher	17.73	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
	Poteaux (35*40)	10.71		
SOMME		241.32	31.85	
Etage 9	3	venant de N2	241.32	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
	Poteaux (35*40)	10.71		
SOMME		304.85	41.21	

Etage 8	4	venant de N3	304.85	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (40*40)	12.24	
	SOMME	369.91	49.40	
Etage 7	5	venant de N4	369.91	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (40*40)	12.24	
	SOMME	434.97	56.41	
Etage 6	6	venant de N5	434.97	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (40*45)	13.77	
	SOMME	501.56	62.25	
Etage 5	7	venant de N6	501.56	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (40*45)	13.77	
	SOMME	568.15	68.10	
Etage 4	8	venant de N7	568.15	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (45*45)	15.49	
	SOMME	636.46	73.96	
Etage 3	9	venant de N8	636.46	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (45*45)	15.49	
	SOMME	704.77	79.82	
Etage 2	10	venant de N9	704.77	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (45*50)	17.21	
	SOMME	774.8	85.62	

Etage 1	11	venant de N10	774.8	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (45*50)	17.21	
	SOMME		844.83	91.55
RDC	12	venant de N11	844.83	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (50*50)	19.12	
	SOMME		916.77	97.42
Entresol	13	venant de N12	916.77	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux (50*50)	19.12	
	SOMME		988.71	103.29
Sous sol	14	venant de RDC	988.71	11.76
		plancher	16.97	
		Escalier	21.88	
		poutres	13.97	
		Poteaux(50*55)	24.06	
	SOMME		1065.59	109.16
SOMME		G = 1065.59	Q = 109.16	
ELU		1,35G = 1438.5465KN	1,5Q = 163.74	
Effort normal à la base du poteau		Nu' = 1602.2865 KN		

En résumé :

$$N'_u \text{ (P.D2)} = 3157,9275 \text{ KN}$$

$$N'_u \text{ (P.B3)} = 1602,2865 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P.D2).

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 3157,9275$$

$$N_u = 3473,7202 \text{ KN.}$$

II.4.3 Vérifications à faire :

II.4.3.1 Vérification à la compression simple :

Exemple de calcul :

❖ *Vérification du poteau à la base « poteau du sous sol (50*55)cm² »*

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{3473,7202 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,2446 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous sol) $B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,2446 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.21. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Section	Comparaison ($B \geq B^{\text{calc}}$)		Observation
			B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
12	225.2332	35*35	0.1225	0,0159	Vérifiée
11	528.0528	35*35	0,1225	0.0372	Vérifiée
10	761.9287	35*40	0,1400	0.0536	Vérifiée
9	991.3497	35*40	0,1400	0.0698	Vérifiée
8	1218.5877	40*40	0,1600	0.0858	Vérifiée
7	1441.3707	40*40	0,1600	0.1015	Vérifiée
6	1661.9872	40*45	0.1800	0.1170	Vérifiée
5	1882.5708	40*45	0.1800	0.1326	Vérifiée
4	2105.7085	45*45	0.2025	0.1483	Vérifiée
3	2329.5145	45*45	0.2025	0.1640	Vérifiée

2	2555.1900	45*50	0.2250	0.1799	Vérifiée
1	2780.8654	45*50	0.2250	0.1958	Vérifiée
RDC	3009.3772	50*50	0.2500	0.2119	Vérifiée
Entre sol	3237.8725	50*50	0.2500	0.2280	Vérifiée
Sous sol	3473.7202	50*55	0.2750	0.2446	Vérifiée

II.4.3.2 Vérification au flambement :

D’après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)cm^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)
- A_s : section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l’acier.
- $f_e = 400$ MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : La longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs **BAEL (B.8.3)**

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul

❖ *Vérification du poteau à la base (poteau sous sol)*

On a : $L_0 = 3,5 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,45 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,50^2}{12}} = 0,1443 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 2,45/0,1443 = 16.98 < 50$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(16,98/35)^2} = 0,812$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{I}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,1945 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.22. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br^{calc}	
12	225.2332	0,1010	21.20	0.792	0.1089	0.0129	Vérifiée
11	528.0528			0.792	0.1089	0.0303	Vérifiée
10	761.9287	0,1010	21.20	0.792	0,1254	0.0437	Vérifiée
9	991.3497			0.792	0,1254	0.0569	Vérifiée
8	1218.5877	0,1155	18.55	0.805	0.1444	0.0688	Vérifiée
7	1441.3707			0.805	0.1444	0.0814	Vérifiée
6	1661.9872	0,1155	18.55	0.805	0,1634	0.0939	Vérifiée
5	1882.5708			0.805	0,1634	0.1063	Vérifiée
4	2105.7085	0,1299	16.48	0.814	0.1849	0.1176	Vérifiée

3	2329.5145	0,1299	16.48	0.814	0.1849	0.1301	Vérifiée
2	2555.1900	0,1299	16.48	0.814	0.2064	0.1427	Vérifiée
1	2780.8654			0.814	0.2064	0.1553	Vérifiée
RDC	3009.3772	0,1443	14.84	0.820	0.2304	0.1668	Vérifiée
E.S	3237.8725			0.820	0.2304	0.1795	Vérifiée
S.SOL	3473.7202	0,1443	16.98	0.812	0.2544	0.1945	Vérifiée

II.4.3.3 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003 :

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut adopter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16+4) cm
- Dalle pleine e = 15 cm
- Epaisseur des paillasse e = 15 cm
- Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 20 \text{ cm pour le sous sol} \\ e = 20 \text{ cm pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (30×40) cm²
- Poutres Secondaires (30×35) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.23. Dimensions des poteaux

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²
Sous sol	50 × 55
Entresol et RDC	50 × 50
Etages 1 et 2	45 × 50
Etages 3 et 4	45 × 45
Etages 5 et 6	40 × 45
Etages 7 et 8	40 × 40
Etages 9 et 10	35 × 40
Etages 11 et 12	35 × 35

Le choix est provisoire, les dimensions définitives seront fixées au moment de la modélisation dynamique du bâtiment.

Chapitre III

Introduction :

La structure est un ensemble d'éléments classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires qui sont définis comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fera en respectant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003...).

III.1. Etude du plancher :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.1.1. Plancher à corps creux :

III.1.1.1. Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

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

1. Domaine d'application de la méthode forfaitaire :(BAEL91/99 art B.6.2, 210)

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). (poutrelle ancrée dans le plancher)

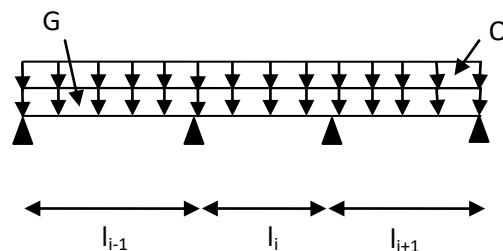


Figure III.1 : Schéma d'une Poutrelle

✓ **Moment aux appuis de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0.15M_0$, tel que $M_0 = \max(M^1_0, M^n_0)$,

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

✓ **Moment aux appuis intermédiaires**

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

$$\begin{cases} 0,6 M_0 & \text{pour une poutre à deux travées} \\ 0,5 M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées} \\ 0,4 M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

✓ **Moment en travée**

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

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

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

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

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$ degré de surcharge.

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré

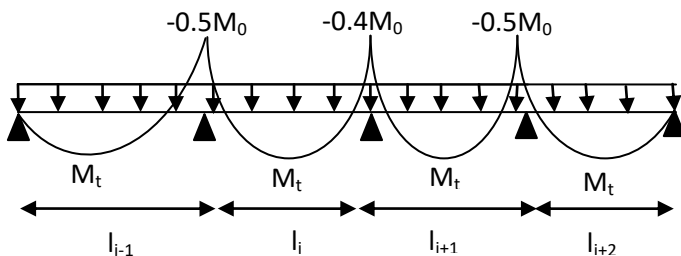


Figure III.3 : Moments sur une poutre à plus de trois travées

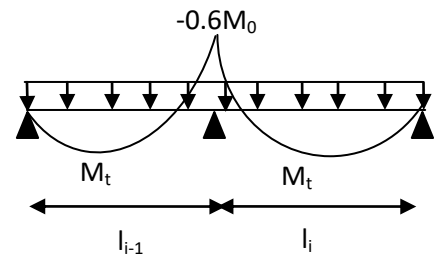


Figure III.2 : Moments sur une poutre à deux travées

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM :

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

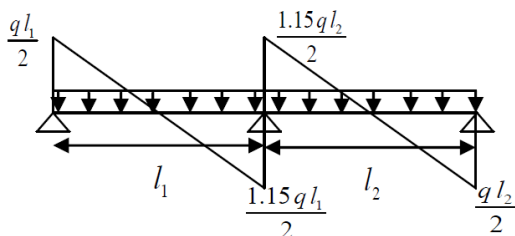


Figure III.5 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

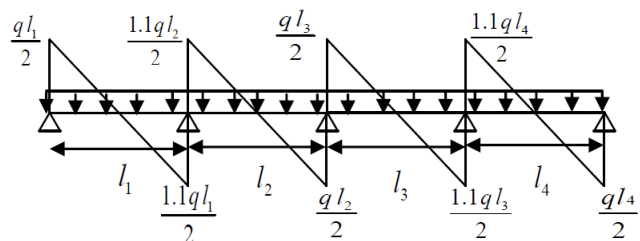


Figure III.4 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

b) La méthode Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

2. Domaine d'application de la méthode Caquot

Si la 1er condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ($Q > \min(2 G, 5\text{KN/m}^2)$)) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2, 3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c.-à-d., on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

III.1.1.2. Les différents types de poutrelles

On distingue 14 types de poutrelles :

Tableau III.1 Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	
Type 11	
Type 12	
Type 13	
Type 14	

Remarque :

Les différents types de poutrelles sont disposés comme suit

- Etage courant (1) : types (T1, T2, T3, T5, T6, T7, T8, T9, T10, T12, T13, T14)
- Etage courant (2) : type (T11)
- Terrasse inaccessible: type (T2, T4, T5, T12)
- Terrasse accessible: type (T3)

Tableau III.2 Les différentes méthodes adoptées pour le calcul des poutrelles.

Type de poutrelles	Conditions d'applications	Cause	Méthode adoptée
T1, T2, T3, T5, T8	Non vérifiées	$4,6/3,5 = 1,31$ $\notin [0,8; 1,25]$	Caquot minorée
T4, T6, T7, T9, T10	Vérifiées	/	Forfaitaire
T11, T12, T13, T14	/	/	RDM

III.1.1.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Caquot minorée $G' = \frac{2}{3} G$

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

A l'ELS : $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

❖ Exemple de calcul

➤ Plancher Etage courant:

$$G = 5,31 \text{ KN/m}^2 ; G' = 3,54 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,12 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,31 + 1,5) \times 0,65 = 4,43 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 3,54 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 4,57 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (3,54 + 1,5) \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau III.3 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (KN/ml)	P _u ' (KN/ml)	P _s (KN/ml)	P _s ' (KN/ml)
Etage courant	5,31	3,54	1,5	6,12	4,57	4,43	3,28
Terrasse inaccessible	6,53	4,35	1	6,71	4,79	4,89	3,48
Terrasse accessible	6,13	4,09	1,50	6,84	5,05	4,96	3,63

III.1.1.4. Exemple de calcul :

A. Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée :

A. 1. Etude de la poutrelle type T5 (plancher d'étage courant (1))

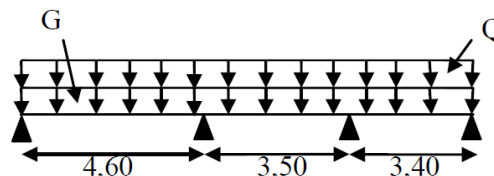


Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle T5 (plancher d'étage courant (1))

✓ Evaluation des moments :

a) Moment en appuis de rive :

$$\text{A P'ELU : } M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$$

$$\text{AN: } = -0,15 \times \frac{4,57 \times 4,6^2}{8} = -1,81 \text{KN.m}$$

$$\text{A P'ELS : } M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$$

$$\text{AN: } = -0,15 \times \frac{3,28 \times 4,6^2}{8} = -1,30 \text{KN.m}$$

b) Appuis intermédiaires :

$$\text{Pour un chargement réparti : } M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Avec :

$$\begin{cases} q_g, q_d : \text{étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.} \\ L_g', L_d' : \text{Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré. (gauche et droite)} \end{cases}$$

$$L_{AB}' = L_{AB} = 4,6 \text{m}$$

$$\text{Calcul des longueurs fictives ; } L_{BC}' = 0,8 \times L_{BC} \Rightarrow L_{BC}' = 0,8 \times 3,5 = 2,8 \text{m}$$

$$L_{CD}' = L_{CD} = 3,4 \text{m}$$

A P'ELU :

$$M_B = -\frac{4,57 \times (4,6^3 + 2,8^3)}{8,5 \times (4,6 + 2,8)} \Rightarrow M_B = -8,67 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4,57 \times (2,8^3 + 3,4^3)}{8,5 \times (2,8 + 3,4)} \Rightarrow M_C = -5,31 \text{KN.m}$$

A P'ELS :

$$M_B = -\frac{3,28 \times (4,6^3 + 2,8^3)}{8,5 \times (4,6 + 2,8)} \Rightarrow M_B = -6,22 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3,28 \times (2,8^3 + 3,4^3)}{8,5 \times (2,8 + 3,4)} \Rightarrow M_C = -3,81 \text{KN.m}$$

c) Les moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g(1 - x/L) + M_d(x/L); \text{ Avec : } M_0(x) = qx(l - x)/2$$

$$\text{Travée AB} \quad x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{4,6}{2} - \frac{(0 - (-8,67))}{6,12 \times 4,6} = 1,992 \text{m}$$

A l'ELU :

$$M_{tAB}^U(1,992) = \frac{6,12 \times 1,992 \times (4,6 - 1,992)}{2} - 8,67 \times \frac{1,992}{4,6} \Rightarrow M_{tAB}^U(1,992) = 12,15 \text{ KNm}$$

A l'ELS :

$$M_{tAB}^S(1,992) = \frac{4,43 \times 1,992 \times (4,6 - 1,992)}{2} - 6,22 \times \frac{1,992}{4,6} \Rightarrow M_{tAB}^S(1,992) = 8,81 \text{ KNm}$$

Travée BC $x = \frac{3,5}{2} - \frac{(-8,67) - (-5,31)}{6,12 \times 3,5} = 1,907 \text{ m}$

A l'ELU :

$$M_{tBC}^U(1,907) = \frac{6,12 \times 1,907 \times (3,5 - 1,907)}{2} + (-8,67) \times \left(1 - \frac{1,907}{3,5}\right) + (-5,31) \times \frac{1,907}{3,5} \Rightarrow M_{tBC}^U(1,907) = 2,46 \text{ KNm}$$

A l'ELS :

$$M_{tBC}^S(1,907) = \frac{4,43 \times 1,907 \times (3,5 - 1,907)}{2} + (-6,22) \times \left(1 - \frac{1,907}{3,5}\right) + (-3,81) \times \frac{1,907}{3,5} \Rightarrow M_{tBC}^S(1,907) = 1,82 \text{ KNm}$$

Travée CD $x = \frac{3,4}{2} - \frac{(-5,31) - (0)}{6,12 \times 3,4} = 1,955 \text{ m}$

A l'ELU :

$$M_{tCD}^U(1,955) = \frac{6,12 \times 1,955 \times (3,4 - 1,955)}{2} + (-5,31) \times \left(1 - \frac{1,955}{3,4}\right) \Rightarrow M_{tCD}^U(1,955) = 6,39 \text{ KNm}$$

A l'ELS :

$$M_{tCD}^S(1,955) = \frac{4,43 \times 1,955 \times (3,4 - 1,955)}{2} + (-3,81) \times \left(1 - \frac{1,955}{3,4}\right) \Rightarrow M_{tCD}^S(1,955) = 4,64 \text{ KNm}$$

✓ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

1. Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6,12 \times 4,6}{2} + \frac{(-8,67)}{4,6} \Rightarrow V_A = 12,19 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,12 \times 4,6}{2} + \frac{(-8,67)}{4,6} \Rightarrow V_B = -15,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{2. Travée BC: } & \begin{cases} V_B = \frac{6,12 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,31) - (-8,67)}{3,5} \Rightarrow V_B = 11,67 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,12 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,31) - (-8,67)}{3,5} \Rightarrow V_C = -9,75 \text{ KN} \end{cases} \\
 \text{3. Travée CD: } & \begin{cases} V_C = \frac{6,12 \times 3,4}{2} + \frac{-(-5,31)}{3,4} \Rightarrow V_C = 11,96 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6,12 \times 3,4}{2} + \frac{-(-5,31)}{3,4} \Rightarrow V_D = -8,84 \text{ KN} \end{cases}
 \end{aligned}$$

B. Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :

B.1. Etude de la poutrelle type T7 (plancher d'étage courant (1))

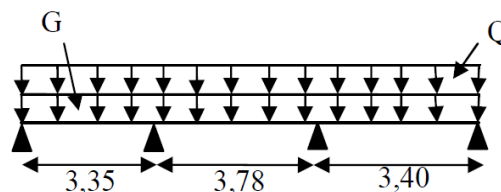


Figure III.7 Schéma statique de la poutrelle T7 (plancher d'étage courant (1))

✓ **Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 artB6.2.21) :**

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

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,62, 5 \text{ KN/m}^2)$ condition vérifiée.

- le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.

$0,8 < 3,35/3,78 = 0,89 < 1,25$; $0,8 < 3,78/3,4 = 1,11 < 1,25$ condition vérifiée.

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

$P_u = 1,35G + 1,5Q = 9,42 \text{ KN/m}^2$.

$P_s = G + Q = 6,81 \text{ KN/m}^2$.

$q_u = p_u * 0,65 = 6,12 \text{ KN/m}$.

$q_s = p_s * 0,65 = 4,43 \text{ KN/m}$.

✓ **Calcul des moments**

a) Moments isostatiques :

À l'ELU :

Travée AB : $M_0^{AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,12 \times 3,35^2}{8} = 8,59 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,12 \times 3,78^2}{8} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,12 \times 3,4^2}{8} = 8,84 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,43 \times 3,35^2}{8} = 6,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,43 \times 3,78^2}{8} = 7,91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,43 \times 3,4^2}{8} = 6,4 \text{ KN.m}$$

b) Moments aux appuis :

Appuis de rives :

$$M_A = M_D = 0$$

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{CD})$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = -1,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = -0,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaires :

On prend le maximum des moments isostatiques.

$$\text{À l'LEU : } M_B = -0,5 \times M_0^{BC} = -0,5 \times 10,93 = -5,47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times M_0^{BC} = -0,5 \times 10,93 = -5,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } M_B = -0,5 \times M_0^{BC} = -0,5 \times 7,91 = -3,96 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times M_0^{BC} = -0,5 \times 7,91 = -3,96 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées :**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$(1): \left\{ \begin{aligned} M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} &\geq [\max (1+0,3\alpha,1,05)] M_0 \\ (2): \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq \frac{(1,2+0,3\times\alpha)\times M_0}{2} \dots\dots\dots(\text{travée de rive}) \\ M_t &\geq \frac{(1+0,3\times\alpha)\times M_0}{2} \dots\dots\dots(\text{travée intermédiaire}) \end{aligned} \right. \end{aligned} \right.$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,31} = 0,22 \quad ; \quad \alpha = 0,22 \Rightarrow \begin{cases} 1+0,3\alpha = 1,066 \\ 1,2+0,3\alpha = 1,226 \end{cases}$$

À P'ELU :

$$\text{Travée A-B (travée de rive) : } \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq 1,066 \times 8,59 - \frac{5,47}{2} = 6,42 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1,226}{2} \times 8,59 = 5,43 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \Rightarrow M_t = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C travée intermédiaire : } \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq 1,066 \times 10,93 - \frac{(5,47+5,47)}{2} = 6,19 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1,066}{2} \times 10,93 = 5,83 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \Rightarrow M_t = 6,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D travée de rive : } \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq 1,066 \times 8,84 - \frac{5,47}{2} = 6,69 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1,266}{2} \times 8,84 = 5,60 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \Rightarrow M_t = 6,69 \text{ KN.m}$$

À P'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq 1,066 \times 6,21 - \frac{3,96}{2} = 4,64 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1,226}{2} \times 6,21 = 3,93 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \Rightarrow M_t = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq 1,066 \times 7,91 - \frac{(3,96+3,96)}{2} = 4,47 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1,066}{2} \times 7,91 = 4,21 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \Rightarrow M_t = 4,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq 1,066 \times 6,4 - \frac{3,96}{2} = 4,84 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1,266}{2} \times 6,4 = 4,05 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \Rightarrow M_t = 4,84 \text{ KN.m}$$

✓ Les efforts tranchants :

À L'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{6,12 \times 3,35}{2} = 10,25 \text{ KN} \\ V_B = -1,1 \times V_A = -1,1 \times 10,25 = -11,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1,1 \times \frac{6,12 \times 3,78}{2} = 12,72 \text{ KN} \\ V_C = -1,1 \times V_B = -1,1 \times 12,72 = -12,72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_C = 1,1 \times \frac{6,12 \times 3,4}{2} = 11,44 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6,12 \times 3,4}{2} = -10,40 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

Etage courant (1) : Dans le plancher d'étage courant (1) on a les types de poutrelles (T1, T2, T3, T5, T6, T7, T8, T9, T10, T12, T13, T14)

Tableau III. 4. Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher d'étage courant (1).

T1											
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)	
AB	4,6	1,992	0	-8,67	0	-6,21	12,15	8,81	12,19	-15,96	
BC	3,5	1,963	-8,67	-4,10	-6,21	-2,94	3,13	2,30	12,02	-9,40	
CD	3,4	1,709	-4,10	-3,92	-2,94	-2,81	4,84	3,52	10,46	-10,35	
DE	3,35	1,651	-3,92	-4,42	-2,81	-3,17	4,42	3,22	10,10	-10,40	
EF	3,78	1,839	-4,42	-5,60	-3,17	-4,02	5,93	4,32	11,25	-11,89	
FG	3,4	1,969	-5,60	0	-4,02	0	6,27	4,55	12,05	-8,76	
MAX				-8,67		-6,21		12,15	8,81		-15,96

Tableau III.5 Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher d'étage courant (1).

T2										
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	1,992	0	-8,67	0	-6,21	12,15	8,81	12,19	-15,96
BC	3,5	1,963	-8,67	-4,10	-6,21	-2,94	3,13	2,30	12,02	-9,40
CD	3,4	1,709	-4,10	-3,92	-2,94	-2,81	4,84	3,52	10,46	-10,35
DE	3,35	1,569	-3,92	-6,10	-2,81	-4,37	3,62	2,64	9,60	-10,90
EF	3,78	2,153	-6,10	0	-4,37	0	8,10	5,87	13,18	-9,95
MAX			-8,67		-6,21		12,15	8,81	-15,96	

Tableau III.6 Sollicitations de la poutrelle (T3) du plancher d'étage courant (1).

T3										
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	1,992	0	-8,67	0	-6,21	12,15	8,81	12,19	-15,96
BC	3,5	1,963	-8,67	-4,10	-6,21	-2,94	3,13	2,30	12,02	-9,40
CD	3,4	1,651	-4,10	-5,11	-2,94	-3,67	4,25	3,10	10,11	-10,70
DE	3,35	1,924	-5,11	0	-3,67	0	6,22	4,51	11,78	-8,73
MAX			-8,67		-6,21		12,15	8,81	-15,96	

Tableau III.7 Sollicitations de la poutrelle (T5) du plancher d'étage courant (1).

T5										
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	1,992	0	-8,67	0	-6,21	12,15	8,81	12,19	-15,96
BC	3,5	1,907	-8,67	-5,31	-6,21	-3,81	2,46	1,82	11,67	-9,75
CD	3,4	1,955	-5,31	0	-3,81	0	6,39	4,64	11,96	-8,84
MAX			-8,67		-6,21		12,15	8,81	-15,96	

Tableau III.8 Sollicitations de la poutrelle (T6) du plancher d'étage courant (1).

T6											
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,4	0	-4,42	0	-3,20	8,85	6,4	7,22	5,22	10,40	-11,44
BC	3,35	-4,42	-5,47	-3,20	-3,96	8,59	6,21	4,58	3,31	11,28	-11,28
CD	3,78	-5,47	0	-3,96	0	10,93	7,91	8,92	6,45	12,72	-11,72
MAX			-5,47		-3,96				8,92	6,45	12,72

Tableau III.9 Sollicitations de la poutrelle (T7) du plancher d'étage courant (1).

T7											
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,35	0	-5,47	0	-3,96	8,59	6,21	6,42	4,64	10,25	-11,28
BC	3,78	-5,47	-5,47	-3,96	-3,96	10,93	7,91	6,19	4,48	12,72	-12,72
CD	3,4	-5,47	0	-3,96	0	8,85	6,40	6,70	4,84	11,44	-10,40
MAX		-5,47		-3,96				6,70	4,84	12,72	

Tableau III.10 Sollicitations de la poutrelle (T8) du plancher d'étage courant (1).

T8										
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	1,970	0	-9,31	0	-6,67	11,87	8,61	12,05	-16,10
BC	3,5	2,184	-9,31	0	-6,67	0	5,30	3,85	13,37	-8,05
MAX			-9,31		-6,67		11,87	8,61	-16,10	

Tableau III.11 Sollicitations de la poutrelle (T9) du plancher d'étage courant (1).

T9											
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,78	0	-6,56	0	-4,74	10,93	7,91	8,38	6,06	11,57	-13,31
BC	3,4	-6,56	0	-4,74	0	8,85	6,40	6,15	4,45	11,97	-10,40
MAX		-6,56		-4,74				8,38	6,06	-13,31	

Tableau III.12 Sollicitations de la poutrelle (T10) du plancher d'étage courant (1).

T10											
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,35	0	-6,56	0	-4,75	8,59	6,21	5,88	4,25	10,25	-11,79
BC	3,78	-6,56	0	-4,75	0	10,93	7,91	8,38	6,06	13,31	-11,57
MAX		-6,56		-4,75				8,38	6,06	13,31	

Tableau III.13 Sollicitations de la poutrelle (T12) du plancher d'étage courant (1).

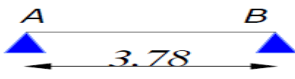
T12									
									
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,78	0	0	0	0	10,93	7,91	11,57	-11,57
MAX						10,93	7,91	11,57	

Tableau 14 Sollicitations de la poutrelle (T13) du plancher d'étage courant (1).

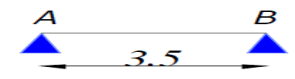
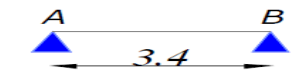
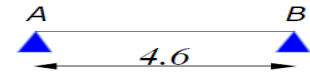
T13									
									
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,5	0	0	0	0	9,7	6,78	10,71	-10,71
MAX						9,7	6,78	10,71	

Tableau III. 15 Sollicitations de la poutrelle (T14) du plancher d'étage courant (1).

T14									
									
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,4	0	0	0	0	8,84	6,4	10,40	-10,40
MAX						8,84	6,4	10,40	

Etage courant (2) : Dans le plancher d'étage courant (2).on a le type de poutrelle (T11).

Tableau III.16 Sollicitations de la poutrelle (T11) du plancher d'étage courant (2).

T11									
									
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	0	0	0	0	16,19	11,72	14,08	-14,08
MAX						16,19	11,72	14,08	

Terrasse inaccessible: Dans le plancher de la Terrasse inaccessible on a les types de poutrelles (T2, T4, T5, T12)

Tableau III.17 Sollicitations de la poutrelle (T2) de la Terrasse inaccessible.

T2										
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	2,005	0	-9,09	0	-6,60	13,48	9,86	13,45	-17,40
BC	3,5	1,954	-9,09	-4,30	-6,6	-3,12	3,71	2,74	13,10	-10,37
CD	3,4	1,708	-4,30	-4,11	-3,12	-2,99	5,48	4,02	11,45	-11,36
DE	3,35	1,573	-4,11	-6,40	-2,99	-4,64	4,19	3,08	10,55	-11,91
EF	3,78	2,142	-6,40	0	-4,64	0	8,99	6,58	14,37	-10,98
MAX			-9,09		-6,60		13,48	9,86	-17,40	

Tableau III.18 Sollicitations de la poutrelle (T4) de la Terrasse inaccessible

T4											
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	3,5	0	-5,13	0	-3,75	10,27	7,50	8,21	6,00	11,73	-12,90
BC	3,4	-5,13	-3,88	-3,75	-2,83	9,69	7,07	5,67	4,14	12,54	-11,40
CD	3,35	-3,88	-5,99	-2,83	-4,37	9,41	6,87	4,94	3,61	11,23	-12,35
DE	3,78	-5,99	0	-4,37	0	11,98	8,74	9,58	7,00	13,94	-12,67
MAX		-5,99		-4,37				9,58	7,00	13,94	

Tableau III.19 Sollicitations de la poutrelle (T5) de la Terrasse inaccessible

T5										
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	2,005	0	-9,09	0	-6,60	13,48	9,86	13,45	-17,40
BC	3,5	1,900	-9,09	-5,57	-6,60	-4,05	3,01	2,23	12,74	-10,73
CD	3,4	1,944	-5,57	0	-4,05	0	7,10	5,20	13,04	-9,76
MAX			-9,09		-6,60		13,48	9,86	-17,40	

Tableau III.20 Sollicitations de la poutrelle (T12) de la Terrasse inaccessible

T12										
Travée	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)	
AB	3,78	0	0	0	0	11,98	8,73	12,66	-12,66	
MAX						11,98	8,73	12,66		

Terrasse accessible: Dans le plancher de la Terrasse accessible, on a le type de poutrelle(T3)

Tableau III.21 Sollicitations de la poutrelle (T3) de la Terrasse accessible

3										
Travée	L (m)	x (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	4,6	1,996	0	-9,58	0	-6,89	13,67	9,90	13,65	-17,81
BC	3,5	1,961	-9,58	-4,53	-6,89	-3,27	3,58	2,63	13,41	-10,52
CD	3,4	1,652	-4,53	-5,65	-3,27	-4,06	4,81	3,51	11,30	-11,96
DE	3,35	1,921	-5,65	0	-4,06	0	6,98	5,08	13,14	-9,77
MAX			-9,58		-6,89		13,67	9,90	-17,81	

III.1.1.5. Sollicitations maximales dans les poutrelles :

Tableau III.22 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Efforts tranchants V _u (KN)	Evaluation des moments		
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)		M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)
Etage courant (1)							
T1	-1.81	-8.67	12.15	-15.96	-1.30	-6.21	8.81
T2	-1.81	-8.67	12.15	-15.96	-1.30	-6.21	8.81
T3	-1.81	-8.67	12.15	-15.96	-1.30	-6.21	8.81
T5	-1.81	-8.67	12.15	-15.96	-1.30	-6.21	8.81
T6	-1.64	-5.47	8.92	12.72	-1.19	-3.96	6.45
T7	-1.33	-5.47	6.70	12.72	-0.96	-3.96	4.84
T8	-1.81	-9.31	11.87	-16.10	-1.30	-6.67	8.61
T9	-1.64	-6.56	8.38	-13.31	-1.19	-4.74	6.06
T10	-1.64	-6.56	8.38	13.31	-1.19	-4.75	6.06
T12	-1.64	/	10.93	11.57	-1.19	/	7.91
T13	-1.46	/	9.7	10.71	-1.02	/	6.78
T14	-1.33	/	8.84	10.40	-0.96	/	6.4
Max	-1.81	-9.31	12.15	-16.10	-1.30	-6.67	8.81
Etage courant (2)							
T11	-2.43	/	16.19	-14.05	-1.76	/	11.72
Max	-2.43	/	16.19	-14.05	-1.76	/	11.72
Terrasse inaccessible							
T2	-1.9	-9.09	13.48	-17.40	-1.38	-6.60	9.86
T4	-1.8	-5.99	9.58	13.94	-1.31	-4.37	7.00
T5	-1.9	-9.09	13.48	-17.40	-1.38	-6.60	9.86
T12	-1.8	/	11.97	12.66	-1.31	/	8.73
Max	-1.9	-9.09	13.48	-17.40	-1.38	-6.60	9.86
Terrasse accessible							
T3	-2	-9.58	13.67	-17.81	-1.44	-6.80	9.90
Max	-2	-9.58	13.67	-17.81	-1.44	-6.80	9.90

III.1.1.6. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 4 groupes de ferrailage :

Tableau III.23 Sollicitations adoptées pour le ferrailage des poutrelles :

Sollicitations les plus défavorables							
NIVEAUX	Moment en appui de rive (KN.m)		Moment en appui intermédiaire (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
Etage courant (2)	-2,43	-1,76	/	/	16,19	11,72	-14,05
Etage courant (1)	-1,81	-1,3	-9,31	-6,67	12,15	8,81	-16,10
Terrasse inaccessible	-1,9	-1,38	-9,09	-6,6	13,48	9,86	-17,40
Terrasse accessible	-2	-1,44	-9,58	-6,8	13,67	9,9	17,81

➤ **Exemple de calcul**

On prend comme exemple les sollicitations du plancher d'étage courant (1)

ELU

$M_t = 12,15 \text{ KN.m}$
 $M_a^{inter} = -9,31 \text{ KN.m}$
 $M_a^{rive} = -1,81 \text{ KN.m}$

ELS

$M_t = 8,81 \text{ KN.m}$
 $M_a^{inter} = -6,67 \text{ KN.m}$
 $M_a^{rive} = -1,30 \text{ KN.m}$

$V = -16,10 \text{ KN} ; L = 4,60 \text{ m}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$

- $d = 18 \text{ cm}$
- $d' = 2 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

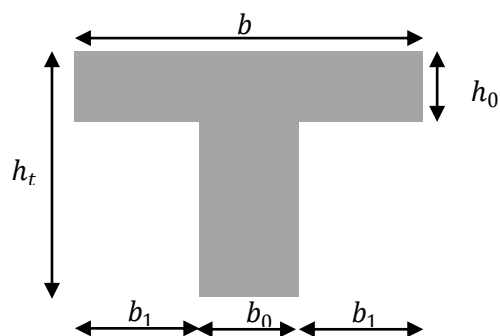


Figure III.8 : Coupe transversale d'une poutrelle.

Calcul à ELU:

A. Armatures longitudinales:

En travée :

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) ; \quad d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 12,15 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,20$) m^2 .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \mu_{bu} = \frac{12,15 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0406 < \mu_l = 0,392$$

$\Rightarrow A' = 0$ (Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A :

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0518$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0518) = 0,176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12,95 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,984 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } A_s = 2\text{HA}8 + 1\text{HA}12 = 2,14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Pour que la flèche soit vérifiée, on doit mettre un ferrailage : $A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$.

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,984 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis:

a. Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{m}^2$; avec $M_u = -8,599 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,31 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,202 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,202 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B:}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,202}) = 0,285 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,285) = 0,159 \text{ m}$$

$$\zeta_{st} = \frac{3,5}{1000} \times \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \times \left(\frac{1-0,285}{0,285}\right) = 8,78\% > \zeta_1 = 1,74\%$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9,81 \times 10^{-3}}{0,159 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$$

b. Appuis rives:

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = 1,81 \text{ KN.m.}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{1,81 \times 1,77}{9,81} = 0,30 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérfications à ELU :**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}] = 3,33 \text{ MPA} \quad ; \quad V^{\text{max}} = 16,10 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16,10 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,894 \text{ Mpa}$$

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

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

▪ **Armatures transversales:**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 8 \text{ mm})=5,714 \text{ mm}$$

On adopte un étrier $\Phi 6$. Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t=2\Phi 6= 0,56\text{cm}^2$.

▪ **Espacement St :**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$St \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,2\text{cm}$$

$$St \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,56}{10(0,894 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 67,88\text{cm}$$

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

$$St \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,56}{0,4 \times 10} = 56\text{cm}$$

$St = \min (1; 2; 3)$; on adopte **St = 15cm**.

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{MPa}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 16,10 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1,051 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

a. Appuis de rive

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$ (Art A.5.1,312) BAEL91/99.

$$A_l \geq 1,15 \times 16.10 \times 10^{-3} / 400 = 0,429 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3.05 + 0.79 = 3.84\text{cm}^2 > 0,429\text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Appuis intermédiaires

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$.

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 3.05 + 1.92 = 4.97\text{cm}^2$$

$$A_l \geq 1,15/400(16,10-9,31/(0,9 \times 0,18)) \times 10^{-3} = -1,19 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

▪ **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5, 313) BAEL91/99.

Soit : $a = \min [0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

Avec : $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$$V_u = 16,10 < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,135 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- Etat limite d'ouverture des fissures;
- Etat limite de compression de béton;
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$M_{t ser} = 8,81 \text{ KN.m}$$

► **En travée :**

✓ **Position de l'axe neutre**

On a : $A' = 0$

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,205 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en Té.

✓ **Calcul de y**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3,05] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,05 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 265,75y - 1263,5 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 4,39 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,39^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,39 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (18 - 4,39)^2 \Rightarrow I = 10306,38 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{8,81 \times 4,39 \times 10^{-5}}{10306,38 \times 10^{-8}} = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

► **aux appuis intermédiaires :**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$).

$$M_{a,ser} = -6,67 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de y**

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

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1,92(y - 18) = 0$$

$$5y^2 + 28,8y - 518,4 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 7,7 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4577,17 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,67 \times 7,17 \times 10^{-5}}{4577,17 \times 10^{-8}} = 11,22 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

1. Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

▪ Vérification de la flèche :

✓ Conditions de la vérification de la flèche

Données : $l = 4,6 \text{ m}$; $M_{0S} = 11,72 \text{ KN.m}$; $M_{tS} = 8,81 \text{ KN.m}$

$$1. h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)l \Leftrightarrow 20 < 34,58 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,05}{10 \times 18} = 0,017 > 0,0105 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$3. l = 4,6\text{m} < 8\text{m} \text{ la condition est vérifiée.}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,6}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...). $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots$ **BAEL91 révisé 99**

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

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

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

✓ Evaluation des moments en travée :

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

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

✓ Module de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,52 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,01 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 1,69\%$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 140,34 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 99,11 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 174,63 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 10306,38 \text{ cm}^4 \\ y = 4,39 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,683 \\ \mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,583 \\ \mu_p = \max \left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,736 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 0,0701 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

$$\text{D'où, } I_0 = 19795,73 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8003,6 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8822,3 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7630,9 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12898 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 10,74 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,69 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 7,53 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5,77 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 8,81 \text{ mm} < \bar{f} = 9,2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent de l'étage courant (1).

Problème technique :

- Le ferrailage choisi ($A_{st}=3,05 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles du plancher d'étage courant (2) et au niveau de la terrasse accessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la

$$\text{section des aciers } \begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- le ferrailage choisi ($A_{st}=3,05 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles de la terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers

$$\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

et on augmente le $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.24 Ferrailage des différents types de poutrelles.

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	$\alpha \cdot 10^{-2}$	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Etages courants(2)	Travée	16,19	0,054	6,9	17,5	2,69	1,41	3HA14=4.62
	Appui ^{rive}	-2,43	0,052	6,7	17,5	0,4	0,22	1HA10 = 0,79
Etages courants(1)	Travée	12,15	0,041	5,2	17,6	1,98	1,41	2HA12+1HA10=3.05
	Appui ^{Inter}	-9,31	0,202	28,5	15,9	1,77	0,22	1HA12+1HA10=1.92
	Appui ^{rive}	-1,81	0,039	5	17,6	0,3	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse accessible	Travée	13,67	0,046	5,9	17,6	2,23	1,41	3HA14=4.62
	Appui ^{Inter}	-9,58	0,208	29,5	15,9	1,73	0,22	1HA12+1HA10=1.92
	Appui ^{rive}	-2	0,043	5,5	17,6	0,33	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	13,48	0,045	5,8	17,6	2,2	1,41	3HA14=4.62
	Appui ^{Inter}	-9,09	0,165	22,7	16,4	1,59	0,22	1HA12+1HA10=1.92
	Appui ^{rive}	-1,9	0,034	4,3	17,7	0,31	0,22	1HA10 = 0,79

◇ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau III.25 Vérification au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267ab_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$	$\frac{V_u b_1}{0,9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$
Étages courants (2)	14,05 < 108,14	0,781 < 3,33	5,41 > 0,404	/	0,917 < 3,33
Étages courants (1)	16,10 < 108,14	0,894 < 3,33	3,84 > 0,429	4,97 > -1,19	1,051 < 3,33
Terrasse Accessible	17,81 < 108,14	0,989 < 3,33	5,41 > 0,512	6,54 > -1,188	1,163 < 3,33
Terrasse Inaccessible	17,40 < 108,14	0,967 < 3,33	5,41 > 0,500	6,54 > -1,112	1,095 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

◇ Vérifications des contraintes à ELS

- Etat limite de compression du béton

Tableau III.26 Vérification des états limites de compression du béton

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Étages courants(2)	Travée	11,72	4,62	5,34	14362,24	4,36 < 15	Vérifiée
	<i>Appui^{Inter}</i>	/	/	/	/	/	Vérifiée
	<i>Appui^{rive}</i>	-1,76	0,79	5,45	2406	3,99 < 15	Vérifiée
Étages courants(1)	Travée	8,81	3,05	4,39	10306,38	3,75 < 15	Vérifiée
	<i>Appui^{Inter}</i>	- 6,67	1,92	7,7	4577,17	11,22 < 15	Vérifiée
	<i>Appui^{rive}</i>	-1,3	0,79	5,45	2406	2,94 < 15	Vérifiée
Terrasse Accessible	Travée	9,9	4,62	5,34	14362,24	3,68 < 15	Vérifiée
	<i>Appui^{Inter}</i>	-6,8	1,92	7,7	4577,17	11,43 < 15	Vérifiée
	<i>Appui^{rive}</i>	-1,44	0,79	5,45	2406	3,26 < 15	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	Travée	9,86	4,62	5,34	14362,24	3,67 < 15	Vérifiée
	<i>Appui^{Inter}</i>	-6,6	1,92	7,2	4852,22	9,79 < 15	Vérifiée
	<i>Appui^{rive}</i>	-1,38	0,79	5,06	2502,42	2,79 < 15	Vérifiée

- Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.27 Vérification des états limites de déformation.

Plancher	Etages courants	Etages courants	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
$q_{jser}(\text{KN/m})$	2,4375	2,4375	1,8525	1,8525
$q_{gser}(\text{KN/m})$	3,4515	3,4515	3,9845	4,2445
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4,4265	4,4265	4,9595	4,8945
$M_{jser}(\text{KN.m})$	6,45	5	3,8	3,8
$M_{gser}(\text{KN.m})$	9,13	7,08	8,17	8,71
$M_{pser}(\text{KN.m})$	11,72	8,81	9,90	9,86
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	85,82	99,11	50,59	50,56
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	121,53	140,34	108,76	115,95
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	155,86	174,63	131,79	131,26
$f_{ij}(\text{mm})$	3,57	3,69	1,83	1,72
$f_{ig}(\text{mm})$	5,39	5,77	4,74	5,06
$f_{ip}(\text{mm})$	7,17	7,53	5,92	5,87
$f_{vg}(\text{mm})$	10,80	10,74	9,56	9,98
$\Delta f(\text{mm})$	9,01	8,81	8,92	9,07
$f_{adm}(\text{mm})$	9,2	9,2	9,2	9,2

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

✓ Etude de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235 \text{ MPa}$

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

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

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec : L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 20cm ($St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 25cm ($St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$).....vérifiée

D'où on opte pour un treillis soudé : $TS \Phi 6 (150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.1.1.7. Schémas de ferrailage :

Les schémas de ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression sont regroupés dans l'annexe N°04.

III.1.2. Etude des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui qu'on a trouvé.

III.1.2. 1.Exemples de calculs :

A. Dalle sur un seul appui (D1) :

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple, supportant à son extrémité le poids du garde-corps comme montré sur la figure suivante

$$G = 5,31 \text{ KN/m}^2; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2; \gamma = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$P = (\gamma \times b \times h_{\text{garde corps}}) \Rightarrow P = 1 \times 1 \times 1 \Rightarrow P = 1 \text{ KN}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 12,42 \text{ Kn/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment**

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l\right) = -\left(\frac{12,42 \times 1,4^2}{2} + 1,35 \times 1,4\right) \Rightarrow M_u = -14,06 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 12,42 \times 1,4 + 1,35 \Rightarrow V_u = 18,74 \text{ KN}$$

- **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8,81 \text{ KN/ml}; \quad p_s = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l\right) = -\left(\frac{8,81 \times 1,4^2}{2} + 1 \times 1,4\right) \Rightarrow M_s = -10,03 \text{ KN.m}$$

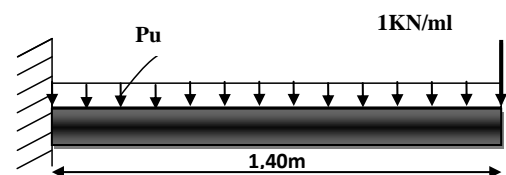


Figure III. 9 : Schéma statique de la dalle D1

▪ **Calcul du ferrailage**

- Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3\text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=15-3=12\text{ cm}$

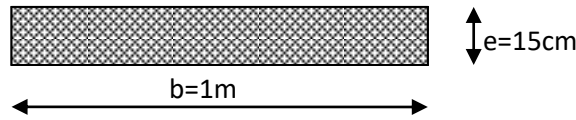


Figure III.10 : Section de la dalle pleine à ferrailer.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0689 \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0893 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,116\text{ m}$$

$$A_t = \frac{14,06 \times 10^{-3}}{0,116 \times 348} = 3,49\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A_t = 5\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2/\text{ml}$

▪ **Vérification des espacements**

Les exigences suivantes sur les espacements doivent être satisfaites :

$$S_t \leq (3e, 33\text{cm}) \rightarrow \text{Armatures principales} \dots \dots \dots \text{FPN}$$

$$S_t \leq (4e, 45\text{cm}) \rightarrow \text{Armatures secondaires} \dots \dots \dots \text{FPN}$$

$$S_t \leq (2e, 25\text{cm}) \rightarrow \text{Armatures principales /secondaires} \dots \dots \dots \text{FN}$$

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25\text{ cm}) \\ 100/5 = 20\text{ cm} \end{cases} \quad \text{Soit } S_t = 20\text{cm}$$

▪ **Les Armatures de répartition**

$$A_y = A_t/3 = 1,31\text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 4\text{HA}10 = 3,14\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25\text{ cm}) \\ 100/4 = 25\text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 25\text{ cm}$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{18,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

▪ **Vérification des contraintes**

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), on doit alors vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_b ainsi que la contrainte de traction dans l'acier.

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 5,895 \times 10^{-3}y - 7,074 \times 10^{-4} = 0 \quad ; \quad Y = 3,2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,032^3 + 15 \times 3,93 \times 10^{-4} (0,12 - 0,032)^2 \quad ; \quad I = 5657,2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{10,03 \times 10^{-3}}{5657,2 \times 10^{-8}} \times 0,032 \leq 0,6 \times 25$$

$$5,71 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right); \text{ Avec } \eta=1,6 \text{ (HA) et } f_{ij}=0,6+0,06 f_{cj}$$

$$15 \times \frac{10,03 \times 10^{-3}}{5657,2 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,032) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 233,64 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ non Verifiée}$$

Remarque :

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10,03 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 3,4510^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,285$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10,03 \times 10^{-3}}{0,12 \left(1 - \frac{0,285}{3}\right) 201,63} = 4,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Les Armatures de répartition**

$$A_y = \frac{4,71}{3} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

▪ **Vérification à l'état limite de déformation**

La dalle se comporte comme une console, les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire la vérification de la flèche sont :

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > 0,1 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,92}{100 \times 12} = 0,0067 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

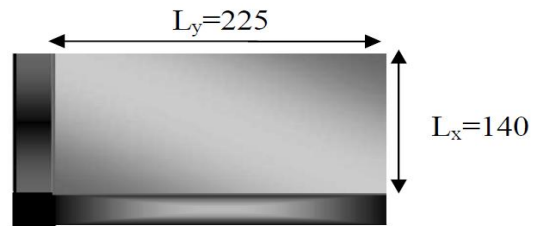
Les deux conditions sont satisfaites, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

B. Dalles pleines sur deux appuis (D2)

▪ **Caractéristique de la dalle :**

$L_x = 1,40\text{m}$; $L_y = 2,25\text{m}$; $G = 5,31 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} L_x = 1,4\text{m} \\ L_y = 2,25\text{m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$



▪ **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 12,42 \text{ KN/ml}$; A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8,81 \text{ KN/ml}$

▪ **Evaluation des moments :**

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u \quad ; \quad M_{oy} = M_{ox} * \mu_y$$

D'après le tableau en **annexe 1** on a :

$$\begin{array}{ll} \text{A l'ELU} & \text{A l'ELS} \\ \nu = 0 \text{ et } \rho = 0,62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases} & ; \nu = 0,2 \text{ et } \rho = 0,62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases} \end{array}$$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau III.28 Estimation des moments dans le panneau D2.

Les moments	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
M_0	1,93	0,62	1,46	0,71
$M_t^{x,y} = 0,85M_0^{x,y}$	1,64	0,53	1,24	0,60
$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x$	-0,58		-0,44	

▪ **Calcul du ferrailage :**

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de $b \times e$ soumise à la flexion simple dans les deux sens Le tableau qui suit résume les résultats obtenus:

Tableau III.29 Ferrailage du panneau (D2)

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X-X	1,64	0,0081	0,0101	0,120	0,4	1,43	5HA10=3,93	20
	Y-Y	0,53	0,0043	0,0050	0,120	0,13	1,2	5HA10=3,93	20
Appuis	x-x ; y-y	0,58	0,0042	0,0050	0,120	0,14	1,43	5HA10=3,93	20

▪ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,62) \times 100 \times 15 \Rightarrow A_x^{min} = 1,43 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification à l'ELU**

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

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{12,42 \times 1,40}{2} \times \frac{2,25^4}{1,40^4 + 2,25^4} = 7,56 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{12,42 \times 2,25}{2} \times \frac{1,40^4}{1,40^4 + 2,25^4} = 1,82 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{7,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,06 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Les armatures transversales dans la dalle ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification à l'ELS**

◇ **vérification des contraintes :**

Le tableau suivant résume le calcul et la vérification des contraintes :

Tableau III.30 Vérification des contraintes dans le panneau (D2)

En travée										
sens	M _{ser} KN.m	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
X-X	1,24	3,93	3,20	5657,2	0,70	15	vérifiée	28,84	201,63	vérifiée
Y-Y	0,60	3,93	3,20	5657,2	0,34	15	vérifiée	14,11	201,63	vérifiée
Aux appuis										
x-x y-y	0,44	3,93	3,20	5657,2	0,25	15	vérifiée	10,18	201,63	vérifiée

✓ **Vérification à l'état limite de déformation :**

Sens x-x :

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Sens y-y :

- $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{225} = 0,066 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
- $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Les deux conditions sont satisfaites, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

C. Dalle sur 3 appuis (D3):

▪ **Caractéristique de la dalle :**

$L_x = 1,45\text{m} ; L_y = 3,48\text{m} ; G = 7,43 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$

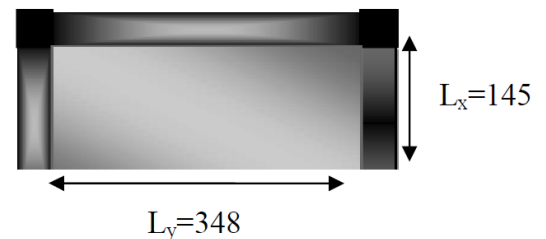
❖ **Calcul à l'ELU**

▪ **Calcul de chargement.**

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,53 \text{ KN/ml}$.

$L_x = 1,45 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 1,74 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3}$ et $M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6}$

Donc : $\begin{cases} M_{0x} = 18,75 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5,86 \text{ KN.m} \end{cases}$



▪ **Calcul des moments corrigés (réels)**

$$\begin{array}{l} \text{Moments en travées} \\ \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85M_{0x} = 15,94KN.m \\ M_y^t = 0,85M_{0y} = 4,98KN.m \end{array} \right. \quad ; \quad \begin{array}{l} \text{Moments aux appuis} \\ \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -5,63KN.m \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -5,63KN.m \end{array} \right. \end{array}$$

▪ **Calcul du ferrailage**

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de $b \times e$ soumise à la flexion simple dans les deux sens Le tableau qui suit résume les résultats obtenus:

Tableau III.31 Ferrailage du panneau (D3)

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X-X	15,94	0,078	0,102	0,115	3,98	1,55	6HA10=4,71	16
	Y-Y	4,98	0,024	0,031	0,119	1,21	1,2	6HA10=4,71	16
Appuis	x-x ; y-y	5,63	0,028	0,035	0,118	1,36	1,55	6HA10=4,71	16

▪ **Condition de non fragilité :**

Pour $e > 12$ cm et $\rho > 0,4$ ($\rho = 0,42$) donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,42)}{2} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_x^{min} = 1,55cm^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{min} = 1,92 cm^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification à l'ELU**

◇ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11,53 \times 1,45}{2} \times \frac{3,48^4}{1,45^4 + 3,48^4} = 8,15KN$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{11,53 \times 3,48}{2} \times \frac{1,45^4}{1,45^4 + 3,48^4} = 0,59KN$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,068MPa \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Les armatures transversales dans la dalle ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification à l'ELS**

◇ **vérification des contraintes :**

Le tableau suivant résume le calcul et la vérification des contraintes :

Tableau III.32 Vérification des contraintes dans le panneau (D3)

En travée										
sens	M _{ser} KN.m	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
X-X	11,65	4,71	3,50	6533,3	6,19	15	vérifiée	228,13	201,63	Non vérifiée
Y-Y	3,64	4,71	3,50	6533,3	1,93	15	vérifiée	71,29	201,63	vérifiée
Aux appuis										
x-x y-y	4,11	4,71	3,50	6533,3	2,18	15	vérifiée	70,09	201,63	vérifiée

Remarque : on note que les contraintes d'aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer la section d'acier à ELS.

Tableau III.33 Calcul de la section d'acier à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	A _{ELU} (cm ² /ml)	α	β	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X-X	11,65	4,71	0,305	0,004	5,35	7HA10=5,50	14

◇ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{145} = 0,103 > 0,0425 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,5}{100 \times 12} = 0,0046 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{348} = 0,043 > 0,0425 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,5}{100 \times 12} = 0,0046 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

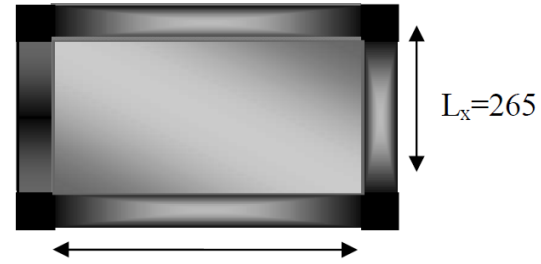
Les deux conditions sont satisfaites, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

D. Dalles pleines sur quatre appuis (D4) :

▪ **Caractéristique de la dalle :**

$L_x=2,65 \text{ m} ; L_y =2,85\text{m} ; G = 7,43 \text{ KN/m}^2 ; Q= 1\text{KN/m}^2$

$$\begin{cases} L_x = 2,65 \text{ m} \\ L_y = 2,85 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens} \quad L_y=285$$



▪ **Calcul des sollicitations**

A l'ELU : $q_u = (1,35G+1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,53\text{KN/ml}$; A l'ELS= $q_s=(G+Q) \times 1\text{ml} = 8,43\text{KN/ml}$

▪ **Evaluation des moments**

$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u \quad ; \quad M_{oy} = M_{ox} * \mu_y$

D'après le tableau en **annexe 1** on a :

A l'ELU

A l'ELS

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases} \quad ; v = 0,2 \text{ et } \rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases}$$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau III.34 Estimation des moments dans le panneau (D4)

Les moments	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
M_0	3,47	2,93	2,96	2,64
$M_t^{x,y} = 0,85M_0^{x,y}$	2,95	2,49	2,52	2,24
$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x$	-1,04		-0,89	

▪ **Calcul du ferrailage**

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de $b \times e$ soumise à la flexion simple dans les deux sens Le tableau qui suit résume les résultats obtenus:

Tableau III.35 Ferrailage du panneau (D4)

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{Choisie}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	X-X	2,95	0,0144	0,0182	0,1191	0,71	1,24	5HA10=3,93	20
	Y-Y	2,49	0,0122	0,0153	0,1193	0,60	1,2	5HA10=3,93	20
Appuis	x-x ; y-y	1,04	0,0051	0,0064	0,1196	0,24	1,24	5HA10=3,93	20

✓ **Vérification à l'ELU**

◇ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11,53 \times 2,65}{2} \times \frac{2,85^4}{2,65^4 + 2,85^4} = 8,74 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{11,53 \times 2,85}{2} \times \frac{2,65^4}{2,65^4 + 2,85^4} = 7,02 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,073 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ Les armatures transversales dans la dalle ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification à l'ELS**

◇ **vérification des contraintes :**

Le tableau suivant résume le calcul et la vérification des contraintes :

Tableau III.36 Vérification des contraintes dans le panneau (D4)

En travée										
sens	M _{ser} KN.m	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
X-X	2,52	3,93	3,20	5657,2	1,47	15	vérifiée	58,59	201,63	vérifiée
Y-Y	2,24	3,93	3,20	5657,2	1,28	15	vérifiée	52,37	201,63	vérifiée
Aux appuis										
x-x y-y	0,89	3,93	3,20	5657,2	0,51	15	vérifiée	20,67	201,63	vérifiée

Remarque : on remarque que les contraintes d'acier sont vérifiées.

◇ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow \frac{15}{265} = 0,057 > 0,043 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 < 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow \frac{15}{285} = 0,053 > 0,043 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 < 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont satisfaites, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

E. Autres Dalles :

Après les exemples de calcul il nous reste 5 autres types à étudier qui sont :

D1' : dalle sur 2 appuis (balcon)

D2' : dalle sur 3 appuis (balcon)

D3'-D4'-D5' : dalles sur 4 appuis (plancher étages courants, terrasse accessible)

Tableau III.37 les différents types de dalles

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1'	1,30	7,13	0,18	/	/	/	/
D2'	1,10	3,10	/	/	/	/	/
D3'	2,65	2,85	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
D4'	1,15	4,30	0,27	/	/	/	/
D5'	1,15	3,48	0,33	/	/	/	/

Tableau III.38 Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M _x ^{travé} (KN.m)	M _y ^{travé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^{travé} (KN.m)	M _y ^{travé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)
Balcons	D1'	12,24	/	/	17,50	/	8,740	/	/
	D2'	10,43	2,34	-3,68	6,11	0,3	7,400	1,66	-2,61
Etages courants	D3'	2,720	2,30	-0,96	8,060	6,48	2,300	2,06	-0,81
	D4'	1,490	/	-0,53	6,110	/	1,080	/	-0,38
Terrasse accessible	D5'	1,650	/	-0,58	6,750	/	1,200	/	-0,42

Tableau III.39 Vérification de l'effort tranchant.

Types	V _{ux} (KN)	τ _{ux} ≤ τ _u (MPA)	Obs.	V _{uy} (KN)	τ _{uy} ≤ τ _u (MPA)	Obs.
D1'	17,50	0,15 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D2'	6,11	0,05 < 1,17	Vérifiée	0,3	0,0025 < 1,17	Vérifiée
D3'	8,06	0,07 < 1,17	Vérifiée	6,48	0,05 < 1,17	Vérifiée
D4'	6,11	0,05 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D5'	6,75	0,06 < 1,17	Vérifiée	/	/	/

Tableau III.40 Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1'	X-X	12,24	0,0600	0,0775	11,6	3,03	1,20	5HA10= 3,93
	$A_t^{répartition}$	/	/	/	/	1.31	/	4HA10 = 3,14
D2'	X-X	10,43	0,0511	0,0656	11,7	2,57	1,2	5HA10 = 3,93
	Y-Y	2,34	0,0148	0,1443	11,9	0,56	/	5HA10 = 3,93
	Appui x-y	3,68	0,0180	0,0228	11,9	0,89	1,2	5HA10 = 3,93
D3'	X-X	2,720	0,0113	0,0143	12,9	0,60	1,24	5HA10 = 3,93
	Y-Y	2,300	0,0096	0,0120	12,9	0,51	1,20	5HA10= 3,93
	Appui x-y	0,960	0,0040	0,0050	13	0,21	1,24	5HA10= 3,93
D4'	X-X	1,490	0,0062	0,0078	13	0,33	1,20	5HA10 = 3,93
	$A_t^{répartition}$	/	/	/	/	0,98	/	4HA10 = 3,14
	Appui x	0,530	0,0022	0,0028	13	0,12	1,20	5HA10 = 3,93
	$A_a^{répartition}$	/	/	/	/	0,98	/	4HA10 = 3,14
D5'	X-X	1,650	0,0081	0,0101	12	0,40	1,20	5HA10 = 3,93
	$A_t^{répartition}$	/	/	/	/	0,98	/	4HA10 = 3,14
	Appui x	0,580	0,0029	0,0036	12,1	0,14	1,20	5HA10 = 3,93
	$A_a^{répartition}$	/	/	/	/	0,98	/	4HA10 = 3,14

▪ les armatures de répartition

$$A_t^{répartition} \geq \begin{cases} A_t^x / 4 \dots\dots\dots \text{charges réparties} \\ A_t^x / 3 \dots\dots\dots \text{charges concentrées en plus} \end{cases}$$

$$A_a^{répartition} \geq \begin{cases} A_a^x / 4 \dots\dots\dots \text{charges réparties} \\ A_a^x / 3 \dots\dots\dots \text{charges concentrées en plus} \end{cases}$$

Tableau III.41 Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de Dalles		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.
D1'	x-x	8,74	3,2	5657,2	4,97 < 15	Vérifiée	203,62 > 201,63	N.Vérifiée
D2'	x-x	7,40	3,2	5657,2	4,21 < 15	Vérifiée	172,31 < 201,63	Vérifiée
	y-y	1,66	3,2	5657,2	0,95 < 15	Vérifiée	38,68 < 201,63	Vérifiée
	appui	2,61	3,2	5657,2	1,49 < 15	Vérifiée	60,81 < 201,63	Vérifiée
D3'	x-x	2,30	3,4	6742,6	1,15 < 15	Vérifiée	Pas de vérification	Pas de vérification
	y-y	2,06	3,4	6742,6	1,03 < 15	Vérifiée	Pas de vérification	Pas de vérification
	appui	0,81	3,4	6742,6	0,41 < 15	Vérifiée	Pas de vérification	Pas de vérification

D4'	x-x	1,08	3,4	6742,6	$0,54 < 15$	Vérifiée	Pas de vérification	Pas de vérification
	appui	0,38	3,1	5608,7	$0,21 < 15$	Vérifiée	Pas de vérification	Pas de vérification
D5'	x-x	1,20	3,2	5657,2	$0,68 < 15$	Vérifiée	$27,91 < 201,63$	Vérifiée
	appui	0,42	3,2	5657,2	$0,24 < 15$	Vérifiée	$9,85 < 201,63$	Vérifiée

On remarque que les contraintes d'aciers du panneau D1' ne sont pas vérifiées, ce qui nous a conduits à recalculer la section des armatures à l'ELS.

Tableau III.42 Calcul des sections d'acier à l'ELS

Dalle	Sens	$A_{ELU}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{SER}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{choisie}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St(cm)
D1'	Travée (X-X)	3,93	3,97	6HA10=4,71	16
	$A_t^{répartition}$	1,31	1,57	5HA10=3,93	20

◇ **Etat limite de déformation (la flèche)**

La vérification de la flèche des panneaux de dalles D1', D4', D5' n'est pas nécessaire si les

conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. h \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M'_x}{10 \times M_{0x}} \right) l_x \\ 2. A \leq \frac{4,2b \times d_x}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{résumées dans le tableau}$$

Tableau III.43 Résumé des conditions de vérifications

	D1'	D4'	D5'
Condition 1	15 cm > 11,05 cm	15 cm > 9,78 cm	15 cm > 9,78 cm
Condition2	$4,71\text{cm}^2 < 12,6\text{cm}^2$	$3,93\text{cm}^2 < 12,6\text{cm}^2$	$3,93\text{cm}^2 < 12,6\text{cm}^2$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

La vérification de la flèche des panneaux de dalles D2', D3', n'est pas nécessaire si les

conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. h \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \right) l_x \\ 2. A \leq \frac{2b \times d_x}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{résumées dans le tableau}$$

Tableau III.44 Résumé des conditions de vérifications

	Sens	D2'	D3'
Condition 1	X-X	15 cm > 4,68 cm	15 cm > 11,26 cm
	Y-Y	15 cm > 13,18 cm	15 cm > 12,11 cm
Condition 2	X-X	3,93cm ² < 6 cm ²	3,93cm ² < 6 cm ²
	Y-Y	3,93cm ² < 6 cm ²	3,93cm ² < 6 cm ²
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

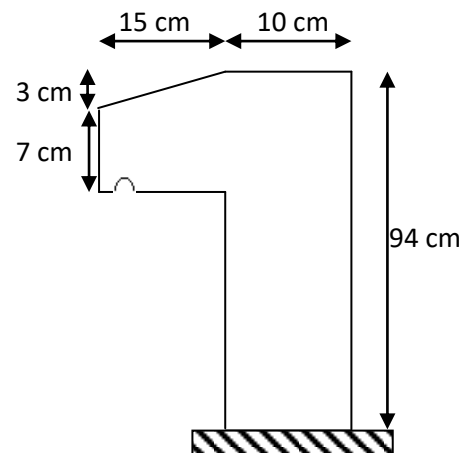
▪ Schémas de ferrailage

Les schémas de ferrailage des dalles pleines sont regroupés dans l'annexe N°05.

III.2. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.



III.2.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre linéaire.

III.2.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

Tableau III.45 Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,10675	2,67	0,67	3,34	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis

F_p : Une force horizontale due au séisme

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- **C_P** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1 du RPA99**).
- **W_P** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_P = 0,8. \\ W_P = 3,34KN / ml. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 3,34 \Rightarrow F_p = 1,6032KN$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

III.2.3. Calcul des sollicitations :

III.2.3. 1. Calcul de centre de gravité de la section G (X_G; Y_G) :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 6,44cm$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 51,93cm$$

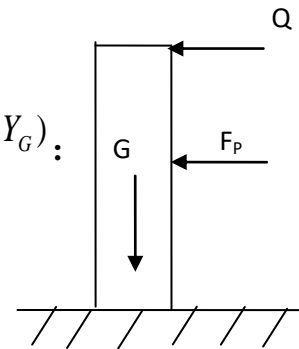


Figure III.11 :Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

L'acrotère est sollicité par:

$$\begin{cases} N_G = 3,34 KN \\ M_G = 0 KN.m \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 KN \\ M_Q = Q \times h = 0,94KN.m \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 KN \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,83KNm \end{cases}$$

Tableau III.46 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	3,34	4,51	3,34
M (KN .m)	1,77	1,41	0,94

III.2.4. Calcul de l'excentricité : (BAEL91 Art 4.4)

La combinaison à considérer est : G + Q + E

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,77}{3,34} = 0,53m \\ \frac{H}{6} &= 0,157m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$; Tel que e_a : Excentricité additionnelle.
 e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}); \text{ CBA93(Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec: } h = \text{hauteur de l'acrotère} = 94cm \Rightarrow e_a = \max(2cm; \frac{94}{250}) = 2cm$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h_0} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10cm$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0,94 = 1,88m$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * 1,88^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 2,12cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 53 + 2 + 2,12 = 57,12cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3,34 \text{ KN et } M_{uG} = N_U * e_t = 3,34 * 0,5712 = 1,91 \text{ KN.}$$

III.2.5. Ferrailage de l'acrotère :

A. ELA

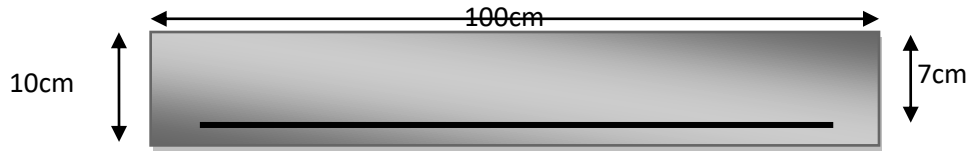


Figure III. 12 Section de l'acrotère à ferrailer

$$h = 10 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

On calcule les armatures à l'ELA, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f :

$$M_f = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,98 * 10^{-3}}{1 * 0,07^2 * 18,48} = 0,0219 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,028 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z * f_{st}} = 0,72 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification à l'ELA**

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 > A = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2,01 cm²/ml

Sens secondaire : $A_r = \frac{A}{4} = 0,5$ On prend 4HA6 = 1,13 cm²/ml

▪ **Calcul des espacements**

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

▪ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

Situation accidentelle :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{tels que :} \quad \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ V_u = Q + F_p = 1 + 1,6032 = 2,6032 \text{ KN} \\ \overline{\tau_u} \leq \min(0,15 f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = 3,26 \text{ Mpa} \end{cases}$$

AN: $\tau_u = 0,037 \text{ Mpa}$

On remarque que : $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

➤ Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissurations préjudiciables sont :

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

$$d=0,07\text{m} ; N_{\text{ser}} = 3,35 \text{ KN} ; M_{\text{ser}}=0,94\text{KN.m} ; \eta=1,6 \text{ pour les HR.}$$

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{\mu_t} .$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} .$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ Mpa} .$$

▪ Position de l'axe neutre

$$e_G = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \Rightarrow e_G = \frac{0,94}{3,34} = 0,28\text{m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ Position de centre de poussée

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,28 - 0,05 = 0,23\text{m}$$

On a N (compression) donc $c = -0,23\text{m}$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

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

$$P = -3(-0,23)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,07 + 0,23)}{1} \Rightarrow P = -0,15m^2.$$

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

$$q = -2(-0,23)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,07 + 0,23)^2}{1} \Rightarrow q = 0,02m^3$$

$$y_c^3 - 0,21 \times y_c + 0,037 = 0.$$

$$\Delta = 4 p^3 + 27 q^2 = -2,7 \times 10^{-3}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$ trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$.

$$\begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,45 \\ \cos\varnothing = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \varnothing = 153,43^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varnothing}{3} = 0,28m \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ \right) = -0,44m \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ \right) = 0,16m \end{cases}$$

On a : $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0,23 \leq y_c \leq 0,33$

On opte pour $y_c = 0,28m \Rightarrow y = y_c + c = 0,05m$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{1 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,07 - 0,05) = 1,19 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,34 \times 10^{-3}}{1,19 \times 10^{-3}} \times 0,05 = 0,14 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{3,34 \times 10^{-3}}{1,19 \times 10^{-3}} \times (0,07 - 0,05) = 0,84 Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$$

III.2.6. Schéma de Ferrailage :

Le schéma de ferrailage de l'acrotère est donné dans l'annexe N° 07.

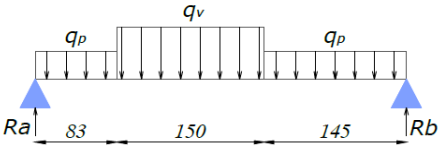
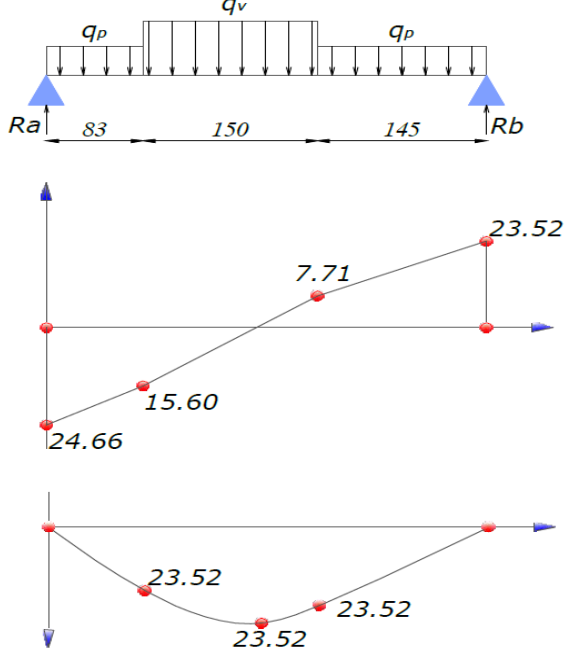
III.3. Escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

III.3.1. Etude des différents types d'escaliers :

III.3.1.1. Escalier de l'entresol (type II)

Tableau III. 47: Sollicitations dans l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée I »

Schéma statique	Diagrammes	
		
<p>ELU</p> $q_v = 15,52 \text{ kn/ml}$ $q_p = 10,92 \text{ kn/ml}$		
Réactions aux appuis		
$R_A = 24,66 \text{ kn}$; $R_B = 23,52 \text{ kn}$		
Sollicitations	Sollicitations maximales	
<p><u>Tronçon [0 - 0,83] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = -24,66 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=0,83, \begin{cases} V = -15,6 \text{ kn.} \\ M = 16,71 \text{ kn.m} \end{cases}$	$M^{\max} = 24,53 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0,75 \times M^{\max} = 18,40 \text{ KN.m}$ <u>Aux appuis :</u> $M_a^u = -0,5 \times M^{\max} = 12,26 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant</u> $V = 24,66 \text{ KN.}$	
<p><u>Tronçon [0,83 - 2,33] :</u></p> $x=0,83, \begin{cases} V = -15,6 \text{ kn.} \\ M = 16,71 \text{ kn.m.} \end{cases} \quad x=2,33, \begin{cases} V = 7,71 \text{ kn.} \\ M = 21,25 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p>$x=1,83 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 24,53 \text{ kn.m}$</p>		
<p><u>Tronçon [0 - 1,45] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = 23,52 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=1,45, \begin{cases} V = 7,71 \text{ kn.} \\ M = 21,25 \text{ kn.m} \end{cases}$		

➤ **Ferrailage :**

Tableau III.48 ferrailage de l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée I »

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
Entresol (Type II)	Travée (St=20cm)						
	0,077	0,099	0,125	4,23	5HA12=5,65	1,41	4HA10=3,14
	Appuis (St=20cm)						
	0,051	0,067	0,127	2,78	5HA12=5,65	1,41	4HA10=3,14
$A_{min} = 1,57 cm^2/ml$							

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait

▪ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1.41 cm^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA10 = 3,14cm^2/ml$; $St = 25 cm$

En appui : $A_{rep} = 1,41 cm^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA10 = 3,14cm^2/ml$; $St = 25 cm$

▪ **Vérification de l'effort tranchant : (V=24,53KN)**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{24,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,18MPa \leq \tau^{adm} = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

▪ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principal : En travée : $S_t = 20cm \leq \min(3 e, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 20cm \leq \min(3 e, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 cm \leq \min(4 e, 45cm) = 45cm \dots\dots\dots$ vérifiée

▪ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 13,26 KN.m , M_a^s = 8,84KN.m , M_0^x = 17,68 KN.m$$

Tableau III.49: Vérification des contraintes

En travée		Aux appuis	
Calculs	Vérifications	Calculs	Vérifications
y=3,9 cm	$\sigma_b=5,78 MPa < \sigma_{adm}=15 MPa$	y=3,9 cm	$\sigma_b=3,85 MPa < \sigma_{adm}=15 MPa$
I=89952,1 cm ⁴	Vérifiée	I=89952,1 cm ⁴	Vérifiée
$\sigma_b = 5,78 MPa$		$\sigma_b = 3,85 MPa$	

▪ **Vérification de la flèche :**

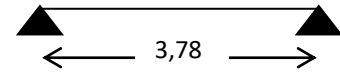
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} h = 0.15 m < 0.075(0,83 + 1,5 + 1,45) = 0.28m.$

La condition ① n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$



- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 6,4 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,75 \times 9,6 = 7,2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 8,72 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,31 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,75 \times 13,22 = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 11,22 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,81 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,75 \times 17,68 = 13,26 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0,0043\% \quad ; \quad \begin{cases} \lambda_i = 4,83 \\ \lambda_v = 1,93 \end{cases} \quad ; \quad I_0 = 30689 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\sigma_{st}^g = 150,16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 108,98 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 200,72 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des μ

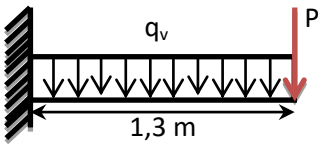
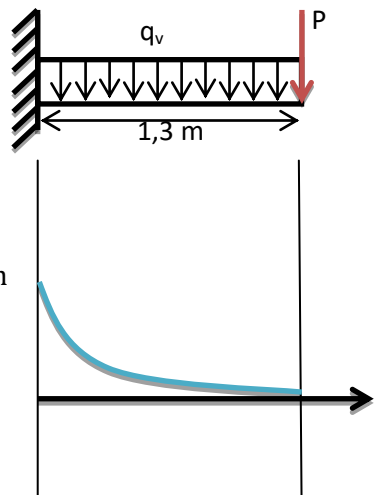
$$\mu_g = 0,220 \quad ; \quad \mu_j = 0,080 \quad ; \quad \mu_p = 0,342$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 16370 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 24344 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 12715 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 20312 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} f_{gv} = 5,53 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,30 \text{ mm} \\ f_{pi} = 4,59 \text{ mm} \\ f_{gi} = 2,67 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6,15 < \bar{f} = \frac{3,78}{500} = 7,56 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Tableau 50: Sollicitations dans l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 2 »

Schéma statique	Diagrammes
	
<p>P: poids du garde corps ; $\gamma=1 \text{ kn/m}^2$ $P=(\gamma \times b \times h_{\text{gardecoprs}})$</p> <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_u=1,35 \times (8,79) + 1,5(2,5) = 15,62 \text{ kn/m}$ $P_u=1,35(1 \times 1 \times 1) \times 1 = 1,35 \text{ kn}$</p>	
Sollicitations	
<p>$M_u^{\text{max}} = -P_u \times L - q_u \times \frac{L^2}{2} = -14,95 \text{ kn.m}$ $V_u^{\text{max}} = P_u + q_u \times L = 21,66 \text{ kn.}$</p>	

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.51: Ferraillage de l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 2 »

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{\text{calculée}} \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{\text{choisie}} \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_r \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_r \text{ cm}^2/\text{ml}$
<i>Travée (St=20cm)</i>							
<i>entresol (Type II)</i>	0,0623	0,0805	0,126	3,41	5HA12/ml=5,65	1,89	4HA10/ml=3,14
$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$							

$A_{\text{cal}} > A_{\text{min}}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait

▶ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{principales}}}{3}$

En travée : $A_{\text{rep}} = 1,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'effort tranchant :** ($V=21,66\text{KN}$)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{21,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,17 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des espacements:** On a FPN donc :

Armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée

- **Vérification des contraintes :**

$$q_s = 8,79 + 2.5 = 11,29 \text{ KN/m}, P_s = 1 \text{ KN}, M_s^{max} = -P_s l - q_s * \frac{l^2}{2} = -10,84 \text{ KN.m}$$

Tableau III.52: Vérification des contraintes

Calculs	Vérifications
$y = 3,9 \text{ cm}$	$\sigma_b = 4,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 89952,1 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 4,72 \text{ MPa}$	

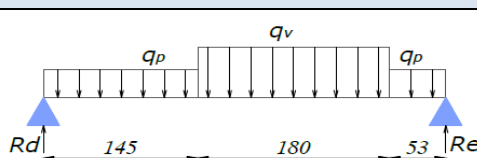
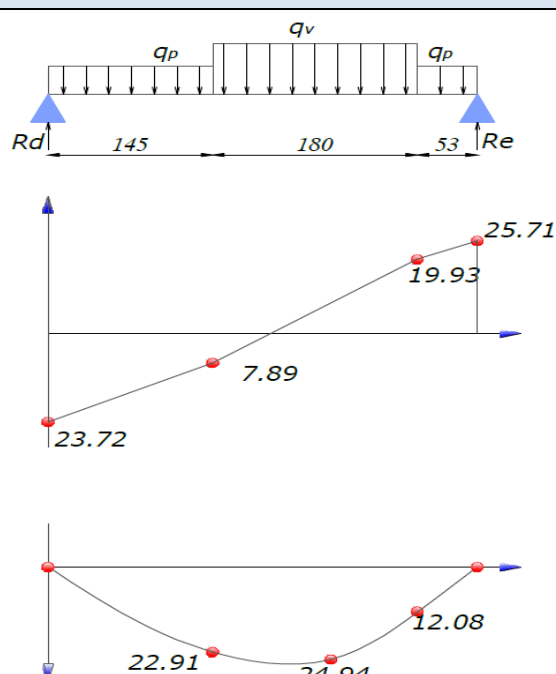
- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} > 0.1(1.3) = 0.13\text{m} \\ \textcircled{2} A_t = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} < 13.65\text{cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Commentaire : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Tableau III. 53: Sollicitations dans l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 3 »

Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_v = 15,45 \text{ kn/ml}$ $q_p = 10,92 \text{ kn/ml}$</p>	
Réactions aux appuis	
$R_D = 23,72 \text{ kn} \quad ; R_E = 25,71 \text{ kn}$	

Sollicitations	Sollicitations maximales
<p><u>Tronçon [0 – 1,45] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = -23,72 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=1,45, \begin{cases} V = -7,89 \text{ kn.} \\ M = 22,91 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p><u>Tronçon [1,45 – 3,25] :</u></p> $x=1,45, \begin{cases} V = -7,89 \text{ kn.} \\ M = 22,91 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=3,25, \begin{cases} V = 19,93 \text{ kn.} \\ M = 12,08 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p>$x=2,49 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 24,94 \text{ kn.m}$</p> <p><u>Tronçon[0 – 0,53] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = 25,71 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=0,53, \begin{cases} V = 19,93 \text{ kn.} \\ M = 12,08 \text{ kn.m} \end{cases}$	<p>$M^{\max} = 24,94 \text{ KN.m}$</p> <p><u>En travée :</u> $M_t^u = 0,75 \times M^{\max} = 18,71 \text{ KN.m}$</p> <p><u>Aux appuis :</u> $M_a^u = -0,5 \times M^{\max} = -12,47 \text{ KN.m}$</p> <p><u>Effort tranchant</u> $V = 25,71 \text{ KN.}$</p>

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.54: Ferraillage de l'escalier de l'entresol (Type II) ; « la volée 3 »

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
l'entresol (Type II)	Travée (St=20cm)						
	0,078	0,102	0,125	4,31	5HA12=5.65	1,41	4HA10=3,14
	Appuis (St=20cm)						
	0,052	0,068	0,127	2,83	5HA12=5.65	1.41	4HA10=3.14
$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/ml$							

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait

▶ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

▪ **Vérification de l'effort tranchant : (V=25,71)**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{25,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,20 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des espacements:** On a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$vérifiée

- **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 13,49 \text{ KN.m} , M_a^s = 8,99 \text{ KN.m} , M_0^x = 17,98 \text{ KN.m}$$

Tableau III.55: Vérification des contraintes

En travée		Aux appuis	
Calculs	Vérifications	Calculs	Vérifications
y=3,9 cm	$\sigma_b=5,88 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$	y=3,9 cm	$\sigma_b=3,92 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$
I=89952,1 cm ⁴	Vérifiée	I=89952,1 cm ⁴	Vérifiée
$\sigma_b = 5,88 \text{ MPa}$		$\sigma_b = 3,92 \text{ MPa}$	

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n’y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} < 0.075(1,45 + 1,8 + 0,53) = 0.28\text{m}.$$

La condition $\textcircled{1}$ n’est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6,13 < \bar{f} = \frac{3,78}{500} = 7,56 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

III.3.1.2. Escalier de duplex (type IV)

Tableau III.56: Sollicitations dans l'escalier de duplex (Type IV) ; « la volée 1 »

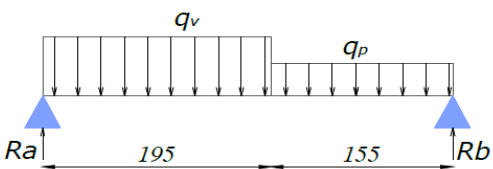
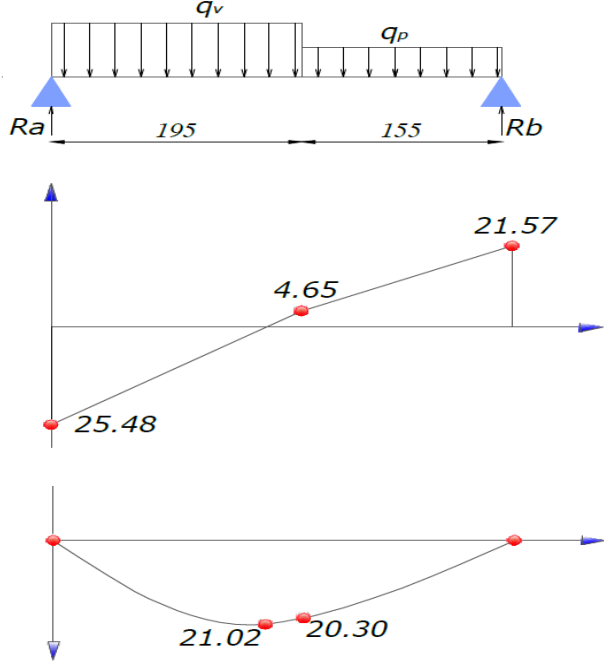
Schéma statique	Diagrammes	
		
<p>ELU</p> $q_v = 15,45 \text{ kn/ml}$ $q_p = 10,92 \text{ kn/ml}$		
Réactions aux appuis		
$R_A = 25,48 \text{ kn}$; $R_B = 21,57 \text{ kn}$		
Sollicitations	Sollicitations maximales	
<p><u>Tronçon [0 – 1,95] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = -25,48 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=1,95, \begin{cases} V = 4,65 \text{ kn.} \\ M = 20,30 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p>$x=1,65 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 21,02 \text{ kn.m}$</p> <p><u>Tronçon [0 – 1,55] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = 21,57 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=1,55, \begin{cases} V = 4,65 \text{ kn.} \\ M = 20,30 \text{ kn.m} \end{cases}$	$M^{\max} = 21,02 \text{ KN.m}$ <p style="text-align: center;"><u>En travée :</u></p> $M_t^u = 0,75 \times M^{\max} = 15,77 \text{ KN.m}$ <p style="text-align: center;"><u>Aux appuis :</u></p> $M_a^u = -0,5 \times M^{\max} = -10,51 \text{ KN.m}$ <p style="text-align: center;"><u>Effort tranchant</u></p> $V = 25,48 \text{ KN.}$	

Tableau III.57 : Sollicitations dans l'escalier de duplex (Type IV) ; « la volée 2 »

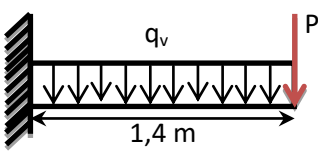
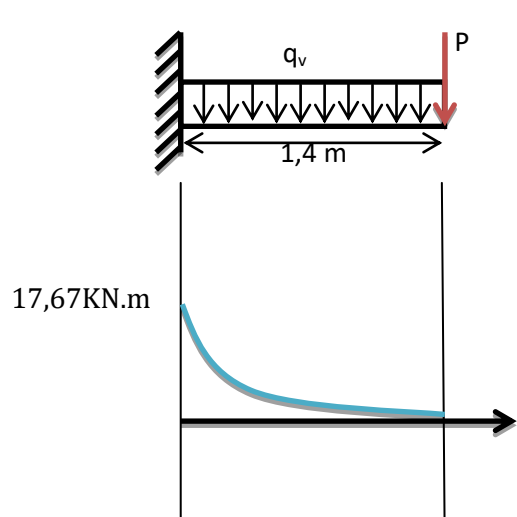
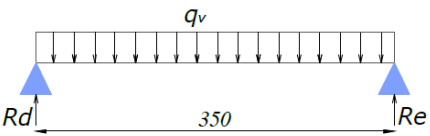
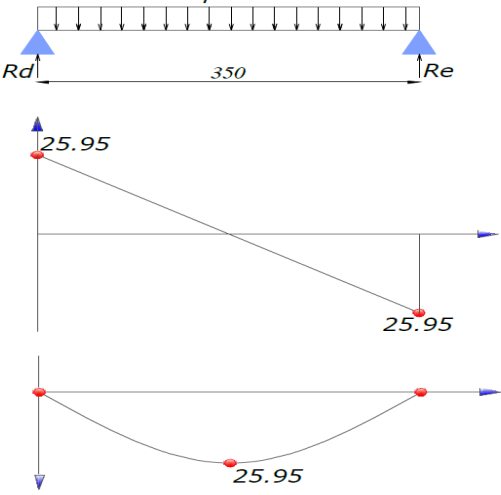
Schéma statique	Diagrammes
 <p>P: poids du garde corps ; $\gamma=1 \text{ kn/m}^2$ $P=(\gamma \times b \times h_{\text{gardecoprs}})$</p> <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_u=1,35 \times (9,15) + 1,5(2,5) = 16,10 \text{ kn/m}$ $P_u=1,35(1 \times 1 \times 1) \times 1 = 1,35 \text{ kn}$</p>	 <p>17,67 kN.m</p>
Sollicitations	
<p>$M_u^{\text{max}} = -P_u \times L - q_u \times \frac{L^2}{2} = -17,67 \text{ kn.m}$ $V_u^{\text{max}} = P_u + q_u \times L = 23,89 \text{ kn.}$</p>	

Tableau III.58. Sollicitations dans l'escalier de duplex (Type IV) ; « la volée 3 »

Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_u^v = 1,35 \times (8,21) + 1,5(2,5) = 14,83 \text{ kn/m}$</p>	 <p>25,95</p> <p>25,95</p> <p>25,95</p>
Réactions aux appuis	
<p>$R_A = R_B = 25,95 \text{ kn}$</p>	
Sollicitations	Sollicitation maximales
<p>$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 22,71 \text{ kn.m}$ $V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 25,95 \text{ kn}$</p>	<p>En travée : $M_t^u = 0,75 \times M^{\text{max}} = 17,03 \text{ kn.m}$ Aux appuis : $M_a^u = -0,5 \times M^{\text{max}} = -11,36 \text{ kn.m}$ Effort tranchant : $V = 25,95 \text{ kn.}$</p>

➤ **Ferraillage :**

Tableau III. 59: ferraillage de l'escalier de duplex (Type IV)

Les volées	μ_{bu}	α	Z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
Volée 1	<i>Travée (St=20cm)</i>						
	0,066	0,085	0,126	3,6	5HA12=5,65	1,41	4HA10=3,14
	<i>Appuis (St=20cm)</i>						
	0,044	0,056	0,127	2,38	5HA12=5.65	1,41	4HA10=3.14
Volée 2	<i>Travée (St=20cm)</i>						
	0,0074	0,0957	0,125	4,06	5HA12 =5,65	1,88	4HA10 =3,14
Volée 3	<i>Travée (St=20cm)</i>						
	0,071	0,092	0,125	3,91	5HA12=5.65	1,41	4HA10=3,14
	<i>Appuis (St=20cm)</i>						
	0,047	0,061	0,127	2,57	5HA12=5.65	1.41	4HA10=3,14
$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 cm^2/ml$							

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

Tableau III.60: Vérification de l'effort tranchant

Les volées	V_u (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Observations
Volée 1	25,48	0,20 < 1,17	Vérifiée
Volée 2	23,89	0,18 < 1,17	Vérifiée
Volée 3	25,93	0,199 < 1,17	Vérifiée

▪ **Vérification des contraintes :**

Tableau III.61: Vérification des contraintes

Les volées	Position	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.
Volée 1	Travée	11,3	3,9	89952,1	4,95 < 15	Vérifiée
	appui	7,58	3,9	89952,1	3,31 < 15	Vérifiée
Volée 2	Travée	12,82	3,9	89952,1	5,59 < 15	Vérifiée
Volée 3	Travée	12,30	3,9	89952,1	5,36 < 15	Vérifiée
	appui	8,2	3,9	89952,1	3,58 < 15	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

► Pour la volée 1

① $h = 0.15 \text{ m} < 0.075(1,95 + 1,55) = 0.26\text{m}.$

La condition ① n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4,25 < \bar{f} = \frac{3,5}{500} = 7\text{mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

► Pour la volée 2

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h = 0,15 \text{ m} > 0,1(1,4) = 0,14\text{m} \\ \textcircled{2} A_t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} < 13,65\text{cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

► Pour la volée 3

① $h = 0.15 \text{ m} < 0.075(3,5) = 0.26\text{m}.$

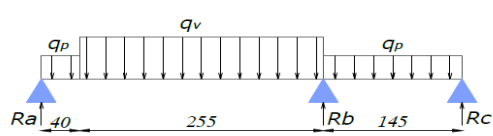
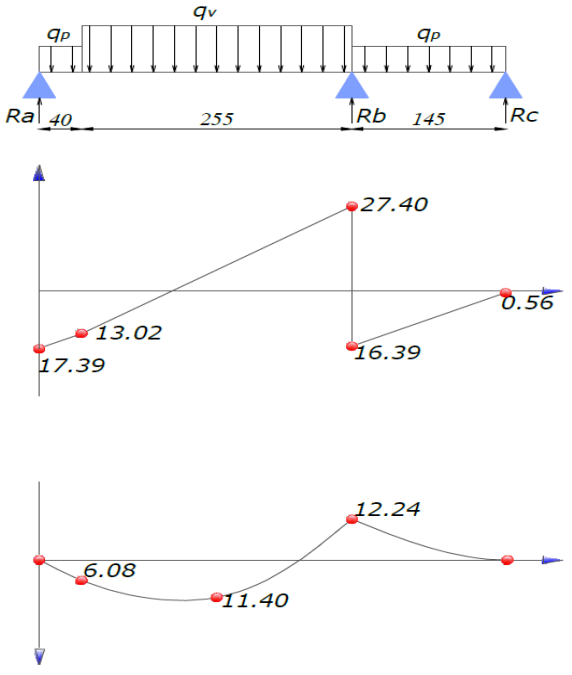
La condition ① n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,65 < \bar{f} = \frac{3,5}{500} = 7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

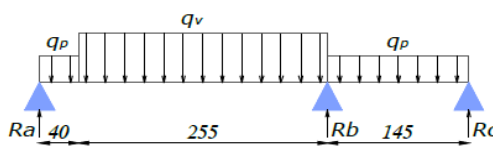
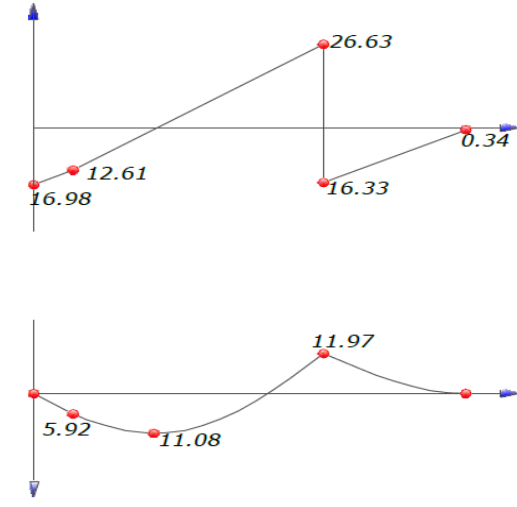
III.3.1.3. Escalier du sous-sol (type I) et escalier étage courant (type III)

Tableau III.62: Sollicitations dans l'escalier du sous-sol (Type I) ; « les volées 1 et 2 »

Schéma statique	Diagrammes
	
<p>ELU</p> <p>$q_v = 15,85 \text{ kn/ml}$</p> <p>$q_p = 10,92 \text{ kn/ml}$</p>	
Réactions aux appuis	
<p>$R_A = 17,39 \text{ kn} \quad ; R_B = 43,81 \text{ kn}$</p> <p>$R_C = -0,53 \text{ kn}$</p>	

Sollicitations	Sollicitations maximales
<p><u>Tronçon [0 – 0.4] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = -17,39 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=0,4, \begin{cases} V = -13,02 \text{ kn.} \\ M = 6,08 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p><u>Tronçon [0.4- 2.95] :</u></p> $x=0,4, \begin{cases} V = -13,02 \text{ kn.} \\ M = 6,08 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=2,95, \begin{cases} V = 27,40 \text{ kn.} \\ M = -12,24 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p>$x=1,22 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 11,40 \text{ kn.m}$</p> <p><u>Tronçon [0 – 1.45] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = -0,56 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=1,45, \begin{cases} V = -16,39 \text{ kn.} \\ M = -12,24 \text{ kn.m} \end{cases}$	<p><u>En travée :</u></p> $M_t^u = 11,40 \text{ kn.m}$ <p><u>Aux appuis :</u></p> $M_a^u = -0,5 \times M^{\max} = -12,24 \text{ KN.m}$ <p><u>Effort tranchant</u></p> $V = 27,40 \text{ kn.}$

Tableau III. 63: Sollicitations dans l'escalier d'étage courant (Type III) ; « les volées 1 et 2 »

Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> $q_v = 15,39 \text{ kn/ml}$ $q_p = 10,92 \text{ kn/ml}$	
Réactions aux appuis	
$R_A = 16,98 \text{ kn} \quad ; R_B = 42,81 \text{ kn}$ $R_v = -0,34 \text{ kn}$	

Sollicitations	Sollicitations maximales
<p><u>Tronçon [0 – 0.4] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = -16,98 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=0,4, \begin{cases} V = -12,61 \text{ kn.} \\ M = 5,92 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p><u>Tronçon [0.4- 2.95] :</u></p> $x=0,4, \begin{cases} V = -12,61 \text{ kn.} \\ M = 5,92 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=2,95, \begin{cases} V = 26,63 \text{ kn.} \\ M = -11,97 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p>$x=1,22 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 11,08 \text{ kn.m}$</p> <p><u>Tronçon [0 – 1,45] :</u></p> $x=0, \begin{cases} V = -0,34 \text{ kn.} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases} \quad x=1,45, \begin{cases} V = -16,33 \text{ kn.} \\ M = -11,97 \text{ kn.m} \end{cases}$	<p><u>En travée :</u> $M_t^u = 11,08 \text{ kn.m}$</p> <p><u>A appuis :</u> $M_a^u = -11,97 \text{ KN.m}$</p> <p><u>Effort tranchant</u> $V = 26,63 \text{ kn.}$</p>

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.64: ferraillage des escaliers (Type I) et (Type III)

ferraillage de l'escalier du sous-sol (Type I)							
Les volées	μ_{bu}	α	Z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
Volées 1-2	<i>Travée (St=20cm)</i>						
	0,048	0,061	0,126	2,58	5HA12=5.65	1.41	4HA10=3,14
	<i>Appuis (St=20cm)</i>						
	0,051	0,065	0,127	2,78	5HA12=5.65	1.41	4HA10=3,14
ferraillage de l'escalier d'étage courant (Type III)							
Volées 1-2	<i>Travée (St=20cm)</i>						
	0,046	0,059	0,127	2,51	5HA12=5.65	1.88	4HA10=3,14
	<i>Appuis (St=20cm)</i>						
	0,050	0,064	0,127	2,71	5HA12=5.65	1.88	4HA10=3,14
$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/ml$							

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

Tableau III.65: Vérification de l'effort tranchant

Types d'escaliers	Les volées	V_u (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Type I	Volées 1-2	27,40	0,21 < 1,17	Vérifiée
Type III	Volées 1-2	26,63	0,20 < 1,17	Vérifiée

▪ **Vérification des contraintes :**

Tableau III. 66: Vérification des contraintes

Types d'escaliers	Les volées	Position	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Type I	Volées 1-2	Travée	8,25	3,9	89952,1	3,58 < 15	Vérifiée
		appui	8,89	3,9	89952,1	3,88 < 15	Vérifiée
Type III	Volées 1-2	Travée	8	3,9	89952,1	3,43 < 15	Vérifiée
		appui	8,64	3,9	89952,1	3,77 < 15	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour l'escalier type I (volées 1-2)

$\textcircled{1} h = 0.15 m < 0.075(0,4 + 2,55) = 0.22m.$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1,79 < \bar{f} = \frac{2,95}{500} = 5,9 mm \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée

Pour l'escalier type III (volées 1-2)

$\textcircled{1} h = 0.15 m < 0.075(0,4 + 2,55) = 0.22m.$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1,68 < \bar{f} = \frac{2,95}{500} = 5,9 mm \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée

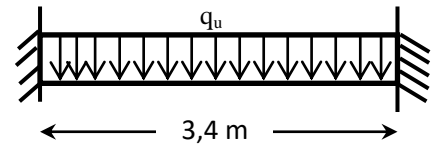
III.3.2. Schémas de ferrailage :

Les schémas de ferrailage des escaliers sont regroupés dans l'annexe N° 06.

III.4. Poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre partiellement encastree sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers. Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Réactions du palier.
- Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).



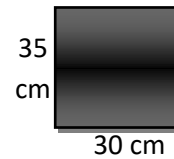
III.4.1. Dimensionnement :

- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

- Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 ; h = 35 \text{ cm}$$



III.4.2. Calcul de la poutre palière (30×35).

L'étude de la poutre palière sera calculée en flexion et en torsion.

III.4.2.1. Calcul à la flexion simple :

A. Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,62 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 43,81 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 31,62 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{\text{tor}} = M_B \times 1/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

B. Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 47,35 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 34,24 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 68,42 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 58,16 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -34,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 47,35 \times \frac{3,4}{2} = 80,50 \text{ KN}$

➤ **Le ferrailage :**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.67 : Ferrailage de la poutre palière.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{cal} ≥ A _{min}
Travée	58,16	0,126	0,168	0,308	1,19	5,43	Vérifiée
Appui	34,21	0,074	0,096	0,317	1,19	3,09	

▪ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u^{f.s} = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{80,50 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,81 \text{ MPa}$$

▪ **Armatures transversales**

On fixe St = 15 cm et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,25 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

III.4.2.2. Calcul à la torsion :

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{1}{2} = -12,29 \times \frac{3,4}{2} = -20,89 \text{ KN.m}$$

M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type I).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle

(b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur

(e = Φ/6); car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

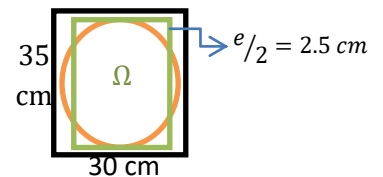


Figure III.13: Section considérée dans le calcul de torsion

la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule : $\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$ (BAEL 91/99)

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$; L'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$\Phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20,89 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 2,79 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{\tau^{\text{F.S.}^2} + \tau^{\text{tor}^2} = \sqrt{0,81^2 + 2,79^2} = 2,90 \text{ Mpa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{avec } \mu: \text{ le périmètre de « } \Omega \text{ »}$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm.}$$

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20,89 \times 10^{-3} \times 1,1}{2 \times 0,075 \times 348} = 4,4 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,563 \text{ cm}^2$$

► **Condition de non fragilité** : sachant que $b = 30 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}$.

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = 1,38 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

► **Ferrailage final de la poutre palière :**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{\text{trav}}^{\text{F.S.}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 5,43 + \frac{4,4}{2} = 7,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{\text{app}}^{\text{F.S.}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 3,09 + \frac{4,4}{2} = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature transversales : } A_{\text{trans}} = A_{\text{trans}}^{\text{F.S.}} + A_{\text{tran}}^{\text{tor}} = 0,45 + 0,59 = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre + un étrier).}$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 34,24 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 51,16 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 42,06 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -24,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.68. Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	42,06	12,70	69996	7,65	15	Vérifiée
Appuis	-24,74	11,90	62195	4,76	15	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Leftrightarrow h = 0,103 > 0,085 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 10,40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) L = 3,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions sont satisfaites, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.3. Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage de la poutre palière est donné dans l'annexe N°07.

III.5. Etude de la poutre brisée :

On prend la poutre la plus défavorable (escalier type IV) et son ferrailage sera le même pour les autres types

III.5.1. Dimensionnement :

III.5.1.1 Selon la condition de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{413,75}{15} \leq h \leq \frac{413,75}{10} \Leftrightarrow 27,58 \text{ cm} \leq h \leq 41,375 \text{ cm}$$

III.5.1.2 Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \text{ Donc, on prend } b = 30 \text{ cm ; } h = 35 \text{ cm}$$

III.5.2. Calcul de la poutre brisée (30×35) :

L'étude de la poutre brisée sera calculée en flexion et en torsion.

III.5.2.1. Calcul à la flexion simple :

A. Calcul des charges :

La poutre est soumise à son :

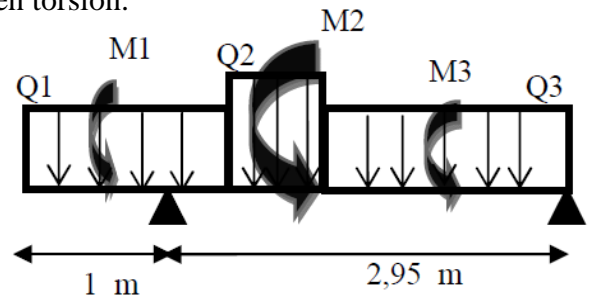


Figure III.14 : Schéma statique de la poutre brisée.

-Poids propre :

Partie horizontale : $P_h = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,62 \text{ KN/ml}$

Partie incliné : $P_{in} = \frac{2,62}{\cos 40,36} = 3,44 \text{ KN/ml}$

-Poids du mur : $P_m = G_{mur} \times (H_{étage}/2 - h_{pp}) = 2,85 \times 1,13 = 3,22 \text{ KN/ml}$

ELU :

$$Q_1 = 1,35 (P_h + P_m) + R_A^U ; \quad Q_2 = 1,35 (P_{inc} + P_m) + R_B^U ; \quad Q_3 = 1,35 (P_h + P_m) + R_C^U$$

ELS :

$$Q_1 = (P_h + P_m) + R_A^S ; \quad Q_2 = (P_{inc} + P_m) + R_B^S ; \quad Q_3 = (P_h + P_m) + R_C^S$$

Avec :

$$\begin{cases} R_A^U = 21,57 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 1}^{\text{ère}} \text{ volée à l'ELU.} \\ R_B^U = 23,89 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la console à l'ELU} \\ R_C^U = 25,95 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 3}^{\text{ème}} \text{ volée à l'ELU.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A^S = 15,47 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 1}^{\text{ère}} \text{ volée à l'ELS.} \\ R_B^S = 17,31 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la console à l'ELS} \\ R_C^S = 18,74 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 3}^{\text{ème}} \text{ volée à l'ELS.} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} Q_1^U = 29,45 \text{ KN/m} & Q_1^S = 21,33 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 32,88 \text{ KN/m} & Q_2^S = 23,97 \text{ KN/m} \\ Q_3^U = 33,83 \text{ KN/m} & Q_3^S = 24,58 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Après calcul RDM, nous avons obtenu les résultats suivants :

$$\text{l'ELU} \begin{cases} M_{travée}^{\max} = 24,96 \text{ KN/m} \\ M_{appuis}^{\max} = -14,68 \text{ KN/m} \\ V_U^{\max} = -52,47 \text{ KN/m} \end{cases} ; \quad \text{l'ELS} \begin{cases} M_{travée}^{\max} = 18,15 \text{ KN/m} \\ M_{appuis}^{\max} = -10,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

B. Le ferrailage :**Tableau III.69.** Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	$M_u(\text{KNm})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}} \geq A_{\min}$
Travée	24,96	0,054	0,069	0,32	1,19	2,24	Vérifiée
Appui	14,68	0,032	0,040	0,33	1,19	1,30	

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{52,47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,53 \text{MPa} < \overline{\tau}_U = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{\text{trans}} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq -0,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}} = \max(0,45 \text{ cm}^2; -0,125 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{\text{trans}} = 0,45 \text{ cm}^2$$

III.5.2.2. Calcul à la torsion :

$$M_{\text{tor}}^{\max} = \frac{M_{\text{tor}}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis)}$$

$$\text{Avec : } M_{\text{tor}}^a = \max(M_1; M_2; M_3) = \max(10,51; 17,67; 11,36) = 17,67 \text{ KN.m}$$

M_1 : le moment d'appui transmis par la volée 1

M_2 : le moment d'appui transmis par la volée 2

M_3 : le moment d'appui transmis par la volée 3

$$M_{\text{tor}}^{\max} = \frac{17,67 \times 2,95}{2} = 26,06 \text{ KN.m}$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26,06 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 3,47 \text{MPa} > 3,33 \text{MPa}. \text{ condition n'est pas vérifiée.}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

En recalcul : e et Ω

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26,06 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2,98 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{52,47 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{2,98^2 + 0,46^2} = 3,02 \text{ MPa.}$$

▪ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 3,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage :**

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{avec } \mu: \text{ le périmètre de } \ll \Omega \gg$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 120 \text{ cm.}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{26,06 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0875 \times 348} = 5,13 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : sachant que $b=30 \text{ cm}$, $d=38 \text{ cm}$.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{cal}} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,93 + \frac{5,13}{2} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,38 + \frac{5,13}{2} = 3,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,64 = 1,09 \text{ cm}^2$
 Soit $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.70 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)
En travée	18,15	13,02	85626	2,76	15
Aux appuis	10,68	13,02	85626	1,62	15

▪ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{295} = 0,136 > 0,085 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{30 \times 38} = 0,006 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- $L=2,95\text{m} < 8\text{m} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Les conditions sont satisfaites, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.5.3. Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage de la poutre brisée est donné dans l'annexe N°07.

III.6. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3)

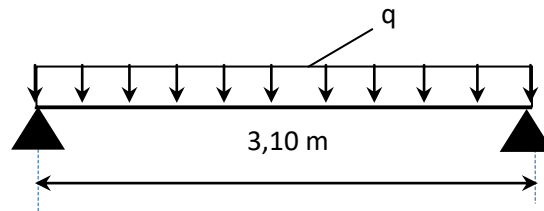


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre de chaînage

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert à reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 30 \text{ cm}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 20 \text{ cm}$$

➤ Selon la condition de rigidité :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 20,66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 ; h = 30 \text{ cm}$$

III.6.2. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_M = 2,85 \times (3,06 - 0,3) = 7,87 \text{ KN/m}$.

➤ Combinaison de Charge :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1,35(G_p + G_{\text{mur}}) = 13,66 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u \times l^2/8 = 16,41 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l/2 = 21,17 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_s = G_p + G_{\text{mur}} = 10,12 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2/8 = 12,16 \end{cases}$$

Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0,85 M_u = 13,95 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0,85 M_s = 10,34 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0,5 M_u = -8,21 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,5 M_s = -6,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage :

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopte $d=27,5$ cm.

Tableau III.71: Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{Choisit}$ (cm^2/ml)
En travée	13,95	0,043	0,056	0,27	1,49	0,99	3HA12=3,39
Appuis	8,21	0,026	0,032	0,27	0,87	0,99	3HA12=3,39

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,99 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérfications à ELU :**

▪ **Effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{21,17 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,275} = 0,26 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 8,57 \text{ mm}.$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

▪ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24,75 \text{ cm}.$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm}.$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}.$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 il est exigé un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm})$.

on prend $S_t = 15 \text{ cm}.$

➤ **Vérification à l'ELS**

▪ **Vérification des contraintes**

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.72 : Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	10,34	0,81	24452	3,43	15
Aux appuis	6,08	0,81	24452	2,02	15

▪ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{310} = 0,097 > 0,085 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{30 \times 27,5} = 0,004 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
3. L = 3,1m < 8m la condition est vérifiée.

Les trois conditions sont satisfaites, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.3. Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage de la poutre de chaînage est donné dans l'annexe N°07.

III.7. Etude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples.

L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 8 personnes, ses caractéristiques sont les suivantes

$$\begin{cases} P_m = 15 \text{ KN} \\ D_m = 82 \text{ KN} \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} P_m = \text{charge due à la salle machine.} \\ D_m = \text{charge due à l'ascenseur (cabine).} \end{cases}$$

III.7.1. Evaluation des charges et surcharges

La dalle a les dimensions suivantes : (Figure III.11)

$$l_x = 1,75 ; l_y = 1,75$$

III.7.1.1.Charges uniformément réparties :

Son poids propre **G₀** tels que :

$$G_0 = G_1 + G_2.$$

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids propre de la dalle.}$$

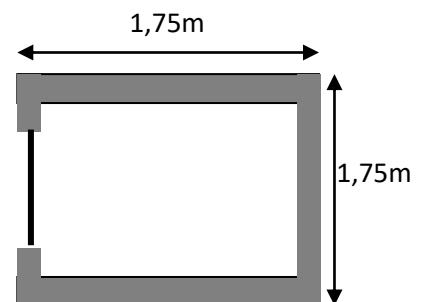


Figure III.16 : Cage d'ascenseur.

$G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Poids du revêtement sur la dalle ($e = 5 \text{ cm}$).

$$G_0 = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV-charge d'exploitation) $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

III.7.1.2. Charges concentrées :

La dalle est aussi soumise à une **charge concentrée** due au poids du système de levage :

$$G_{\text{concentrée}} = D_m + P_m = 82 + 15 = 97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{concentrée}} = P_{\text{personnes}} = 6.30 \text{ KN}$$

- Calcul à l'ELU
- Calcul des sollicitations

1. Sous charges uniformément réparties :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1,5 = 9 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille en flexion simple dans deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1,0143 \text{ KNm} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} = 1,0143 \text{ KNm} \end{cases}$$

2. Sous charges concentrées :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface d'application de la charge donnée en fonction de la vitesse.

v : dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle.

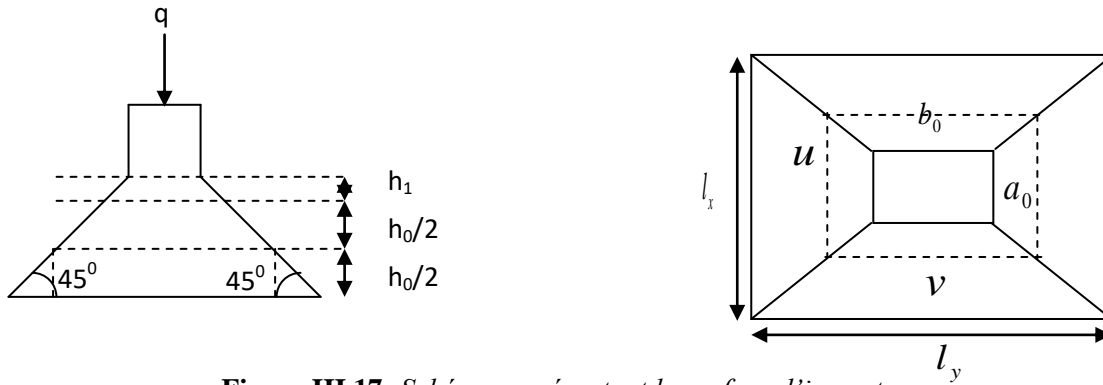


Figure III.17 :Schéma représentant la surface d'impact.

$$\text{on a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \quad \text{BAEL91/99}$$

$h_0=5cm$: Epaisseur de dalle ; $h_1 = 20cm$: Epaisseur du revêtement

$$\zeta = 1 : \text{Coefficient qui dépend du type de revêtement. Donc : } \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y2} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

• M_1 est en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{105}{175} = 0,6$ et $\rho = 1$

• M_2 est en fonction de $\frac{v}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_x} = \frac{105}{175} = 0,6$ et $\rho = 1$

En se référant à l'abaque de Pigeaud (Annexe 2), on trouve : $M_1 = M_2 = 0,076$

Donc : $qu = 1.35 \times G_{concentrée} + 1.5 \times Q_{concentrée} = 1,35 \times 97 + 1.5 \times 6,30 = 140,40KN$

$$q_{ser} = G_{concentrée} + Q_{concentrée} = 97 + 6,30 = 103.3 KN$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times M_1 \\ M_{y2} = q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 140,4 \times 0,076 = 10,67KNm \\ M_{y2} = 140,4 \times 0,076 = 10,67KNm \end{cases}$$

• Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,68KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,68KNm \end{cases}$$

\Rightarrow En travée $M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_{0x} = 9,93KNm$; En appui $M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_{0x} = -3,50KNm$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d = 0,12m$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.73 : Calcul des ferraillages selon les deux sens

Position	Sens	M_{ELU} KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	At (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x et y	9,93	0,049	0,062	0,117	2,44	1,2	5HA10=3,93	20
Aux appuis	Selon x et y	3,50	0,017	0,022	0,119	0,84	1,2	5HA10=3,93	20

➤ **Vérification à l'ELU :**

▪ **Vérification au poinçonnement :**

C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$q_u \times 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec : q_u : Charge de calcul à l'état limite ; h : Epaisseur de la dalle ;
 U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm} ; \quad q_u = 140,4 \text{ KN} ; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$q_u = 140,4 \text{ KN} \times 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 472,5 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

▪ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau III.74 : Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur

Effort tranchant (KN)	Sous charge répartie	Sous charge concentrée	Superposition $V = V1 + V2$	$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$
Selon x et y $V_x - V_y$	3,94	44,57	48,51	0,404

$$\tau_u = 0,404 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **Calcul les sollicitations**

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à l'ELU, Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.75 : Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur

Moments (KN. m)	Sous charge répartie	Sous charge concentrée	Superposition	$M_{travée}$	M_{appuis}
$M_x- M_y$	0,88	9,42	10,03	5,53	3,01

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.76: vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur

En travée										
sens	M_{ser} KN.m	A (cm ²)	(cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
x-x ; y-y	8,53	3,93	3,20	5657,2	4,85	15	vérifiée	198,63	201,63	vérifiée
En appuis										
x-x ; y-y	3,01	3,93	3,20	5657,2	1,71	15	vérifiée	70,09	201,63	vérifiée

▪ **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_x^t}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{175} = 0,08 > 0,043 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Commentaire : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.7.2. Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage Le schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur est donné dans l'annexe N°05 .

Chapitre IV

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions dynamiques séisme, vent, vibration des machines et véhicules, par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.1 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV1.1 Choix de la méthode de calcul :

a) Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (**Article 4.1.2 du RPA 99/Version 2003**).

Notre structure n'est pas régulière en élévation ($l_i/l_{i-1}=9.05/14.90=0,60<0,8$) ainsi les conditions complémentaires de RPA99/Version 2003 art (4.1.2) $H_{structure}>23m$.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites.

b) Méthode dynamique :

b-1) La méthode d'analyse par Accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas par un personnel qualifié, tout en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

b-2) Méthode dynamique modale spectrale :

Le principe de cette méthode est de rechercher 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. La combinaison de ces effets nous donne la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant ces expressions :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : A, ζ, T1, T2, T, η, Q, R paramètres sismiques qui sont définis en fonction de :

- La zone sismique de la région d'implantation de l'ouvrage.
- La classe d'importance de l'ouvrage
- La classe de sol du site d'implantation de l'ouvrage.
- La configuration de la structure
- La classe du système de contreventement choisi

IV .2. Paramètres sismiques :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le **tableau 4.1 de RPA99/Version 2003** et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyenne importance)
- zone sismique :IIa ⇒ A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donné par le **Tableau 4.2 de RPA99/Version2003**

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol, est donnée par le **tableau 4.7 (RPA99/version 2003)**

On a site ferme (S2) donc $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$

T : la période fondamentale de la structure

Pour ces cas de contreventement de structure en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du **RPA99/Version2003** suivantes :

$$\min \begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases} \text{ Avec :}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 42.84m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (42.84)^{\frac{3}{4}} = 0.84s \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X, Y}$: Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$L_x=22.34m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 14.90m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 42.84}{\sqrt{22.34}} = 0,81s \dots \dots \dots (2)$$

on prend le minimum (défavorable) : $T_x = \min \begin{cases} T = 0.84S \dots \dots \dots (1) \\ T = 0.81S \dots \dots \dots (2) \end{cases} = 0,81s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 42.84}{\sqrt{14,90}} = 0,99s \dots \dots \dots (3)$$

On prend le minimum défavorable : $T_y = \min \begin{cases} T = 0.84S \dots \dots \dots (1) \\ T = 0.99S \dots \dots \dots (3) \end{cases} = 0,84s$

D'après RPA99/Version2003 art4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée de 30% soit : $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.81 = 1.05s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.84 = 1.09s \end{cases}$

Q : facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$ avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de P_q Selon x-x		Valeurs de P_q Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0.00	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Oui	0	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne : $Q_x = 1,05$
 $Q_y = 1.20$

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003}$$

W_{Gi}: Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi}: charges d'exploitation.

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad D_x = 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad D_y = 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Les paramètres sismiques spécifiques pour chaque système de contreventement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : des paramètres sismiques pour chaque catégorie de contreventement

LES PARAMETRES	SYSTEME DE CONTREVENTEMENT		
	PAR VOILE PORTEUR	PAR NOYAU	MIXTE VOILE PORTIQUE
A : Coefficient d'accélération de zone.	0.15	0.15	0.15
R : Le Coefficient de comportement	3.5	3.5	5
ξ : coefficient d'amortissement critique	10%	8.50%	8.50%
η : Facteur de correction de l'amortissement	0.763	0.816	0.816
T1 et T2 : Période caractéristique relative au sol	$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$	$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$	$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$
T : La période fondamentale de la structure	$\begin{cases} Tx = 0.81s \\ Ty = 0.84s \end{cases}$	$\begin{cases} Tx = 0.81s \\ Ty = 0.84s \end{cases}$	$\begin{cases} Tx = 0.81s \\ Ty = 0.84s \end{cases}$
T_m : La période fondamentale majorée de la structure	$\begin{cases} T_{sx} = 1.05s \\ T_{sy} = 1.09s \end{cases}$	$\begin{cases} T_{sx} = 1.05s \\ T_{sy} = 1.09s \end{cases}$	$\begin{cases} T_{sx} = 1.05s \\ T_{sy} = 1.09s \end{cases}$
Q : Facteur de qualité	$\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$	$\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$	$\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$
D : Facteur d'amplification dynamique moyen	$\begin{cases} D_x = 1.191 \\ D_y = 1.163 \end{cases}$	$\begin{cases} D_x = 1.274 \\ D_y = 1.244 \end{cases}$	$\begin{cases} D_x = 1.274 \\ D_y = 1.244 \end{cases}$
W : Poids total de la structure.	54 539.43 KN	55 149,14 KN	59 039.93 KN
V : L'effort sismique équivalent à la base	$\begin{cases} V_{sx} = 3340.61KN \\ V_{sy} = 3262.08KN \end{cases}$	$\begin{cases} V_{sx} = 3613.37KN \\ V_{sy} = 3528.28KN \end{cases}$	$\begin{cases} V_{sx} = 2707.80KN \\ V_{sy} = 2644.04KN \end{cases}$
0.8V :80% de l'effort sismique équivalent à la base	$\begin{cases} V_{sx} = 2672.48KN \\ V_{sy} = 2609.66KN \end{cases}$	$\begin{cases} V_{sx} = 2890.69KN \\ V_{sy} = 2822.62KN \end{cases}$	$\begin{cases} V_{sx} = 2166.24KN \\ V_{sy} = 2115.23KN \end{cases}$

IV .3. Choix du système de contreventement :

Il est accordé une attention particulière au choix du système de contreventement pour satisfaire aux conditions de bon fonctionnement global de la structure dans la zone sismique considérée

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R

Dans notre cas de structure on peut envisager trois systèmes de contreventements suivant la configuration de la structure et la situation du projet

1. Hauteur du bâtiment à partir du niveau du sol fini est de 42.84m
2. Situé en zone sismique : IIa

Les systèmes de contreventements valables pour cette structure en béton armé suivant l'Article 3.4 A (RPA99/Version 2003) sont :

- Systèmes de contreventements constitués par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventé entièrement par noyau en béton armé.
- Systèmes de contreventement mixtes assurés par des voiles et portiques avec justification de l'interaction voiles portiques.

a) Système de contreventement par voile porteur en béton armé : D'après l'article 3.4.3 (RPA99/Version 2003)

Ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et portiques. ; Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

b) Système de contreventement par noyau en béton armé : D'après l'article 3.4.3 (RPA99/Version 2003)

Ce système de contreventement est assuré entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

c) Systèmes de contreventement mixtes assurés par des voiles et portiques avec justification de l'interaction voile -portique : D'après l'article 3.4.4.a(RPA99/Version 2003)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Vu que ces trois systèmes sont valables pour notre structure une approche pour chaque type de contreventement par modélisation en trois dimensions est nécessaire pour choisir le système le plus adapté à notre structure et qui répond aux :

- Règles de construction en zone sismique.
- Contraintes architecturales.
- Système économique (la rationalisation des sections du béton)

IV.4. Exigences règlementaires :

D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel par la formule de Rayleigh ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de **30%**.

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

D'après l'article 4.3.6, du RPA99/version 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_s .

IV .5. Bases de conception des trois catégories de contreventement :

Sur la base des plans d'architecture on constate l'existence de deux cages d'ascenseurs qui peuvent être utilisées comme un contreventement par noyau. En ajoutant des voiles ou portion de voile suivant les possibilités architecturales, on peut obtenir un contreventement mixte voile-portique, ou un contreventement par voile porteur.

Notre premier choix s'est porté sur le système de contreventement par noyau, vu que la structure de base s'y prête déjà suivant la configuration sur plan d'architecture

Remarque

Le sous-sol à usage de cave n'a pas été pris en compte lors de la modélisation car il est considéré comme étant une boîte rigide.

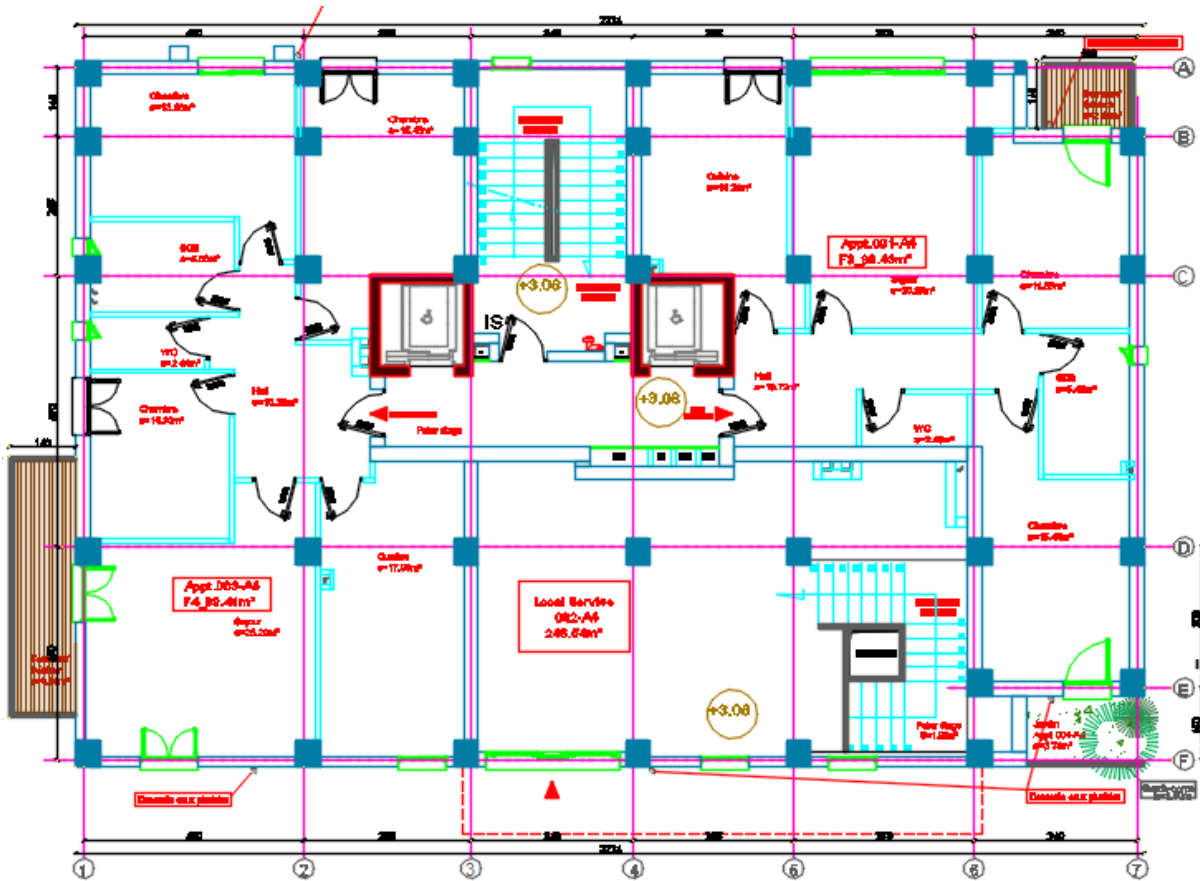


Figure IV 1 : Plan d'architecture du niveau RDC

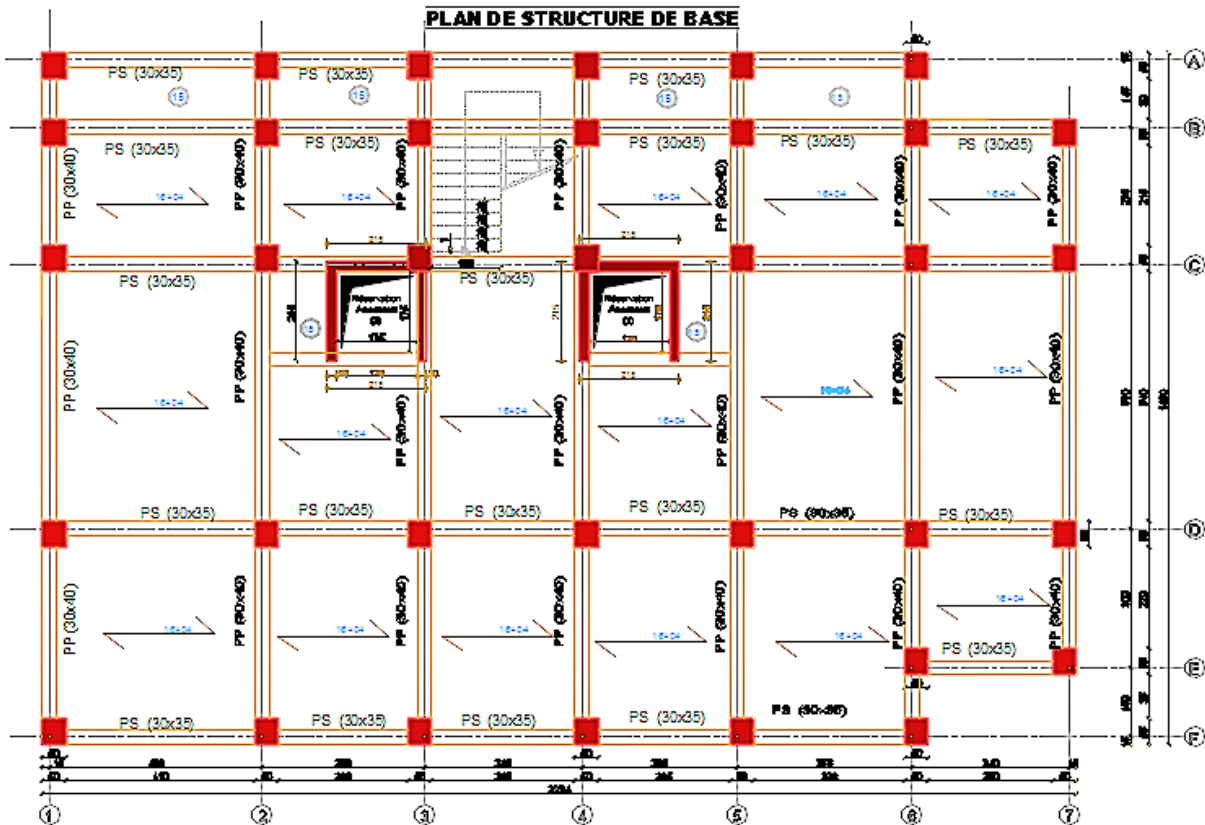


Figure IV 2: Plans de structure sur la base du pré-dimensionnement

Dimension des éléments suivant le pré-dimensionnement :

- Poutre principale (30×40) cm² ; Poutre secondaire (30×35) cm²
- Poteaux de sous-sol (50×55) cm²
- Poteaux Entre sol et RDC (50×50) cm²
- Poteaux de 1^{er} et 2^{ème} étages (45×50) cm²
- Poteaux de 3^{ème} et 4^{ème} étages (45×45) cm²
- Poteaux de 5^{ème} et 6^{ème} étages (40×45) cm²
- Poteaux de 7^{ème} et 8^{ème} étages (40×40) cm²
- Poteaux de 9^{ème} et 10^{ème} étages (35×40) cm²
- Poteaux de 11^{ème} étage et 12^{ème} étages (35×35) cm²
- Pour les voiles ; e = 20cm pour tous les étages

IV.5.1.Comparaison des trois modèles :

Après plusieurs essais effectués pour chaque catégorie de contreventement, par modification des dimensions des éléments pour le système de contreventement par noyau, ajout de voile pour le système mixte et voile porteur, afin d'aboutir à un meilleur comportement des structures nous avons obtenus les modèles des comparaisons suivants :

a) Modèle de contreventement entièrement par noyau en béton armé :

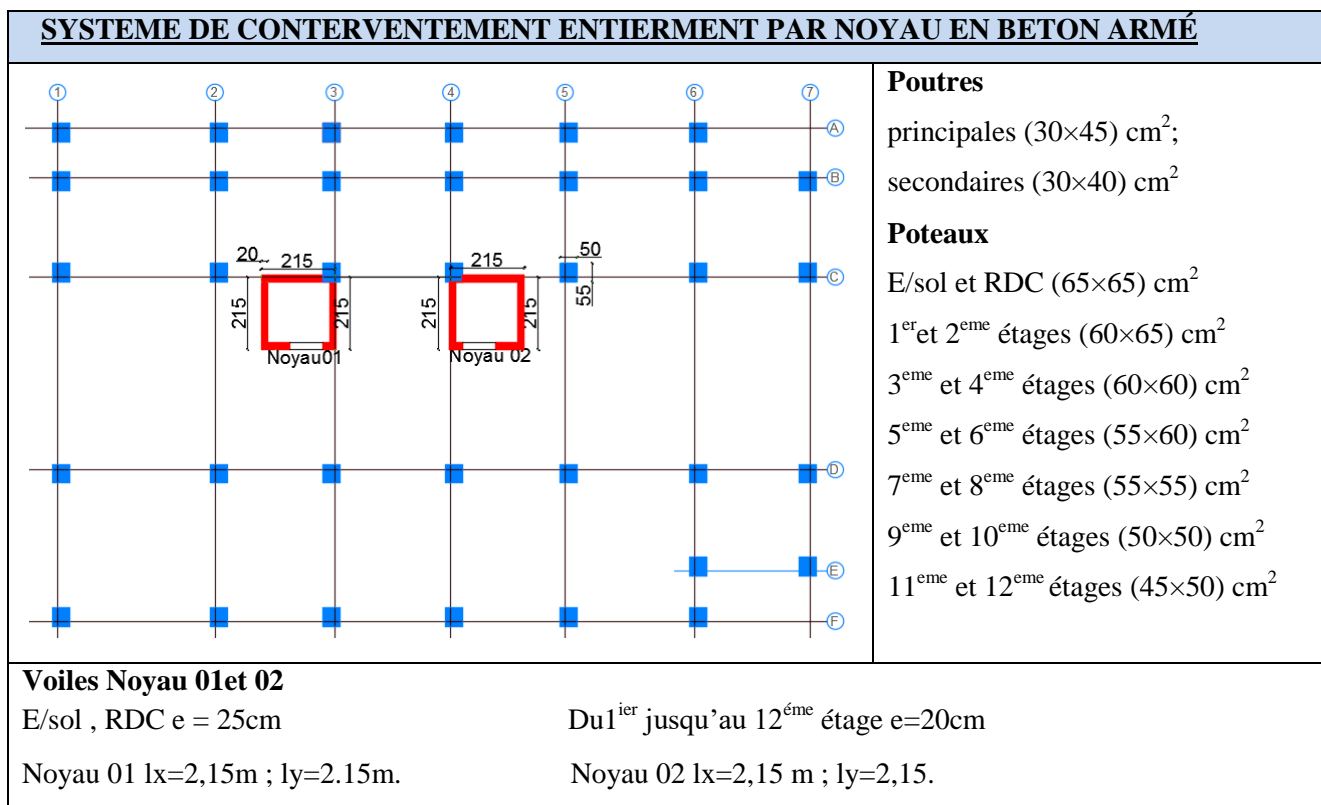


Figure IV 3 : Dimensions des éléments pour le système de contreventement par noyau en béton armé

a.1) Résultats du modèle contreventement entièrement par noyau en béton armé :

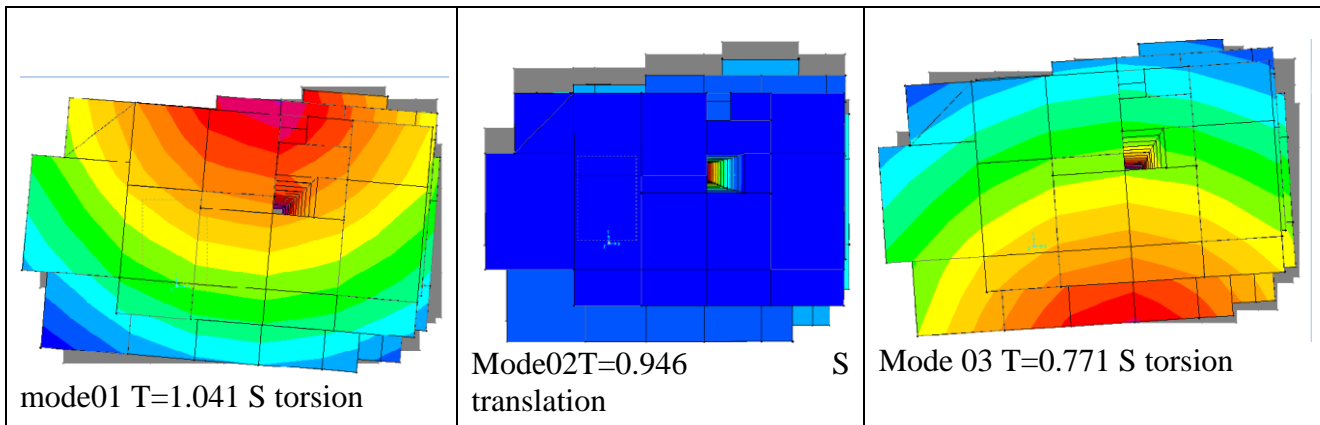


Figure IV 4 : Modes de déformation du modèle de contreventement par noyau en béton armé

- ✓ Ce modèle présente des périodes fondamentales $\begin{cases} T_x = 0.946s < 1.05s \\ T_y = 1.041s < 1.09s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 3^{eme} modes sont des modes de rotation selon z-z.
- ✓ Le 2^{eme} mode est un mode de translation selon x-x
- ✓ On doit retenir les 37 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

Mode	Période S	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
37	0.0637s	0%	0%	0%	91%	90%	71%

- ✓ Vérification de la réaction à la base :

$V_{dy} > 80\% V_{st}$	$\begin{cases} V_{dyx} = 1784.623 \text{ KN} \\ V_{dyy} = 2046.832 \text{ KN} \end{cases}$	$\begin{cases} V_{sxx} = 2890.69 \text{ KN} \\ V_{syy} = 2822.62 \text{ KN} \end{cases}$	Non vérifiée Non vérifiée
------------------------	--	--	------------------------------

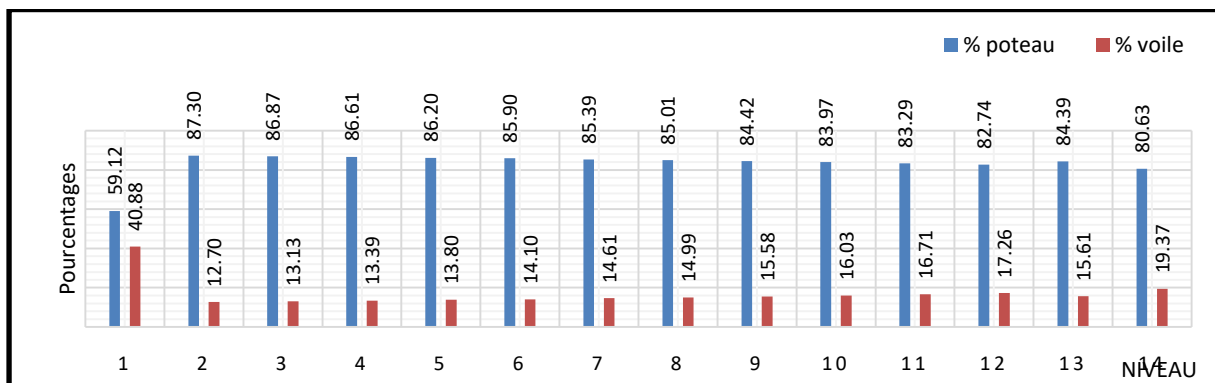


Figure IV 5 : Pourcentage des charges verticales Système Noyau

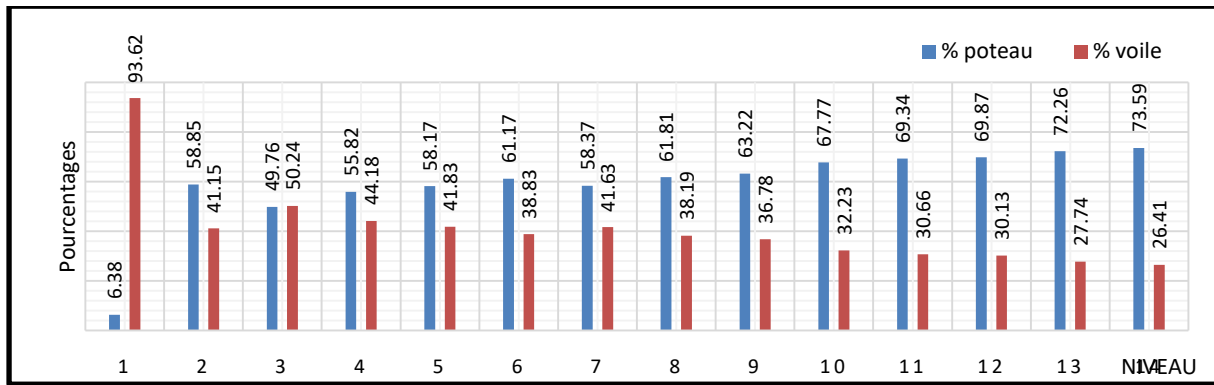


Figure IV 6 : Pourcentage des charges horizontales suivant x-x Système Noyau

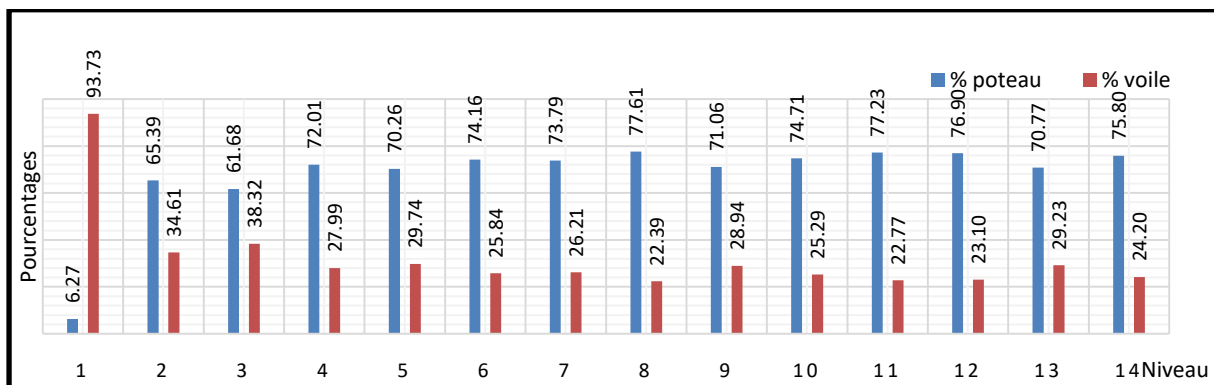


Figure IV 7 : Pourcentage des charges horizontales suivant y-y système Noyau

a.2) Interprétation des résultats :

Pour aboutir à un modèle de contreventement par noyau qui répond au moins à certaines exigences du règlement, nous avons été amenés à augmenter les sections des poteaux et poutres ainsi que celles des voiles dans les premiers niveaux. Les changements apportés sont résumés sur la **Figure IV 3**, les résultats de l'étude dynamique, montre bien que le modèle satisfait les conditions sur les périodes dynamiques de la structure qui sont inférieures aux périodes calculées et majorées de **30%** par la MSE, le taux de participation massique atteint les 90% au 37ème mode.

En outre les modes de déformations de la structure ne sont pas satisfaisants. Vu la domination des modes de torsion aux 1^{er} et 3^{ème} mode et un mode de translation au 2^{ème} mode voir **Figure IV 4**.

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la MSE V_{st} .

L'illustration des pourcentages des charges reprises par les portiques et le noyau dans les diagrammes des Figures IV 5, Figure IV 6 Figure7 respectivement, pourcentage des charges verticales, pourcentage des charges horizontales suivant l'axe x-x et pourcentage des charges horizontales suivant l'axe y-y, sur cette base on voit bien que le noyau reprend moins de 20% des charges verticales, moins de 42% de charge horizontale suivant x-x et moins de 35% de charge horizontale suivant y-y.

Donc les exigences sur le système de contreventement entièrement par noyau en béton armé ne sont pas satisfaites.

b) Modèle de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques :

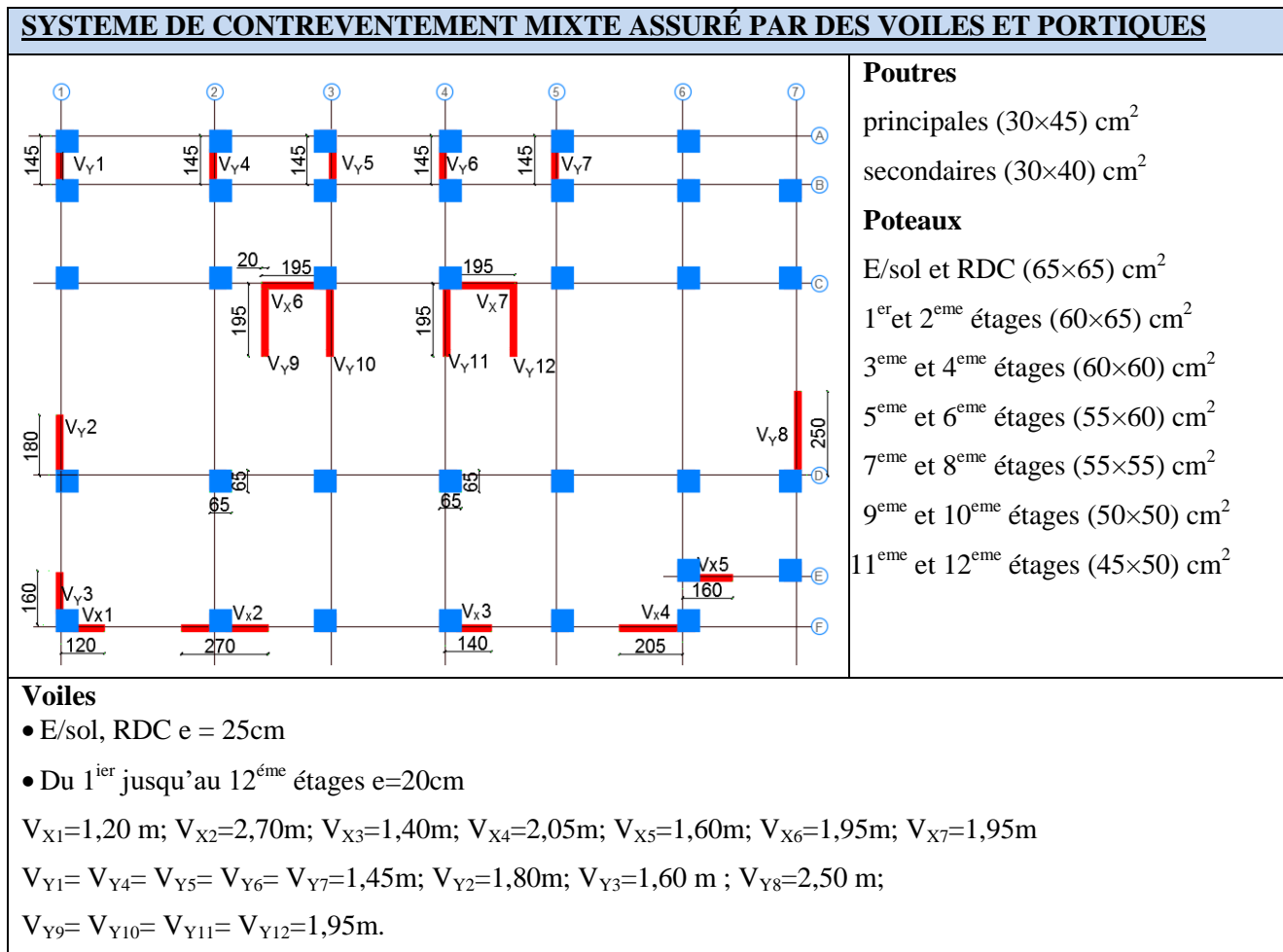


Figure IV 8 :Dimensions des éléments pour le système de contreventement mixte voiles et portiques

b.1) Résultats du modèle de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques :

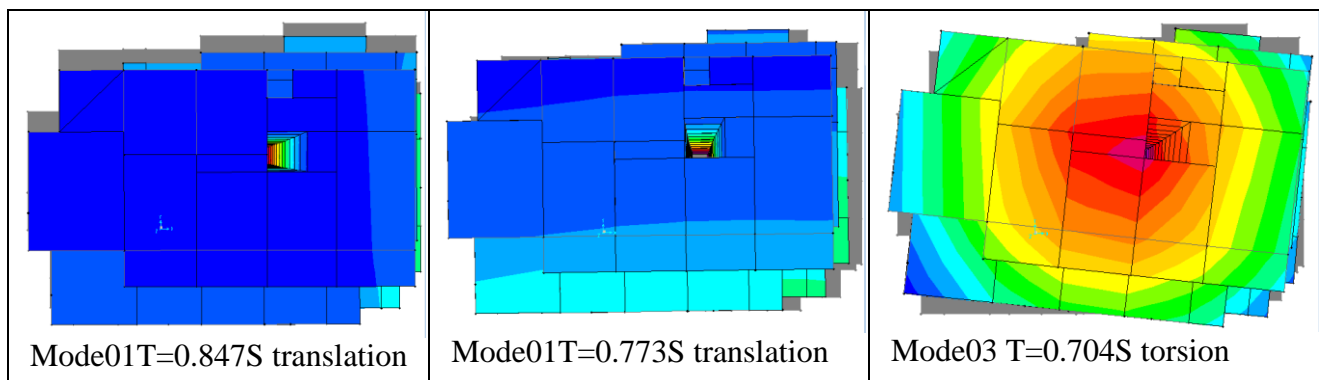


Figure IV 9 : Modes de déformation du modèle de contreventement mixte voiles et portiques

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0.847s < 1.05s \\ T_y = 0.773s < 1.09s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 51 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

Mode	Période S	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
51	0.055943	0%	0%	0%	91%	90%	72%

- ✓ Vérification de la réaction à la base :

$V_{dy} > 80\% V_{st}$	$\begin{cases} V_{dyx} = 2499.736\text{KN} \\ V_{dyy} = 2335.958\text{KN} \end{cases}$	$\begin{cases} V_{sxx} = 2166.24\text{KN} \\ V_{syy} = 2115.23\text{KN} \end{cases}$	vérifiée vérifiée
------------------------	--	--	----------------------

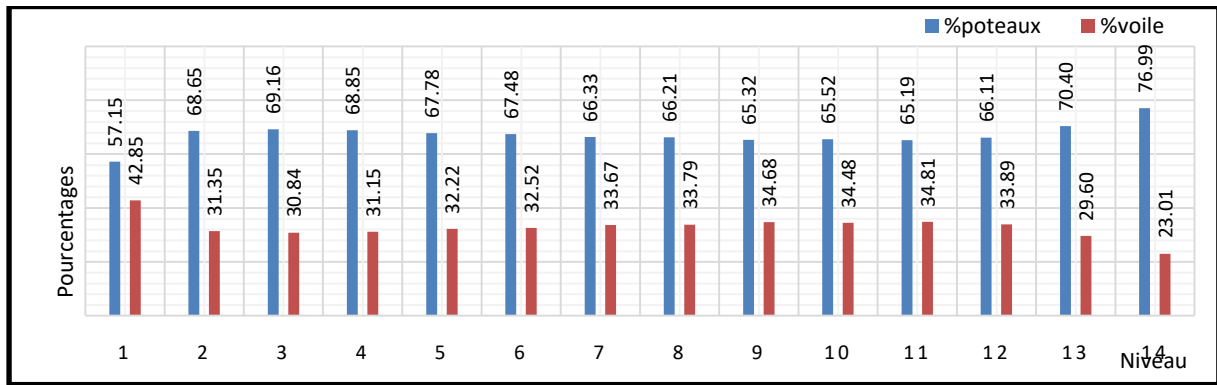


Figure IV 10 : Pourcentage des charges verticales Système mixte

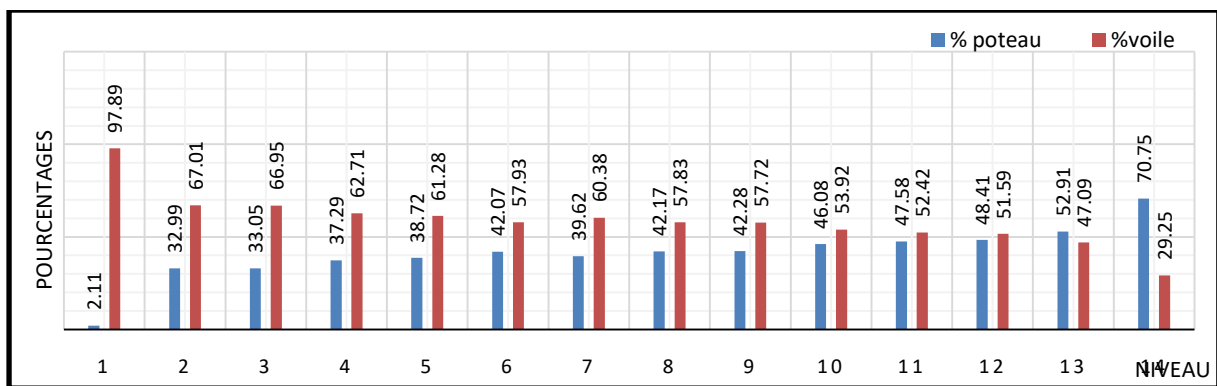


Figure IV 11 : Pourcentage des charges horizontales suivant x-x Système mixte

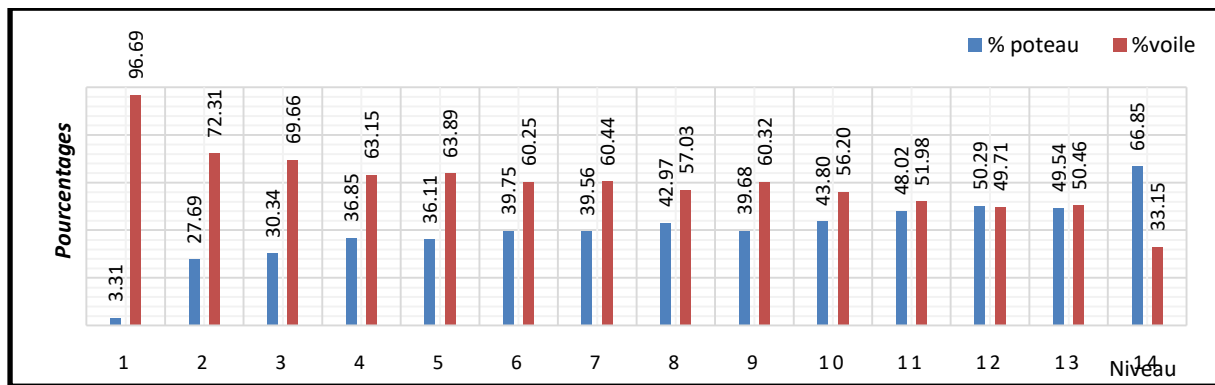


Figure IV 12 : Pourcentage des charges horizontales suivant y-y Système mixte

b.2) Interprétation des résultats :

Pour aboutir à un modèle de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques qui répond aux exigences du règlement, nous avons été amenés à augmenter les sections des poteaux et poutres et ajouter des voiles de contreventement. Les changements apportés sont résumés sur la **Figure IV 8**.

Les résultats d'étude dynamique, montrent bien que le modèle satisfait les conditions sur les périodes dynamiques de la structure, qui sont inférieures aux périodes calculées et majorées de **30%** par la MSE, le taux de participation massique atteint les 90% au 51^{ème} mode.

Les modes de déformations de la structure sont satisfaisants. On observe sur les modes 1 et 2 des translations respectivement suivant l'axe y-y et l'axe x-x, une torsion autour de l'axe Z au 3^{ème} mode voir **Figure IV 9**.

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la MSE V_{st} .

L'illustration des pourcentages des charges repris par les portiques et les voiles dans les diagrammes des **Figures IV 10, Figure IV 11 & Figure 12** respectivement, pourcentage de charge verticale, pourcentage de charges horizontales suivant l'axe x-x et pourcentage des charges horizontales suivant l'axe y-y.

Suivant ces diagrammes on voit bien que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales, entre 23% et 35% des charges verticales de la structure sur les étages supérieurs du 1^{er} jusqu'au 12^{ème} étages ; à l'entre sol le pourcentage est plus de 42.85 % vu l'existence de mur de soutènement à ce niveau.

Pour les diagrammes de charge horizontale, on remarque que les pourcentages repris par les portiques sont dans une fourchette très raisonnable de 33% et 53% Sous charges horizontales selon x-x, sauf au dernier niveau où on enregistre un pourcentage de 70.75% Valeur élevée.

En revanche, sous charges horizontales selon y-y les portiques reprennent un peu moins que dans le sens x-x mais restent quand même dans les limites admissibles 28% à 50% sauf au dernier niveau où ils reprennent 66.85% Valeur élevée.

Nous constatons que les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales avec des pourcentages admissibles vis à vis de leurs Interactions à tous les niveaux.

Les portiques reprennent au moins **25%** de l'effort tranchant de l'étage et les voiles reprennent au plus 75% de l'effort tranchant de l'étage cette condition vis-à-vis du règlement est vérifiée, par contre la condition sur le pourcentage de charge verticale sur les voiles n'est pas vérifiée car les voiles reprennent plus de 20% de charge verticale voir Figure IV 10

Donc le système de contreventement mixte n'est pas le système approprié à cette structure.

c) Modèle de contreventement par voile porteur :

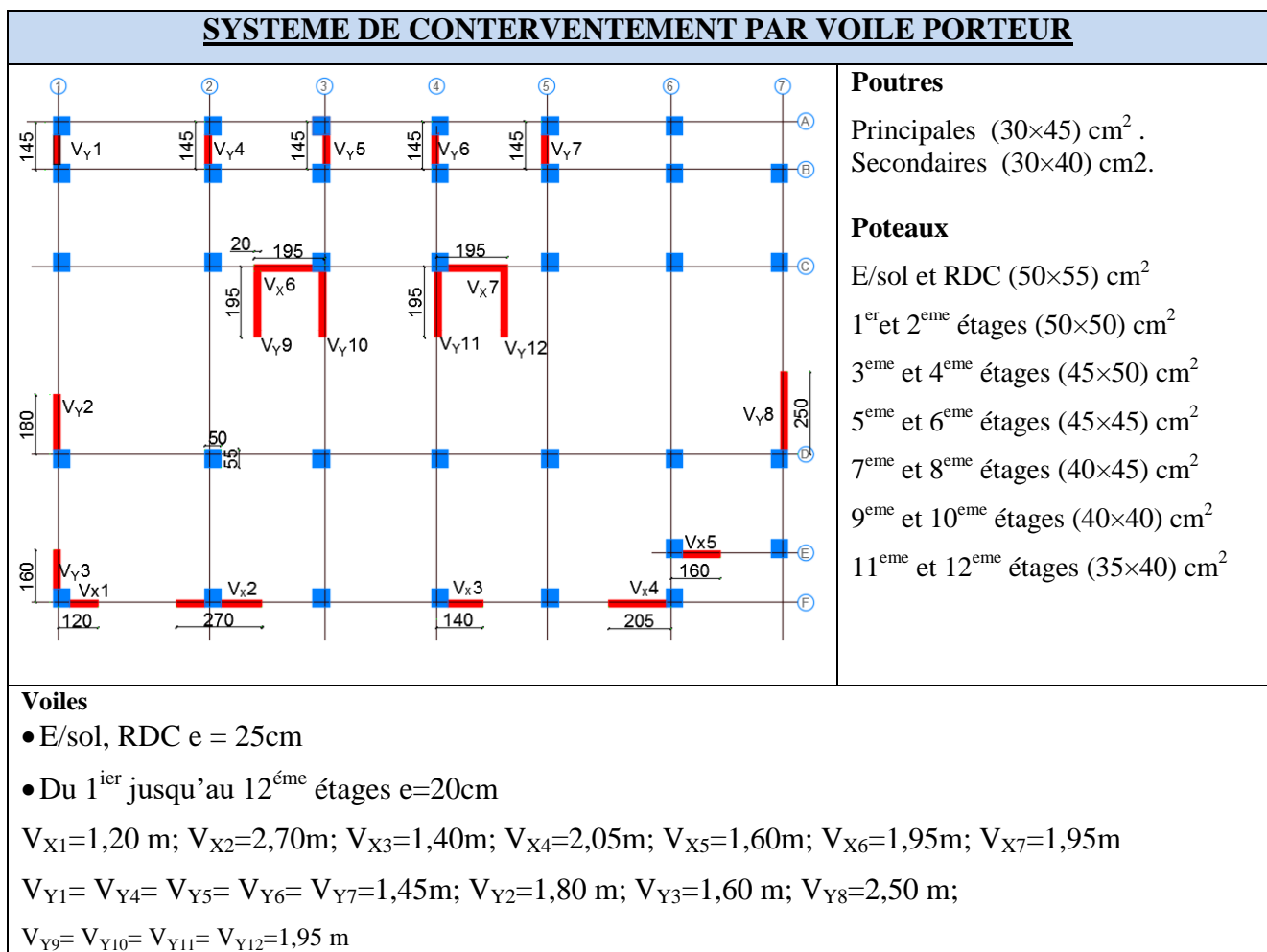


Figure IV 13 : Dimensions des éléments pour le système de contreventement voile porteur

c.1) Résultats du modèle de contreventement par voile porteur :

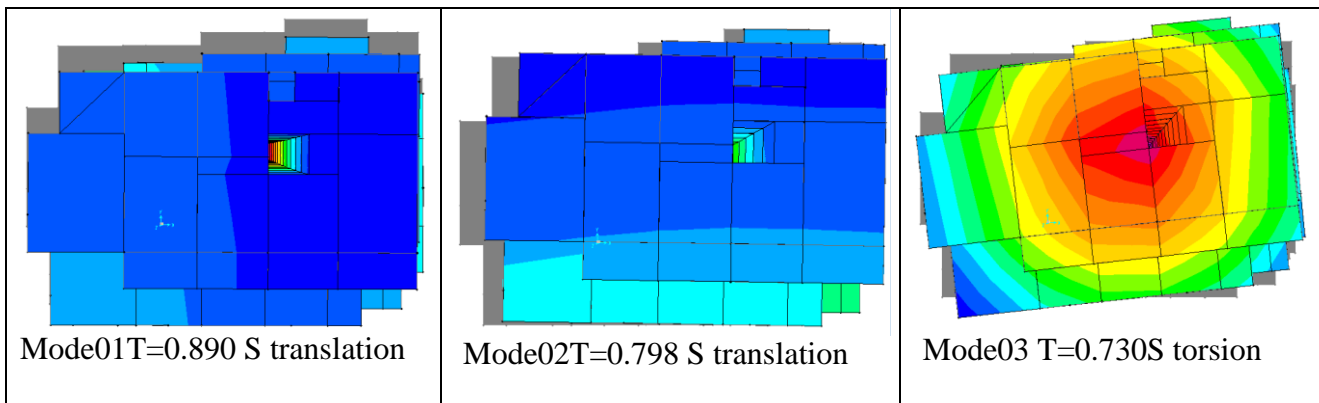


Figure IV 14 : Modes de déformation du modèle de contreventement voile porteur

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0.798s < 1.05s \\ T_y = 0.890s < 1.09s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 46 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

Mode	Période S	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
46	0.058816	0%	0%	0%	91%	90%	72%

- ✓ Vérification de la réaction à la base :

$V_{dy} > 80\% V_{st}$	$\begin{cases} V_{dyx} = 3466.451 \text{ KN} \\ V_{dyy} = 3167.176 \text{ KN} \end{cases}$	$\begin{cases} V_{sxx} = 2672.48 \text{ KN} \\ V_{syy} = 2609.66 \text{ KN} \end{cases}$	vérifiée vérifiée
------------------------	--	--	----------------------

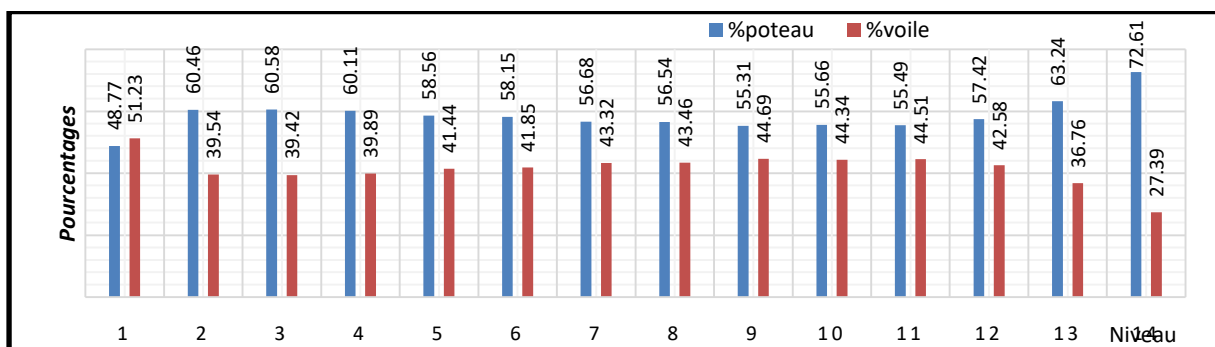


Figure IV 15 : Pourcentage des charges verticales système voile porteur

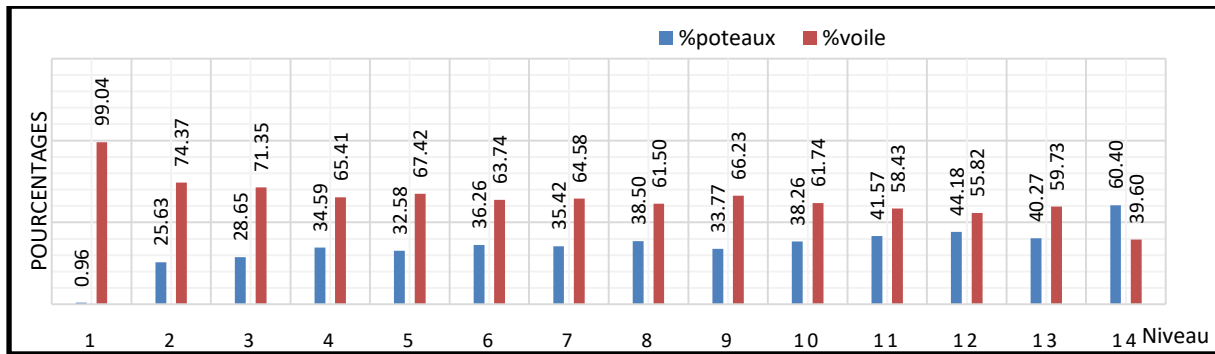


Figure IV 16 : Pourcentage des charges horizontales suivant x-x système voile porteur

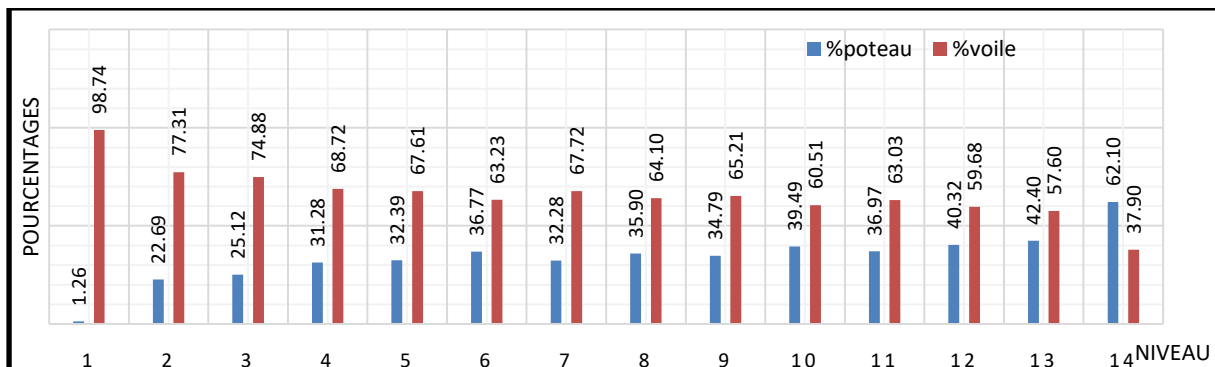


Figure IV 17 : Pourcentage des charges horizontales suivant y-y Système voile porteur

c.2) Interprétation des résultats :

Pour obtenir un modèle de contreventement assuré par des voiles porteurs qui répond aux exigences du règlement, nous avons été amenés à modifier les sections des poteaux et poutres et ajouter des voiles de contreventements. Les changements apportés sont résumés sur la **Figure IV 13**.

Les résultats d'étude dynamique, montrent bien que le modèle satisfait les conditions sur les périodes dynamiques de la structure, qui sont inférieures aux périodes calculées et majorées de **30%** par la MSE, le taux de participation massique atteint les 90% au 46^{ème} mode.

Les modes de déformations de la structure sont satisfaisants. On observe sur les modes 1 et 2 des translations respectivement suivant l'axe y-y et l'axe x-x, une torsion autour de l'axe Z au 3^{ème} mode voir **Figure IV 14**.

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la **MSEV_{st}**.

L'illustration des pourcentages des charges repris par les portiques et les voiles dans les diagrammes des **Figures IV 15**, **Figure IV 16** & **Figure 17** respectivement, pourcentage de charges verticales, pourcentage de charges horizontales suivant l'axe x-x et pourcentage des charges horizontales suivant l'axe y-y.

Suivant ces diagrammes on voit bien que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales, entre 27% et 45% des charges verticales de la structure sur les étages supérieurs du 1^{er} jusqu'au

12^{ème} étages à l'entre sol le pourcentage est plus de 51.23 % vu l'existence de mur de soutènement à ce niveau.

Pour les diagrammes de charge horizontale, on remarque que les pourcentages repris par les voiles sont entre 74% et 60% Sous charges horizontales selon x-x, sauf au dernier niveau où on enregistre un pourcentage de moins 40%.

En revanche, sous charges horizontales selon y-y les voiles reprennent un peu plus que dans le sens x-x entre 77% à 57% sauf au dernier niveau où ils reprennent moins 38%.

Nous constatons que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales. Le pourcentage de charge horizontale repris par les voiles est supérieur à celui repris par les portiques sur tous les niveaux sauf au dernier niveau, dans les deux sens.

Donc le système de contreventement par voile porteur est le système le plus approprié à cette structure. Vu que toutes les conditions, pour cette catégorie de contreventement sont satisfaites

VI.6. Vérification du modèle de contreventement par voile porteur :

En plus des vérifications effectuées précédemment il y a lieu de vérifier ce qui suit :

VI.6.1 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=3.5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. ; $\Delta_k < 1\% \times h_e$; avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV 3 : Vérification des déplacements.

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Entre sol	306	0.02	0.07	0	0.07	0.02	0.02	0.07	0	0.07	0.02
RDC	306	0.13	0.46	0.07	0.39	0.13	0.11	0.39	0.07	0.32	0.10
1 ^{er} étage	306	0.29	1.02	0.46	0.56	0.18	0.26	0.91	0.39	0.53	0.17
2 ^{ème} étage	306	0.47	1.65	1.02	0.63	0.21	0.44	1.54	0.91	0.63	0.21
3 ^{ème} étage	306	0.66	2.31	1.65	0.67	0.22	0.65	2.28	1.54	0.74	0.24
4 ^{ème} étage	306	0.85	2.98	2.31	0.67	0.22	0.86	3.01	2.28	0.74	0.24
5 ^{ème} étage	306	1.05	3.68	2.98	0.70	0.23	1.08	3.78	3.01	0.77	0.25
6 ^{ème} étage	306	1.23	4.31	3.68	0.63	0.21	1.31	4.59	3.78	0.81	0.26
7 ^{ème} étage	306	1.41	4.94	4.31	0.63	0.21	1.53	5.36	4.59	0.77	0.25
8 ^{ème} étage	306	1.58	5.53	4.94	0.60	0.19	1.74	6.09	5.36	0.74	0.24
9 ^{ème} étage	306	1.73	6.06	5.53	0.53	0.17	1.94	6.79	6.09	0.70	0.23
10 ^{ème} étage	306	1.87	6.55	6.06	0.49	0.16	2.12	7.42	6.79	0.63	0.21
11 ^{ème} étage	306	2.02	7.07	6.55	0.52	0.17	2.29	8.02	7.42	0.60	0.19
12 ^{ème} étage	306	2.16	7.56	7.07	0.49	0.16	2.43	8.51	8.02	0.49	0.16

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k \max} = 0,0070m < 1\% \times h_e = 0,0306 m \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens (y - y) : $\Delta_{k \max} = 0,0081m < 1\% \times h_e = 0,0306 m \dots\dots\dots$ Vérifiée

VI.6.2. Justification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV 4 : Vérification de l'effet P-Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Entre sol	306	-28260.28	<u>0.07</u>	-3419.07	<u>0.0037</u>	<u>0.0039</u>	-3231.6	<u>0.0039</u>
RDC	306	-19584.53	<u>0.39</u>	-3103.13	<u>0.0200</u>	<u>0.0179</u>	-2829.46	<u>0.0179</u>
1 ^{er} étage	306	-17853.14	<u>0.56</u>	-2755.74	<u>0.0300</u>	<u>0.0303</u>	-2551.73	<u>0.0303</u>
2 ^{ème} étage	306	-16377.31	<u>0.63</u>	-2588.46	<u>0.0325</u>	<u>0.0363</u>	-2322.72	<u>0.0363</u>
3 ^{ème} étage	306	-15259.62	<u>0.67</u>	-2438.21	<u>0.0327</u>	<u>0.0402</u>	-2192.1	<u>0.0402</u>
4 ^{ème} étage	306	-13660.60	<u>0.67</u>	-2287.58	<u>0.0309</u>	<u>0.0381</u>	-2052.46	<u>0.0381</u>
5 ^{ème} étage	306	-12337.77	<u>0.70</u>	-2113.04	<u>0.0307</u>	<u>0.0370</u>	-1929.43	<u>0.0370</u>
6 ^{ème} étage	306	-10600.94	<u>0.63</u>	-1925.05	<u>0.0260</u>	<u>0.0361</u>	-1774.24	<u>0.0361</u>
7 ^{ème} étage	306	-9082.60	<u>0.63</u>	-1704.9	<u>0.0245</u>	<u>0.0316</u>	-1613.61	<u>0.0316</u>
8 ^{ème} étage	306	-7221.03	<u>0.60</u>	-1459.34	<u>0.0217</u>	<u>0.0278</u>	-1404.51	<u>0.0278</u>
9 ^{ème} étage	306	-5459.54	<u>0.53</u>	-1171.8	<u>0.0179</u>	<u>0.0240</u>	-1167.2	<u>0.0240</u>
10 ^{ème} étage	306	-3571.10	<u>0.49</u>	-861.727	<u>0.0156</u>	<u>0.0202</u>	-855.622	<u>0.0202</u>
11 ^{ème} étage	306	-1884.97	<u>0.52</u>	-726.635	<u>0.0121</u>	<u>0.0139</u>	-716.276	<u>0.0139</u>
12 ^{ème} étage	306	-579.26	<u>0.49</u>	-391.174	<u>0.0087</u>	<u>0.0084</u>	-405.736	<u>0.0084</u>

Interprétation des résultats :

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0,1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure et peut-être négligé

VI.6.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0,3$... RPA99/version 2003 (Art : 7.4.3.1).

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à ELA.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV 5 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm^2)	N_d (KN)	v	Observation
Sous-sol	50×55	2028.63	0.29	Vérifiée
Entre sol	50×55	1855.87	0.27	Vérifiée
RDC	50×55	1691.91	0.25	Vérifiée
1 ^{er} étage	50×50	1531.15	0.24	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50×50	1372.95	0.22	Vérifiée
3 ^{ème} étage	45×50	1227.53	0.22	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45×50	1091.01	0.19	Vérifiée
5 ^{ème} étage	45×45	958.01	0.19	Vérifiée
6 ^{ème} étage	45×45	829.56	0.16	Vérifiée
7 ^{ème} étage	40×45	706.99	0.16	Vérifiée
8 ^{ème} étage	40×45	625.70	0.14	Vérifiée
9 ^{ème} étage	40×40	594.35	0.15	Vérifiée
10 ^{ème} étage	40×40	537.02	0.13	Vérifiée
11 ^{ème} étage	35×40	289.02	0.08	Vérifiée
12 ^{ème} étage	35×40	204.62	0.06	Vérifiée

Interprétation des résultats:

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.7. Conclusion :

La modélisation avec logiciel de calcul SAP2000 V14.2.2, nous a permis de faire plusieurs approches des systèmes de contreventements dans le but de chercher le système de contreventement le plus approprié à notre structure et de classer cette structure dans la catégorie de contreventement adéquate, pour donner les paramètres sismiques les plus appropriés pour calculer les effets sismiques et le dimensionnement des éléments de cette structure.

Chapitre V

Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations

Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000:

- $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- $G + Q$(2)
- $G + Q + E$(3) RPA99/2003 (Article 5.2)
- $G + Q - E$(4)
- $0.8 G + E$(5)
- $0.8 G - E$(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0,8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

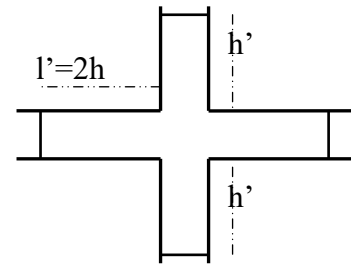


Figure V.1: Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+Entresol+RDC	50×55	22,00	110	165
1 et 2 ^{ème} étages	50×50	20,00	100	150
3 et 4 ^{ème} étages	45×50	18,00	90	135
5 et 6 ^{ème} étages	45×45	16,20	81	121,5
7 et 8 ^{ème} étages	40×45	14,40	72	108
9 et 10 ^{ème} étages	40×40	12,80	64	96
11 et 12 ^{ème} étages	35×40	11,20	56	84

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- V_u : L'effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
 - Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- 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.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V. 2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	Com	N max → M corr		Com	N min → M corr		Com	M max → N corr		Com	V_u (KN)
		N (KN)	M(KN.m)		N (KN)	M(KN.m)		M(KN.m)	N (KN)		
50×55	1	2498,20	4,1	5	-47,61	31,82	3	95,49	1260,80	3	53,76
50×50	1	1852,30	10,91	5	-17,02	50,64	3	106,50	1037,27	3	68,10
45×50	1	1483,48	11,18	5	82,03	75,38	3	120,52	811,16	3	77,57
45×45	1	1154,90	12,77	5	107,03	32,81	3	113,03	662,24	3	73,11
40×45	1	872,81	19,97	5	57,36	29,55	3	115,90	544,32	3	74,13
40×40	1	739,56	72,91	5	23,15	50,14	3	99,48	506,32	3	62,48
35×40	1	389,52	44,66	5	17,76	55,93	3	106,32	53,21	3	59,39

V.1.3. Ferrailage :

A. Armatures longitudinales :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous-sol dont les sollicitations sont les suivantes :

Nmax = 2498,20 KN → **Mcorr** = 4,1 KN ; **Nmin** = - 47,61 KN → **Mcorr** = 31,82 KN.m

Mmax = 95,49 KN. m → **Ncorr** = 1260,80 KN

Et $b=50$ cm ; $h=55$ cm ; $d=52,5$; $d'=2,5$ cm

a) Calcul sous $N_{max} \rightarrow M_{corr} \Rightarrow ELU$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,1}{2498,20} = 0,0016; \quad \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

\Rightarrow Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{UA} \geq (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{avec } M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 4,1 + 2498,20(0,525 - 0,55/2) = 628,65 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2498,2 \times 10^{-3} (0,525 - 0,025) - 628,65 \times 10^{-3} = 0,62 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1) \\ (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,025) \times 0,5 \times 0,66 \times 14,2 = 0,66 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) < (2) \Rightarrow la section est partiellement comprimée.

Alors :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{628,65 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,525^2 \times 14,2} = 0,32 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,32 > 0,186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \alpha = 0,5 \rightarrow Z = 0,42 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{628,65 \times 10^{-3}}{0,42 \times 348} \times 10^4 = 43,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 43,01 - \frac{2498,2 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -28,78 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous $N_{min} \rightarrow M_{corr} \Rightarrow 0,8 G + E$

$$N_{min} = -47,61 \text{ KN} \rightarrow M_{corres} = 31,82 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{31,82}{47,61} = 0,67 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m} \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section}$$

N de traction et c à l'extérieur de la section \Rightarrow La section est partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 19,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0078 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,0078 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 9,78 \times 10^{-3}; Z = 0,52$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = 9,576 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2,14 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous Mmax → Ncorr ⇒ G + Q + E

$$M_{\max} = 95,49 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 1260,80 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{95,49}{1260,80} = 0,075 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 410,69 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0,22 \text{ MN.m} ; (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,84 \text{ MN.m}$$

0,22 MN.m < 0,84 MN.m, donc la section est partiellement comprimée.

$$\text{Le poteau sera alors ferrailé avec : } \max(A', A, A_{\min}^{\text{RPA}}) = \max(0; 2,14; 22) = 22 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A' cal (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Sous-sol + Entresol+RDC	50×55	0	2,14	22,00	4HA20+8HA16=28,65
1, 2 ^{ème} étages	50×50	0	2,92	20,00	12HA16=24,13
3, 4 ^{ème} étages	45×50	0	3,02	18,00	4HA16+8HA14=20,36
5, 6 ^{ème} étages	45×45	0	0,57	16,20	12HA14=18,47
7, 8 ^{ème} étages	40×45	0	1,02	14,40	8HA14+4HA12=16,84
9, 10 ^{ème} étages	40×40	0	3,14	12,80	4HA14+8HA12=15,21
11, 12 ^{ème} étages	35×40	0	6,96	11,20	12HA12=13,57

B. Armatures transversales

❖ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau du sous-sol (50×55) ; A_{adoptée} = 4HA20+8HA16=28,65cm²

$$l_f = 2,45 \text{ m} \rightarrow \lambda g = \frac{2,45}{0,55} = 4,45 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égal à :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l\min}; 15 \text{ cm}) = \text{min} (16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l\min} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e} t^{\max} = \frac{3,75 \times 53,76 \times 10^{-3}}{0,55 \times 400} \times 0,15 = 1,37 \text{ cm}^2$$

• **La quantité d'armature minimale**

$$\begin{cases} 3 \leq \lambda g = 4,45 \leq 5 \\ 0,8\% (t \times b) \leq A_t^{\min} \leq 0,3\% (t \times b) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (5-3) \rightarrow 0,3\% - 0,8\% \\ (5-4,45) \rightarrow 0,3\% - x \end{cases} \Rightarrow A_t^{\min} = 0,44\% (t \times b)$$

$A_t^{\min} = 0,44\% (t \times b) = 0,44\% (0,15 \times 0,5) = 3,27 \text{ cm}^2$; on adopte 6HA10 = 4,71 cm² 3cadre de HA10.

• **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l\max} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de 10φ_t minimum, Soit : 10.φ_t = 10×1 = 10 cm ; Donc on prend la longueur des crochets égale à 10cm

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	Sous-sol	Entresol +RDC	1, 2 ^{ème} étages	3, 4 ^{ème} étages	5, 6 ^{ème} étages	7, 8 ^{ème} étages	9, 10 ^{ème} étages	11, 12 ^{ème} étages
Section (cm ²)	50×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40
φ _{l max} (cm)	2	2	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2
φ _{l min} (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
L ₀ (cm)	350	306	306	306	306	306	306	306
L _r (cm)	245	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λg	4,45	3,89	4,28	4,28	4,76	4,76	5,36	5,36
ρ _a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
Vu(kn)	53,76	53,76	68,10	77,57	73,11	74,13	62,48	59,39
L _r (cm)	80	80	65	65	60	60	60	50
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A ^t _{cal} (cm ²)	1,37	1,37	1,92	2,18	2,28	2,32	1,46	1,39
A ^t _{min} (cm ²)	3,27	4,32	3,59	3,23	2,43	2,16	1,27	1,11
A ^t _{adopte} (cm ²)	6HA10=4,71				6HA8=3,02			

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit : $\phi_t = \frac{\phi_t^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

V.1.4. Vérifications :

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{ avec : } B_r = (b-2) \times (h-2) : \text{section réduite du poteau}$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)	Obs
Sous-sol	50×55	3,5	2,45	15,43	0,818	28,65	0,2544	4668,84	2498,20	vérifiée
Entresol +RDC	50×55	3,06	2,14	13,49	0,825	28,65	0,2544	4708,79	2498,20	vérifiée
1, 2 ^{ème} étages	50×50	3,06	2,14	14,84	0,820	24,13	0,2304	4186,90	1852,30	vérifiée
3, 4 ^{ème} étages	45×50	3,06	2,14	14,84	0,820	20,36	0,2064	3714,92	1483,48	vérifiée
5, 6 ^{ème} étages	45×45	3,06	2,14	16,48	0,814	18,47	0,1849	3310,14	1154,90	vérifiée
7, 8 ^{ème} étages	40×45	3,06	2,14	16,48	0,814	16,84	0,1634	2939,89	872,81	vérifiée
9, 10 ^{ème} étages	40×40	3,06	2,14	18,55	0,805	15,21	0,1444	2578,51	739,56	vérifiée
11, 12 ^{ème} étages	35×40	3,06	2,14	18,55	0,805	13,57	0,1254	2249,35	389,52	vérifiée

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus

$$\text{sollicité à chaque niveau} \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure} \end{cases}$$

S = b × h + 15 × (A + A') : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad v' = h - v$$

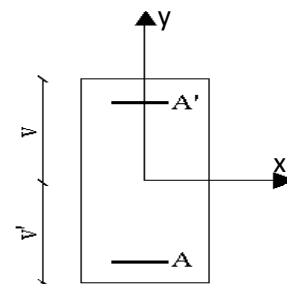


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	M _{serG} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous-sol	50×55	52.5	28,65	30,88	24,12	0,00925	1820,29	2,99	64,52	7,88	4,04	15
Entresol +RDC	50×55	52.5	28,65	30,88	24,12	0,00925	1820,29	2,99	64,52	7,88	4,04	15
1, 2 ^{ème} étages	50×50	47.5	24,13	27,85	22,5	0,00689	1349,98	7,93	46,40	6,58	3,2	15
3, 4 ^{ème} étages	45×50	47.5	20,36	27,69	22,31	0,00605	1081,43	8,58	37,67	5,96	2,84	15
5, 6 ^{ème} étages	45×45	42.5	18,47	24,91	20,09	0,00439	842,24	9,26	52,97	6,99	0,97	15
7, 8 ^{ème} étages	40×45	42.5	16,84	24,96	20,04	0,00392	636,83	14,57	30,24	2,84	2,36	15
9, 10 ^{ème} étages	40×40	37.5	15,21	22,18	17,82	0,00274	540,85	53,07	64,86	8,2	-1,26	15
11, 12 ^{ème} étages	35×40	37.5	13,57	22,22	17,78	0,00241	284,90	32,42	38,74	5,35	-1,08	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

C. Vérification aux sollicitations tangentés :

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	50×55	2,45	4,45	0,04	52.5	53,76	0,204	1	vérifiée
Entresol +RDC	50×55	2,14	3,89	0,04	52.5	53,76	0,204	1	vérifiée
1, 2 ^{ème} étages	50×50	2,14	4,28	0,04	47.5	68,10	0,287	1	vérifiée
3, 4 ^{ème} étages	45×50	2,14	4,28	0,04	47.5	77,57	0,363	1	vérifiée
5, 6 ^{ème} étages	45×45	2,14	4,76	0,04	42.5	73,11	0,382	1	vérifiée
7, 8 ^{ème} étages	40×45	2,14	4,76	0,04	42.5	74,13	0,436	1	vérifiée
9, 10 ^{ème} étages	40×40	2,14	5,36	0,075	37.5	62,48	0,416	1,875	vérifiée
11, 12 ^{ème} étages	35×40	2,14	5,36	0,075	37.5	59,39	0,452	1,875	vérifiée

V.1.5. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets :** $L=10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$
- **Longueur de recouvrement :** $L_r \geq 40 \times \phi$:
 - Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.
 - Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$
 - Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.
 - Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

- **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.8 : Dimensions de la zone nodale

Niveaux		Sous sol	ES-RDC	1, 2 ^{ème} étages	3, 4 ^{ème} étages	5, 6 ^{ème} étages	7, 8 ^{ème} étages	9, 10 ^{ème} étages	11, 12 ^{ème} étages
Sections		50×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40
$L' \text{ (cm)}$	P.P	90	90	90	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80	80	80	80
$h' \text{ (cm)}$		60	60	60	60	60	60	60	60

V.1.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

Les schémas de ferrailage des poteaux sont donnés dans l'annexe N°08.

V.2. Etude des poutres :

L'étude des poutres sera menée en se référant aux efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 /version2003 qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 \times G + 1.5 \times Q \dots (1) \\ G + Q \dots (2) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \dots (3) \\ G + Q - E \dots (4) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times G + E \dots (5) \\ 0.8 \times G - E \dots (6) \end{array} \right.$$

Les poutres sont calculées à la flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissants et un effort tranchant, dans notre cas on a deux types de poutres à étudier à savoir ;

- Poutres secondaires (30 × 40)
- Poutres principales (30 × 45).

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

a. Armatures longitudinales [Art.7.5.2.1] :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\text{Soit:} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres (30} \times \text{40)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres (30} \times \text{45)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Soit:

$$\text{Poutres (30} \times \text{45)} \left\{ \begin{array}{l} A_{\max}^{Z.courante} = 4\% (b \times h) = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{Z.recouvrement} = 6\% (b \times h) = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Poutres (30} \times \text{40)} \left\{ \begin{array}{l} A_{\max}^{Z.courante} = 4\% (b \times h) = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{Z.recouvrement} = 6\% (b \times h) = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux peuvent être constitués de deux U superposés, la direction de recouvrement de ces U doit être alternée

b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b$

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \rightarrow$ en Zone nodale .
- $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow$ en dehors de la zone nodale

Avec ϕ_t : le plus petit diamètre utilisé; h : hauteur de la poutre.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.2.Ferraillage des poutres :

V.2.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Poutres sans voiles							
Planchers		$M_{travée}$ (KN.m)	combi	M_{appuis} (KN.m)	combi	$V(KN)$	combi
Etages COURANT	P-P (30×45)	117,43	(3)	-134,48	(3)	152,53	(1)
	P-S (30×40)	84,76	(3)	-71,42	(3)	110,79	(3)
Terrasse	P-P (30×45)	54,19	(1)	-75,36	(3)	120,12	(1)
	P-S (30×40)	32,81	(3)	-46,89	(3)	47,08	(3)
Poutres avec voiles							
Etages COURANT	P-P (30×45)	138,28	(3)	-170,17	(3)	235,14	(1)
	P-S (30×40)	119,84	(3)	-159,54	(3)	220,59	(3)
Terrasse	P-P (30×45)	47,41	(3)	-130,26	(3)	101,15	(1)
	P-S (30×40)	25,48	(3)	-75,38	(3)	83,80	(3)

V.2.2.2. Les armatures longitudinales :

➤ *Exemple de calcul :*

Soit la poutre principale de dimensions (30 × 45) avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 117,43 \text{ kn.m} \\ M_a = -134,48 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{117,43 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,425^2 \times 18,47} = 0,118 \Rightarrow 0,118 < \mu_t \rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 0,157$ et $Z = 0,398 \text{ m} \rightarrow A = 7,38 \text{ cm}^2$; On opte pour: $A = 3T14f + 3T12chap = 8,01 \text{ cm}^2$

Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{134,48 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,425^2 \times 18,47} = 0,134 < \mu_t \rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 0,181$ et $Z = 0,394 \text{ m} \rightarrow A = 8,53 \text{ cm}^2$; On opte pour: $A = 3T14f + 3T14chap = 9,24 \text{ cm}^2$

Le calcul du ferrailage des différentes poutres s'est fait de la même manière, les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres

Poutres sans voiles						
Plancher	Type de poutres	M (KN. M)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Etages Courants	Principale (30×45)	-134,48	Appui	8,53	6,75	3T14f + 3T14chap = 9,24
		117,43	Travée	7,38		3T14f + 3T12chap = 8,01
	Secondaire (30×40)	-71,43	Appui	5,01	6	3T14f + 3T12chap = 8,01
		84,76	Travée	6,01		3T14f + 3T12chap = 8,01
Terrasse	Principale (30×45)	-75,36	Appui	4,61	6,75	3T14 f = 4,62
		54,19	Travée	3,81		3T14 f = 4,62
	Secondaire (30×40)	-46,89	Appui	3,23	6	3T14 f = 4,62
		32,81	Travée	2,24		3T14 f = 4,62
Poutres avec voiles						
Etages Courants	Principale (30×45)	-170,17	Appui sup	11,08	6,75	3T14f + 3T20chap = 14,04
		138,28	Appui inf	8,81		3T14f + 3T14chap = 9,24
	Secondaire (30×40)	-159,54	Appui sup	12,08	6	3T14f + 3T20chap = 14,04
		119,84	Appui inf	8,75		3T14f + 3T14chap = 9,24
Terrasse	Principale (30×45)	-130,26	Appui sup	8,26	6,75	3T14f + 3T14chap = 9,24
		47,41	Appui inf	2,86		3T14 f = 4,62
	Secondaire (30×40)	-75,38	Appui sup	5,30	6	3T14f + 3T12chap = 8,01
		25,48	Appui inf	1,73		3T14 f = 4,62

❖ **Longueur de recouvrement :**

$L_r \geq 40 \Phi_l$, RPA/2003 Art (7.5.2.1).

Pour $\Phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\Phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

❖ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

✓ **En zone courante :** $A_{\max}^{Z.courante} = 4\% (b \times h)$

• Poutres principales : $A_{\max}^{Z.courante} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 > A$ condition vérifiée

• Poutres secondaires : $A_{\max}^{Z.courante} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 > A$ condition vérifiée

✓ **En zone de recouvrement :** $A_{\max}^{Z.recouvrement} = 6\% (b \times h)$

• Poutres principales : $A_{\max}^{Z.recouvrement} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 > A$ condition vérifiée

• Poutres secondaires : $A_{\max}^{Z.recouvrement} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 > A$ condition vérifiée

V.2.2.3. Les armatures transversales :

❖ **Calcul de ϕ_t BAEL91 (article H.III.3).**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{t \min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12,86 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11,4; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 45) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ mm} \end{cases}$

soit $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 (1 \text{ cadre} + \text{étrier})$

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

En zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales : } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires : } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courante $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales : } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires : } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

V.2.3. Vérifications à l'ELU :

V.2.3.1. Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1,54 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1,36 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la

fissuration peu nuisible : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right)$

Tableau V.11: Vérification des contraintes tangentielles

Poutres sans voiles				
Poutres	V ^{max} (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Principale	152,53	1,19	3,33	Vérifiée
Secondaires	110,79	0,98	4,34	Vérifiée
Poutres avec voiles				
Principale	235,14	1,84	3,33	Vérifiée
Secondaires	220,59	1,96	4,34	Vérifiée

V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

aux appuis de rives: $A_l \geq A_l^{\text{rive}} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

aux appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{\text{inter}} = \left(V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.

Poutres sans voiles						
Poutres	V ^{max} (KN)	M _a (KN.m)	A _L (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	152,53	-134,48	9,24	4,38	- 5,72	Vérifiée
Secondaires	110,79	-71,42	8,01	3,18	- 2,90	Vérifiée
Poutres avec voiles						
Principale	235,14	-170,17	14,04	6,76	- 6,03	Vérifiée
Secondaires	220,59	-159,54	14,04	6,34	- 7,24	Vérifiée

V.2.4. Vérifications à l'ELS :

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

V.2.4.1. Etat limite de compression du béton :

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

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres sans voiles								
Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	84,33	8,01	14,9	124605	10,06	15	Vérifiée
	Appui	-90,17	9,24	15,7	138247	10,24	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	63,91	8,01	13,8	93768	9,39	15	Vérifiée
	Appui	-52,86	8,01	13,8	93768	7,67	15	Vérifiée
Poutres avec voiles								
Principales	Appui inf	29,94	9,24	15,7	138247	3,41	15	Vérifiée
	Appui sup	-78,57	14,04	18,4	184614	7,83	15	Vérifiée
Secondaires	Appui inf	40,15	9,24	14,6	103804	5,63	15	Vérifiée
	Appui sup	-69,74	14,04	16,9	137634	8,60	15	Vérifiée

V.2.4.2. Vérification de l'état limite de déformation :

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

- $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times L$
- $A \leq A_f = \frac{4,2.b.d}{f_e}$
- 3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 45\text{cm} > h_f = 28,97\text{cm} \\ A = 8,01\text{cm}^2 < A_f = 13,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

V.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

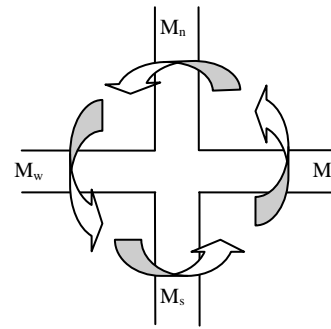


Figure V.3 : La zone nodale

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d’armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s; \quad Z = 0.85 \times h; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux Mn et Ms sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux

Niveau	section (cm ²)	Z (m)	A _s ^{total} (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol, Entresol, RDC	50×55	49,5	28,65	493,28
1, 2 ^{ème} étages	50×50	45	24,13	377,69
3, 4 ^{ème} étages	45×50	45	20,36	318,68
5 ,6 ^{ème} étages	45×45	40,5	18,47	260,19
7 ,8 ^{ème} étages	40×45	40,5	16,84	237,22
9 ,10 ^{ème} étages	40×40	3,6	15,21	190,46
11 ,12 ^{ème} étages	35×40	3,6	13,57	168,67

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres Me et Mw sont calculés en fonction des aciers adoptés à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud) les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres M_e et M_w

Niveau	section (cm^2)	Z (cm)	A_s (cm^2)	M_R (KN.m)
Sous-sol jusqu'au 10 ^{ème} étage	30×45	40,5	8,01	112,89

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.16. Vérification des zones nodales

Niveau	M_S	M_N	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Sous-sol	493,28	493,28	928,56	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Entresol	493,28	493,28	928,56	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
RDC	493,28	377,69	870,97	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage1	377,69	377,69	755,38	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage2	377,69	318,68	696,37	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage3	318,68	318,68	637,36	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage4	318,68	260,19	578,87	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage5	260,19	260,19	520,338	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage6	260,19	237,22	497,41	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage7	237,22	237,22	474,44	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage8	237,22	190,46	427,68	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage9	190,46	190,46	380,92	112,84	112,84	282,09	Vérifiée
Etage10	190,46	168,67	359,13	112,84	112,84	282,09	Vérifiée

V.2.6. Schémas de ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des poutres sont donnés dans l'annexe N°09.

V.3. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandation du RPA :

Les voiles comportent des :

A. Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :
 $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B. Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10ϕ .

C. Règles communes :

- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante (non tendue) 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1,5e, 30cm)$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers

de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ 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.3.2. ferrailage des voiles :

Le voile est soumis à des forces verticales (G et Q), et à des forces horizontales dues au séisme. Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement

❖ **Armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- A_{vmin}^{RPA} / voile : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- A_v^{adop} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.
- Nbre /face : nombre de barres adoptées par face.
- S_t : Espacement.
- A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- A_H^{adop} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- A_H^{cal} = section d'armature horizontale calculée
- A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

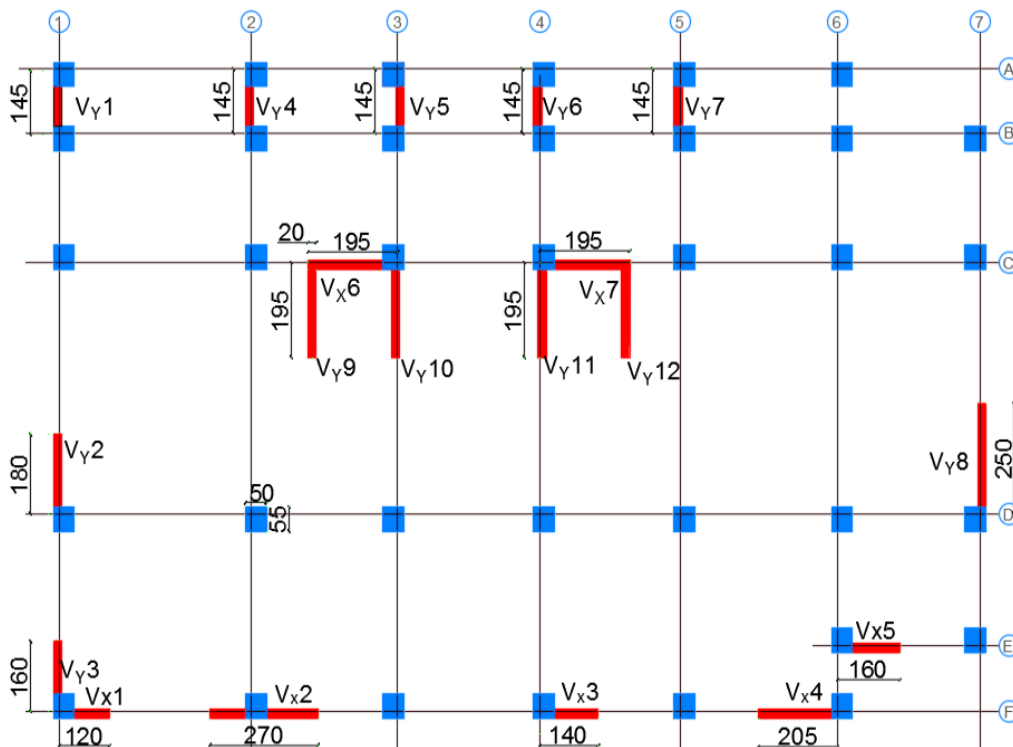


Figure V.4: disposition des voiles

❖ Voile V_{X1} :Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile V_{X1}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9,10, et 11 ^{eme} étages
Section cm^2	25×120	20×120	20×120	20×120
M (KN.m)	107,71	35,08	26,06	59,66
N (KN)	991,01	832,47	568,53	-16,84
V (KN)	187,92	108,67	88,07	67,46
τ (MPa)	0,97	0,70	0,57	0,44
$\bar{\tau} = 0,2f_{C28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	15,75	11,50	7,92	1,6
A_v^{min} / face (cm^2)	4,5	3,6	3,6	3,6
A_v^{adop} / face (cm^2)	18,09	13,86	10,17	7,11
N^{bre} de barres / face	9HA16	9 HA14	9 HA12	9 HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	1,52	0,88	0,714	0,55
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{X2} :Tableau V.18 Résultats du ferrailage du voile V_{X2}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{em} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9,10, et 11 ^{eme} étages
Section cm^2	25×270	20×270	20×270	20×270
M (KN.m)	145,78	322,23	94,85	20,87
N (KN)	2661,27	2278,43	1583,36	718,42
V (KN)	562,64	292,40	222,17	184,84
τ (MPa)	1,29	0,84	0,64	0,53
$\bar{\tau} = 0,2f_{C28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	40,57	38,79	24,27	10,66
A_v^{min} / face (cm^2)	10,12	8,1	8,1	8,1
A_v^{adop} / face (cm^2)	44,97	38,86	29,26	15,01
N^{bre} de barres / face	6HA20+13HA16	6HA20+13HA14	19HA14	19HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	2,06	1,05	0,80	0,67
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{X3} :Tableau V.19. Résultats du ferrailage du voile V_{X3}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{em} étages	9,10, et 11 ^{eme} étages
Section cm^2	25×140	20×140	20×140	20×140
M (KN.m)	33,80	45,36	6,74	32,67
N (KN)	1797,96	1564,51	1029,44	426,94
V (KN)	285,69	140,57	135,04	124,60
τ (MPa)	1,27	0,78	0,75	0,69
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	26,88	23,88	15,01	7,14
A_v^{min} / face (cm^2)	5,25	4,2	4,2	4,2
A_v^{adop} / face (cm^2)	28,89	26,54	16,94	8,69
N^{bre} de barres / face	6HA20+5 HA16	6HA20+5 HA14	11 HA14	11 HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	1,98	0,98	0,94	0,86
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{X4} :Tableau V.20 Résultats du ferrailage du voile V_{X4}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{em} étages	9, et 10 ^{eme} étages
Section cm^2	25×205	20×205	20×205	20×205
M (KN.m)	135,68	22,51	52,17	116,51
N (KN)	1762,77	1532,69	1014,50	416,14
V (KN)	426,84	227	177,57	134,55
τ (MPa)	1,29	0,86	0,67	0,51
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	28,19	19,57	13,63	7,33
A_v^{min} / face (cm^2)	7,68	6,15	6,15	6,15
A_v^{adop} / face (cm^2)	29,01	22,23	16,95	11,85
N^{bre} de barres / face	6HA20+9HA12	6HA16+9HA12	15 HA12	15 HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	2,02	1,08	0,84	0,64
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{x5} :

Tableau V.21 Résultats du ferrailage du voile V_{x5}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9 ^{eme} étage
Section cm^2	25×160	20×160	20×160	20×160
M (KN.m)	432,14	297,90	35,20	99,01
N (KN)	1665,62	1211,81	782,34	203,07
V (KN)	339,30	143,34	108,28	105,06
τ (MPa)	1,64	0,69	0,53	0,51
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	30,84	22,13	10,60	1,12
A_v^{min} / face (cm^2)	6	4,8	4,8	4,8
A_v^{adop} / face (cm^2)	30,90	24,12	13,56	9,48
N^{bre} de barres / face	6HA20+6HA16	12HA16	12HA12	12HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	2,06	0,87	0,66	0,64
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{y2} :

Tableau V.22 Résultats du ferrailage du voile V_{y2}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6, et 8 ^{eme} étages	9 ^{eme} étage
Section cm^2	25×180	20×180	20×180	20×180
M (KN.m)	101,38	40,62	78,64	113,77
N (KN)	2252,89	1774,60	1274,84	644,78
V (KN)	398,29	166,20	182,96	163,45
τ (MPa)	1,37	0,72	0,79	0,71
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	30,07	23,02	17,57	10,43
A_v^{min} / face (cm^2)	6,75	5,4	5,4	5,4
A_v^{adop} / face (cm^2)	30,15	23,10	19,41	11,85
N^{bre} de barres / face	15HA16	15HA14	6HA14+9HA12	15HA10
St (cm)	14	14	14	14
A_h^{cal} (cm^2)	2,15	0,90	0,99	0,88
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{y3} :

Tableau V.23 Résultats du ferrailage du voile V_{y3}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9,10,11 et 12 ^{eme} étages
Section cm^2	25×160	20×160	20×160	20×160
M (KN.m)	79,15	82,55	99,75	19,06
N (KN)	1288,97	1096,63	788,68	373,23
V (KN)	274,02	146,02	176,10	134,63
τ (MPa)	1,06	0,71	0,86	0,65
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	17,96	15,64	12,19	5,12
A_v^{min} / face (cm^2)	6	4,8	4,8	4,8
A_v^{adop} / face (cm^2)	18,48	18,48	13,56	9,48
N^{bre} de barres / face	12HA14	12HA14	12HA12	12HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	1,66	0,89	1,07	0,82
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{y6} :

Tableau V.24 Résultats du ferrailage des voiles V_{y6} , V_{y1} , V_{y4} , V_{y7}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9,10, et 11 ^{eme} étages
Section cm^2	25×145	20×145	20×145	20×145
M (KN.m)	360,66	329,68	176,47	15,29
N (KN)	2029,88	1592,94	934,77	347,59
V (KN)	299,54	167,37	112,42	64,18
τ (MPa)	1,28	0,89	0,60	0,34
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	34,70	28,44	16,24	4,74
A_v^{min} / face (cm^2)	5,44	4,35	4,35	4,35
A_v^{adop} / face (cm^2)	34,92	31,16	18,28	11,06
N^{bre} de barres / face	6HA20+8HA16	6HA20+8HA14	6HA14+8HA12	14HA10
St (cm)	12	12	12	12
A_h^{cal} (cm^2)	2,01	1,12	0,75	0,43
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{y8} :

Tableau V.25 Résultats du ferrailage du voile V_{y8}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9 ^{eme} étages
Section cm^2	25×250	20×250	20×250	20×250
M (KN.m)	2067,79	114,692	100,68	303,48
N (KN)	199,39	1721,04	1057,57	67,29
V (KN)	642,32	308,98	219,09	230,70
τ (MPa)	1,60	0,96	0,68	0,72
$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	20,96	22,23	14,7	2,65
A_v^{min} / face (cm^2)	6,75	5,4	5,4	5,4
A_v^{adop} / face (cm^2)	22,80	22,80	14,22	14,22
N^{bre} de barres / face	6HA14+12HA12	6HA14+12HA12	18HA10	18HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	2,49	1,20	0,85	0,90
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{x7} :

Tableau V.26 Résultats du ferrailage du voile V_{x7}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9,10, et 11 ^{eme} étages
Section cm^2	25×195	20×195	20×195	20×195
M (KN.m)	21,79	94,92	66,84	139,85
N (KN)	1935,46	1706,84	1158,22	565,89
V (KN)	383,64	531,05	355,26	208,63
τ (MPa)	1,22	2,12	1,42	0,83
$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm^2)	24,61	23,16	15,76	9,76
A_v^{min} / face (cm^2)	7,31	5,85	5,85	5,85
A_v^{adop} / face (cm^2)	29,60	23,86	20,34	14,22
N^{bre} de barres / face	4HA16+14HA14	4HA16+14HA14	18 HA12	18 HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	1,91	2,64	1,77	1,04
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{y11} :Tableau V.27 Résultats du ferrailage du voile V_{y11}

Niveau	S.S, E.S, RDC	1,2,3 et 4 ^{eme} étages	5,6,7 et 8 ^{eme} étages	9,10, et 11 ^{eme} étages
Section cm^2	25×195	20×195	20×195	20×195
M (KN.m)	465,65	540,59	111,83	88,73
N (KN)	2174,18	1940,09	1172,59	591,99
V (KN)	325,92	265,49	195,74	168,20
τ (MPa)	1,04	1,06	0,78	0,67
$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$	5	5	5	5
A_v^{cat} / face (cm^2)	36,13	34,64	16,81	9,11
A_v^{min} / face (cm^2)	7,31	5,85	5,85	5,85
A_v^{adop} / face (cm^2)	36,18	36,18	20,34	14,22
N^{bre} de barres / face	18HA16	18HA16	18HA12	18HA10
St (cm)	12	12	12	12
A_h^{cat} (cm^2)	1,63	1,32	0,98	0,84
A_h^{min} (cm^2)	0,75	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm^2)	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} de barres / face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20

V.3.3. Schémas de ferrailage :

Un exemple de ferrailage des voiles est donné dans l'annexe N°10.

Chapitre VI

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol ; Cette transmission peut être directe cas des semelles posées directement sur le sol « fondations superficielles » ou indirecte cas des semelles sur puits et pieux « fondations semi-profondes et profondes ».

L'infrastructure constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.1. Etude des fondations :

VI.1.1. Les différents types de fondations :

Le **D.T.U 13-12** définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondations superficielles (isolées ; filantes ou radiers généraux)
- $6 < D/B < 10$: fondations semi profondes (puits)
- $D/B \geq 10$: fondations profondes (pieux, micros pieux,...)

VI.1.2. Choix de type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La portance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) au moins à 1,8 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2,1$ bars.

VI.1.3. Combinaisons d'actions à considérer:

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{Situation durable : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q. \\ \text{ELS : } G+Q. \end{cases} ; \quad \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G+Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{cases}$$

VI.1.4. Les Vérifications de types de fondations :

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général ainsi on opte pour le choix qui convient.

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($b \times h$), d'où la forme rectangulaires des semelles $S = (b \times h)$.

VI.1.4.1. Vérification des semelles isolées :

On prend la semelle le plus sollicitée et on vérifie la loi suivante $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$ avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma_{sol}} = 0,21 \text{ MPa}$

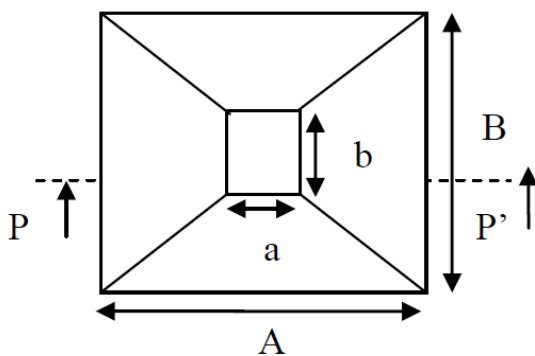


Figure VI.2 : Vue en plan de la semelle.

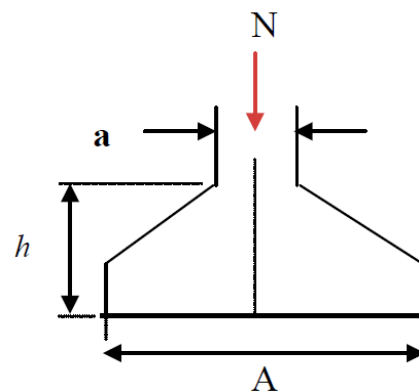


Figure VI.1 : Coupe P-P'.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($S = a \times b$) et $N = 2324,90 \text{ KN}$

❖ Dimensionnement :

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \dots\dots\dots(1)$$

▪ Semelle à poteau homothétique :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1)

$$\frac{a}{b} B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{550 \times 2324,90 \times 10^3}{500 \times 0,21}} \Rightarrow B \geq 3,49 \text{ m}$$

La distance minimale entre axes des poteaux dans le sens x-x est de 3,35m

La distance minimale entre axes des poteaux dans le sens y-y est de 1,45m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.1.4.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous voiles.

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

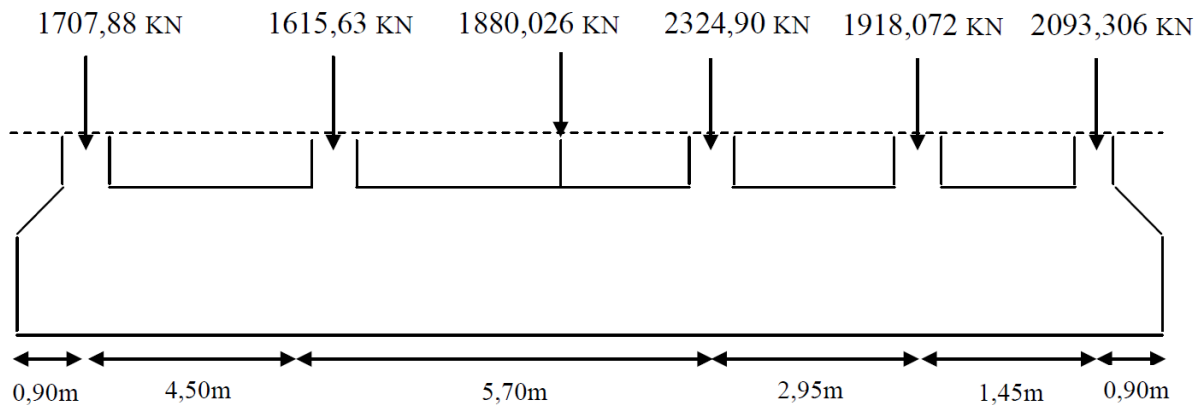


Figure VI.3: Semelle filante

Avec :

N_{p_i} : l'effort normal provenant du poteau « p_i ».

N_{v_i} : l'effort normal provenant du voile « v_i ».

N_s : poids estimé de la semelle et remblais

$N_{p_1} = 1707,88 \text{ KN}$; $N_{p_2} = 1615,63 \text{ KN}$; $N_{p_3} = 2324,90 \text{ KN}$; $N_{p_4} = 1918,072 \text{ KN}$;

$N_{p_5} = 2093,306 \text{ KN}$; $N_{v_1} = 1880,026 \text{ KN}$.

$$\sum N_i = 11539,83 \text{ KN.}$$

$$N_s = 16,40 \times 1,80 \times 2,50 \times 20 \Rightarrow N_s = 1476 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 13015,83 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{13015,83}{210 \times 16,40} = 3,77 \text{ m}$$

Vue la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

VI.1.4.3. Vérification d'un Radier général :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide). Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- les charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).
- Cas où les semelles filantes ne sont pas valables

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures

VI.1.4.3.1. Dimensionnement du radier:

▪ La Condition de coffrage

$L_{max} = 5,40$ m: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$\blacktriangleright \text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{540}{10} \Rightarrow h_t \geq 54cm; \text{ Soit } h_t = 60cm$$

$$\blacktriangleright \text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{540}{20} \Rightarrow h_r \geq 27cm; \text{ Soit } h_r = 45cm$$

▪ Vérification de condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,81m$$

Donc : $h_t \geq 0,81m$ on prend $h_t = 100cm$

▪ La surface du radier

$$\frac{N}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{66330,12}{0,21} = 315,85 \text{ m}^2$$

$S_{radier} = 315,85m^2 \leq S_{bâtiment} = 333m^2 \Rightarrow$ le radier est sans débord.

On opte pour $S_{radier} = S_{bâtiment}$

VI.1.4.3.2. Vérifications nécessaires :

▪ **Vérification au poinçonnement**

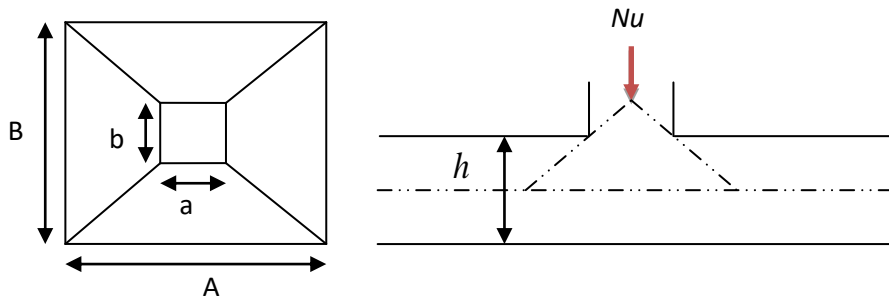


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{. CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : U_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de radier ; $h_t = 100\text{cm}$.

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow U_c = 2 \times (0,50 + 0,55 + 2 \times 1) \Rightarrow U_c = 6,10 \text{ m}$$

$$Q_u = 3271,44\text{KN} < 0,045 \times 6,10 \times 1,00 \times (25/1,5) = 4575 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

▪ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 \times h_r = 0,405 \text{ m}$.

$$Vu = \frac{Nu \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow Vu = \frac{90704.84 \times 5.4 \times 1}{2 \times 333} = 735.44\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{735,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,405} = 1,816 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (Art : 3.541 (a))**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N'}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

Avec :

$N' = N + P$ avec P : poids du radier et nervure plus remblais

M_x, M_y : Moments à l'ELS dans les directions x et y respectivement

σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximales et minimales dans les deux extrémités du radier

AN :

$$P_{(\text{radier} + \text{nervures})} = \gamma_b (V_{\text{radier}} + V_{\text{nervures}}) = 25(149,85 + 54,58) = 5110,75 \text{ KN}$$

$$P_{(\text{remblais})} = \gamma_{\text{remblais}} \times V_{\text{remblais}} = 18 \times 128,57 = 2314,26 \text{ KN}$$

$$N' = 66330,12 + 5110,75 + 2314,26 \Rightarrow N' = 73755,13 \text{ KN}$$

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$X_G = 11,17\text{m}; I_{xx} = 6158,30 \text{ m}^4; Y_G = 7,45\text{m}; I_{yy} = 13843,77 \text{ m}^4.$$

Sens X-X : $N' = 73755,13 \text{ KN}$ et $M_x = 375,45 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,222 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,221 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,222 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,210 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

Sens Y-Y : $N' = 73755,13 \text{ KN}$ et $M_y = 31482,70 \text{ KN.m}$.

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,279 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,196 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,234 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,210 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

On voit que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte du sol, donc il faut augmenter la section de radier. Alors un débord est nécessaire

Vu que la surface du radier $S_{\text{radier}} = 333 \text{ m}^2$. alors dans notre cas on peut augmenter la surface du radier uniquement dans trois côtes

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) \text{ On prend } D = 150 \text{ cm}$$

Donc la surface du radier sera de $417,1 \text{ m}^2$

$$\begin{cases} X_G = 11,17 \text{ m}; I_{xx} = 6158,30 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7,45 \text{ m}; I_{yy} = 13843,77 \text{ m}^4 \end{cases} \rightarrow \text{tiré du programme SOCOTEC}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,181 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 0,210 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,191 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 0,210 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Tableau VI.1 : vérification au renversement

Combinaison	N en KN	M _{x-x} en KN m	M _{y-y} en KN m	e Sens x-x	e Sens y-y	B/4 Sens x-x	B/4 Sens y-y	Observation
G+Q+EX	66417.68	1821.01	137961.63	2.08	0.03	5.96	4.47	Vérifiée
G+Q-EX	66242.56	-2571.93	-74996.22	-1.13	-0.04	-5.96	-4.47	Vérifiée
0.8G+Ex	46969.36	3864.79	129207.28	2.75	0.08	5.96	4.47	Vérifiée
0.8G-Ex	46794.23	-528.14	-83750.57	-1.79	-0.01	-5.96	-4.47	Vérifiée
G+Q+EY	66455.03	97134.38	33695.03	0.51	1.46	5.96	4.47	Vérifiée
G+Q-EY	66205.21	-97885.30	29270.38	0.44	-1.48	-5.96	-4.47	Vérifiée
0.8G+Ey	47006.70	99178.16	24940.68	0.53	2.11	-5.96	-4.47	Vérifiée
0.8G-Ey	46756.89	-95841.51	20516.03	0.44	-2.05	5.96	4.47	Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

▪ **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

N = le poids total de la superstructure (75630,34 KN)

H = 4,30 m, la hauteur de la partie encrée du bâtiment.

F_s = 1,5 (coefficient de sécurité).

S_{rad} := 417,1 m² (surface du radier).

γ_w = 10 KN/m³ (poids volumique de l'eau).

On trouve :

$$N = 75\ 630,34 \geq 1,5 \times 4,30 \times 417,1 \times 10 = 26902,95 \text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VI.1.4.3.3. Ferrailage du radier :

VI.1.4.3.3.1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 4,10 \text{ cm}; L_y = 5,40 \text{ cm}$$

▪ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{90704,84}{417,1} \Rightarrow q_u = 217,46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{66330,12}{417,1} = 159,02 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

Avec : N l'effort normal ramené par la superstructure.

$$\text{D'après le tableau en annexe 1 on a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases} \\ \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases} \end{cases}$$

▪ **Evaluation des moments**

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u \quad ; \quad M_{oy} = M_{ox} * \mu_y$$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2 : Estimation des moments dans la dalle du radier

Les moments	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
$M_0^{x,y}$	222,25	117,21	179,63	118,19
$M_t^x = 0.75 \times M_0^{x,y}$	166,68	87,91	134,72	88,65
$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x$	-111,12		-89,81	

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0,45) \text{ m}^2$. Le tableau qui suit résume les résultats obtenus.

Tableau VI.3: Résumé des résultats de ferrailage du radier

Position	Sens	M (KNm)	$A_{calc}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_r(\text{cm})$
Travées	x	166,68	12,3	4.03	7HA16=14,07	15
	y	87,91	6,37	3.60	7HA12=7,92	15
Appuis	x&y	111,12	8,06	4.03	7HA14=10,78	15

▪ **Condition de non fragilité**

Calcul de A_{min} ; On a des HA $f_e E400$; $\rho_0 = 0,0008 \text{ cm}$; $h_r = 45\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0,76$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 4.03\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 3.60\text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification à l'ELU**

◇ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$\left. \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{(lx^4 + ly^4)} \Rightarrow V_x = 328,36 \text{ KN} \\ V_y &= \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{(lx^4 + ly^4)} \Rightarrow V_y = 292,89 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 328,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{328,36 \times 10^{-3}}{1 \times 0,405} \Rightarrow \tau_u = 0,810\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

◇ **vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (F.N) \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Vérification des contraintes du radier suivant la 1^{er} proposition du ferrailage

Position	Sens	Moments (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travées	x	134,72	6,58	260,3	Vérifiée	Non Vérifiée
	y	88,65	5,42	297,70	Vérifiée	Non Vérifiée
Appuis	x&y	89,81	4,86	224	Vérifiée	Non Vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée,

Donc on augmenta la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.5: vérification des contraintes du radier. Suivant la 2eme proposition du ferrailage

Position	Sens	Moments (KNm)	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	St (cm)
Travées	x	134,72	7HA20=21,99	5,59	15	170	201,63	15
	y	88,65	7HA16=14,07	4,33	15	171,3	201,63	15
Appuis	x&y	89,81	7HA16=14,07	4,39	15	173,5	201,63	15

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

◇ **Espacement des armatures :**

F.N: Pour les deux sens S_t ≤ min (2e, 25 cm) = 25 cm

VI.1.4.3.3.2. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de 1,5 m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 244,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 159,02 \times \frac{1,50^2}{2} = 178,89 \text{ KN.m}$$

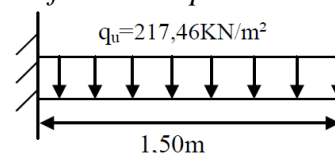


Figure VI.5 : Schéma statique du débord

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: Ferrailage du débord

A _{calculée} cm ² /ml	A _{choisie} cm ² /ml	A _r cm ² /ml	A _{rchoisie} cm ² /ml
Travée (St=25cm)			
18,42	5HA16f+5HA16R= 20,11	Achoisie/4=5,03	7HA10=5,53
$A_{min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,22 \text{ cm}^2$			

◇ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l = 326,19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,805 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

◇ **vérifications des contraintes :**

Tableau VI.7: vérifications des contraintes du déborde

M_{ser}	$A \text{ cm}^2$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$
178,89	20,11	7,66	15	245,7	201,63

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée, Donc on doit augmenter la section d'acier choisie :

$$A = 7HA16f + 7HA14R = 24,85 \text{ cm}^2 \text{ (St} = 15 \text{ cm)} \rightarrow \sigma_s = 201 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

VI.1.4.3.3. schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage du radier est donné dans l'annexe N°11

VI.1.4.4. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en Té, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.1.4.4.1. Les sollicitations sur les nervures :

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

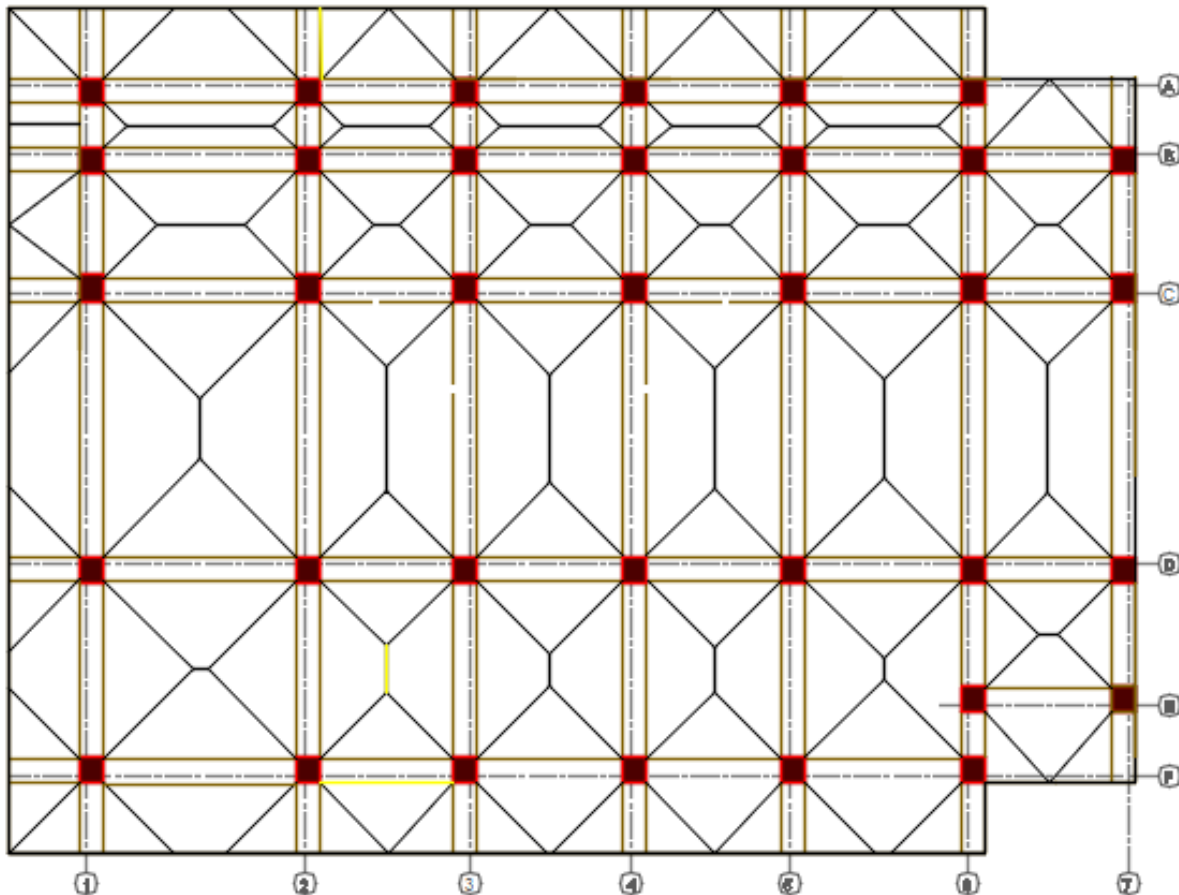


Figure VI.6: schémas lignes de rupture panneaux du radier

▪ Sollicitations maximales dans les nervures

Remarque : les sollicitations sont tirées à partir du model SAP 2000.

Sens xx :

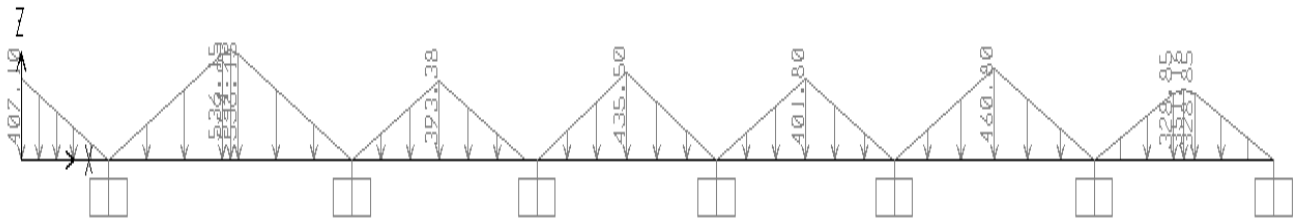


Figure VI.7 : Le chargement sous charge permanente G

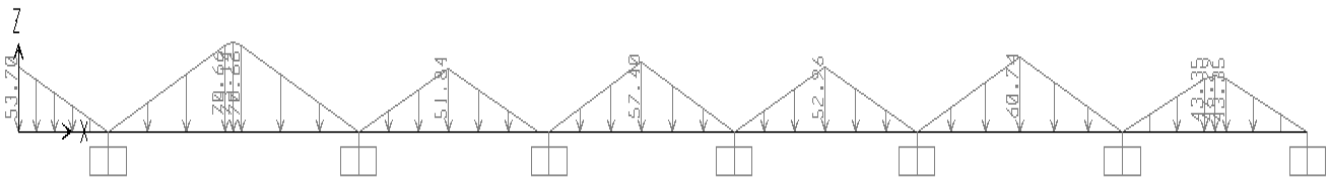


Figure VI.8 : Le chargement sous charge d'exploitation Q

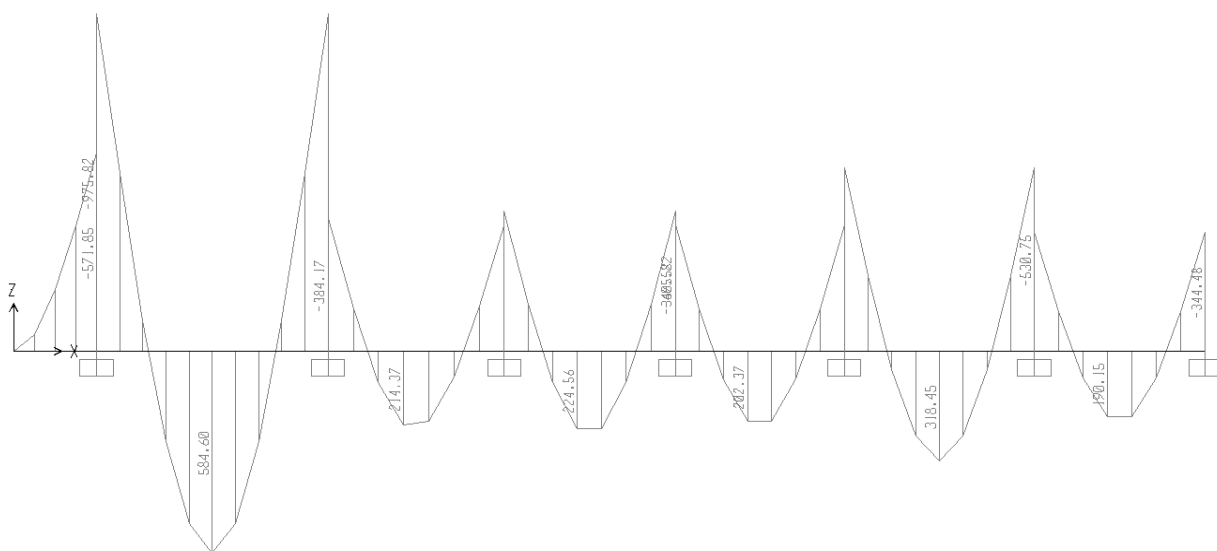


Figure VI.9 : Le diagrammes des moments fléchissants

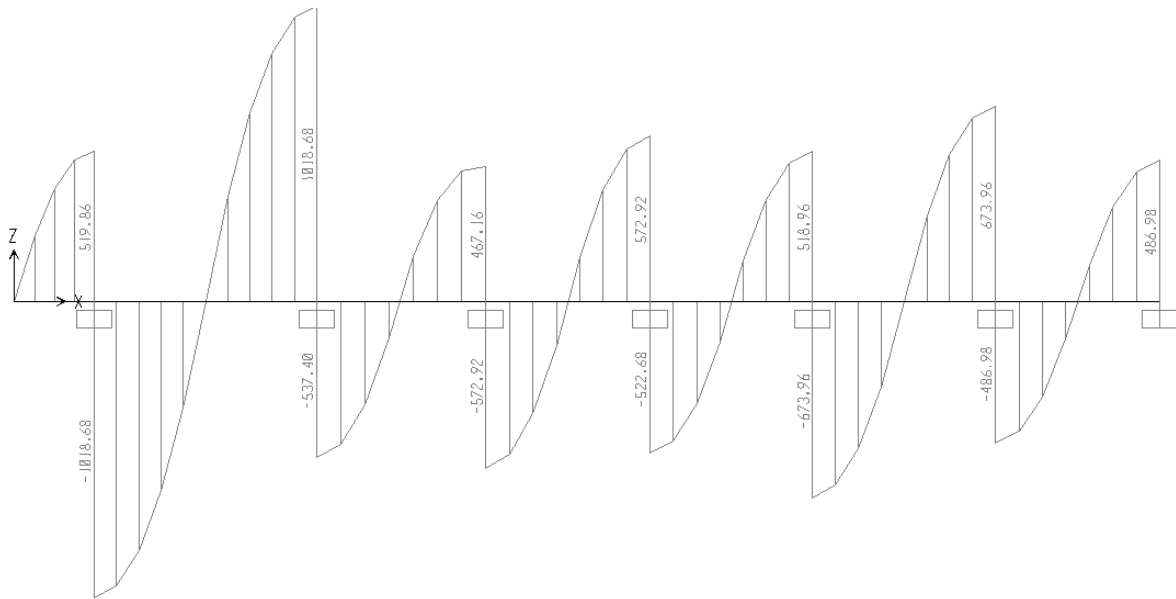


Figure VI.10 :Le diagramme des efforts tranchants

Sens yy :

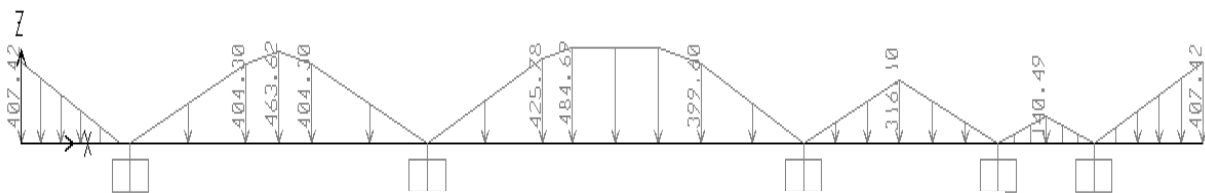


Figure VI.11:Le chargement sous charge permanente G

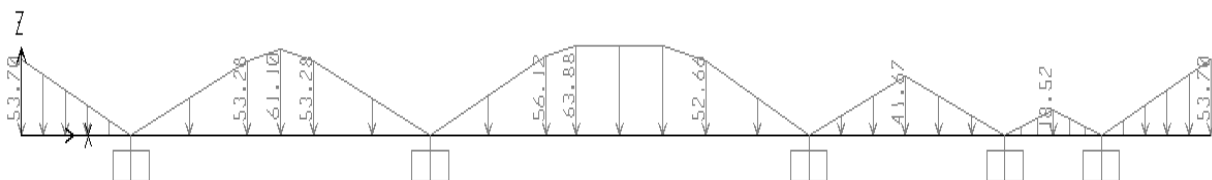


Figure VI.12 :Le chargement sou charge d'exploitation Q

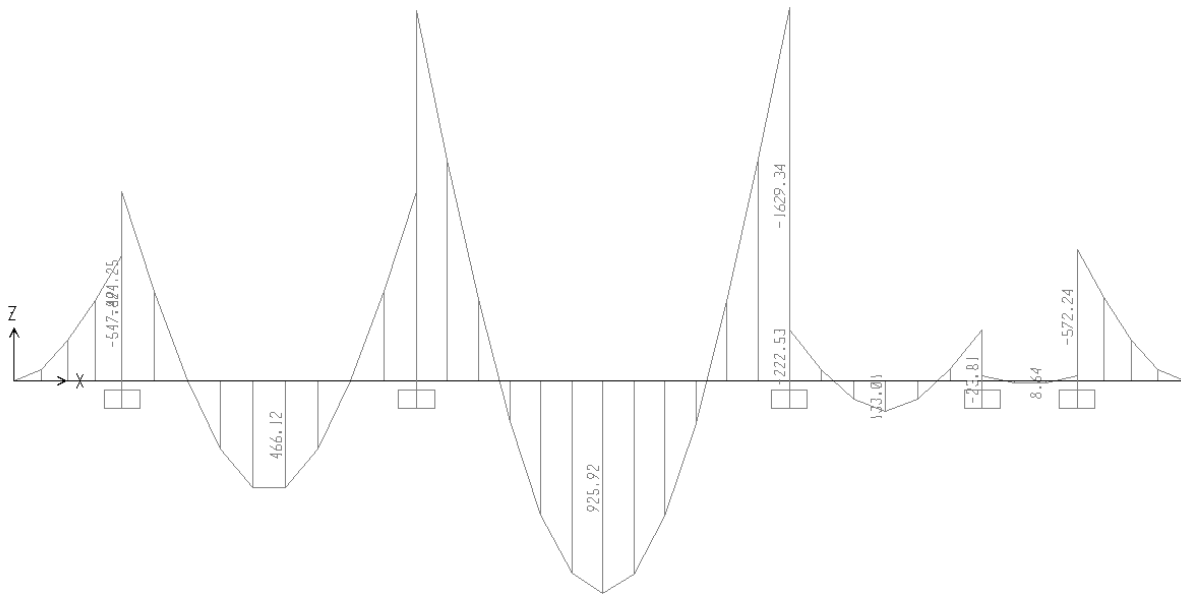


Figure VI.13: Le diagramme des moments fléchissants

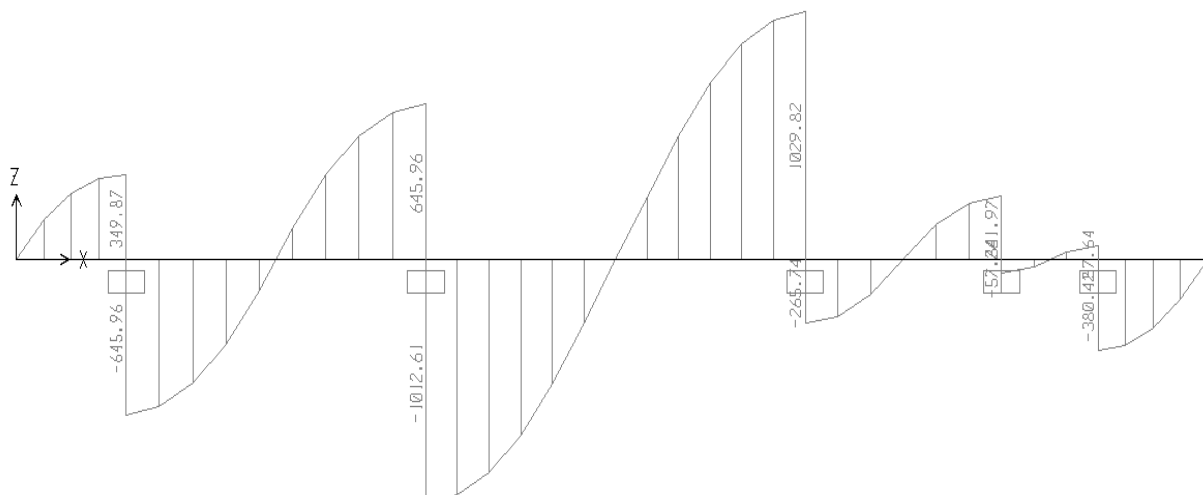


Figure VI.14: Le diagramme des efforts tranchants

VI.1.4.4.2. Ferrailage :

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

- $h_n = 1,00 \text{ m}$
- $h_0 = 0,45 \text{ m}$
- $b_0 = 0,5 \text{ m}$
- $d = 0,95 \text{ m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Sens } x; b_{1x} \leq \min\left(\frac{4.1}{10}; \frac{3.8}{2}\right) \\ \text{Sens } y; b_{1y} \leq \min\left(\frac{5.4}{10}; \frac{2.8}{2}\right) \end{cases}$$

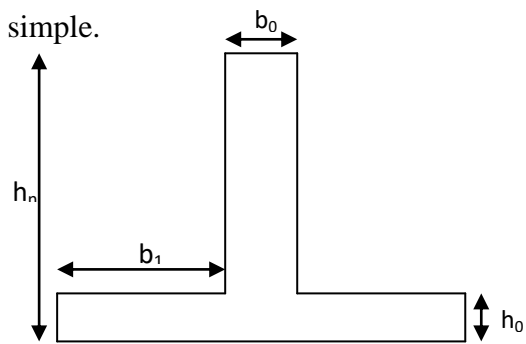


Figure VI.16 : Section à ferrailer

$$b_x = b_{1x} \times 2 + b_0 = 0.4 \times 2 + 0.5 = 1.3m$$

Donc $b_y = b_{1y} \times 2 + b_0 = 0.5 \times 2 + 0.5 = 1.5m$

Les résultats du ferrailage sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Résumé des résultats du ferrailage de nervure

Sens	Localisation	M_u (KNm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
X-X	Travée	584,60	18	5HA20 fil+2HA20chap =21,99
	Appui	-975,82	32,20	5HA20 fil+5HA16 chap+8HA16 radier=41,83
Y-Y	Travée	925,92	28,75	5HA20 fil+5HA20chap=31,42
	Appui	-1629,34	58	5HA20 fil+10HA20 chap +8HA16 radier=63,18

✓ **Vérification à l'ELU :**

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}.$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,1}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 2,16 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

▪ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(28,57; 50; 20) = 20 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

▪ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(25; 12; 20) = 12 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm}.$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée

▪ **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 100 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$. On adopte 2HA14 = 3,08 cm²/face

✓ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.} \end{cases}$$

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

Tableau VI.9: Vérification des contraintes des nervures

Localisation	Sens	$M_{ser} \text{ KN.m}$	$A \text{ cm}^2$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$
Travées	x-x	427,51	21,99	3,50	15	38,3	201,63
	y-y	677,10	31,42	4,50	15	50,7	201,63
Appuis	x-x	713,59	41,83	7,8	15	100,7	201,63
	y-y	1191,50	63,18	11,6	15	153,4	201,63

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.1.4.4.3. Schéma de ferrailage :

Le ferrailage du radier et des nervures est donné dans l'annexe N°11

VI.1.4.5. Études du voile périphérique :

Selon le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.1.4.5.1. Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$L_x = 3,05m ; L_y = 5,4m$

$e = 20cm \geq e_{min} = 15cm$ (article 10.1.2 du RPA 99 V 2003)

VI.1.4.5.2. Caractéristique du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 21.8 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 23^\circ$

Cohésion du sol : $c = 39 \text{ KN/m}^2$ (rapport de sol)

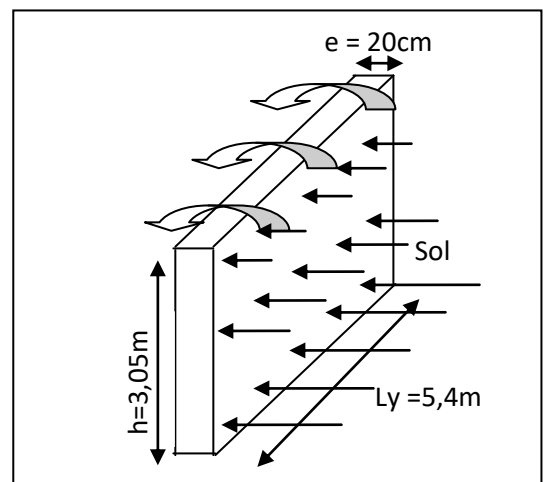


Figure VI.17 : Dimensions du voile périphérique

VI.1.4.4.3. caractéristiques des remblais périphériques:

Poids spécifique : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$

Cohésion du sol : $c = 0 \text{ KN/m}^2$

VI.1.4.5.4. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

a) **Poussée des terres :**

$$\sigma_p(h) = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_p(h) = 20 \times 7,56 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 61,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p(h) = 20 \times 3,06 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 24,83 \text{ KN/m}^2$$

b) **Surcharges accidentelles :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4,05 \text{ KN/m}^2$$

VI.1.4.5.5. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargés d'une contrainte moyenne tels que

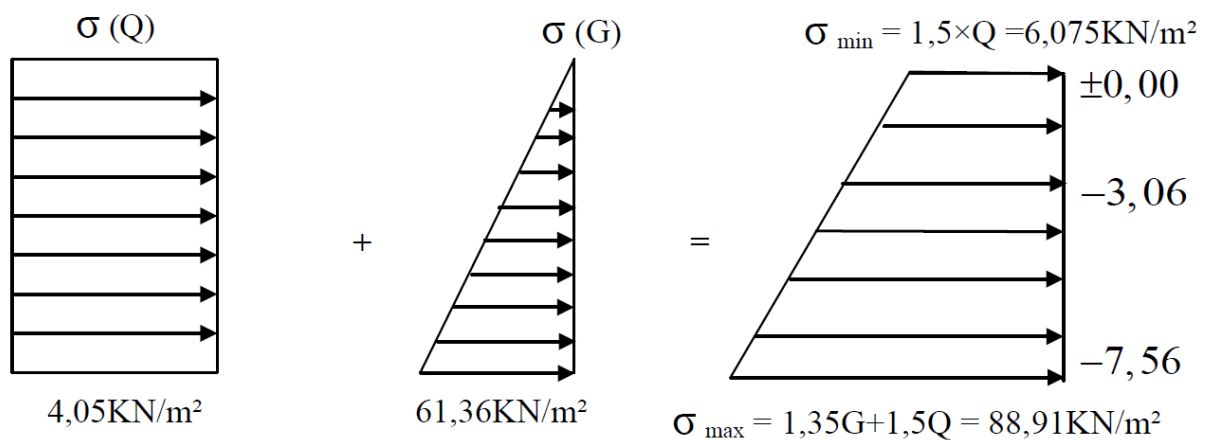


Figure VI.18 : répartition des charges sur le voile périphérique

Pour le ferrailage on prend le panneau situé au sous-sol entre les deux niveaux «-3,06 et -7,56» dont les caractéristiques sont citées si dessus.

▪ **Calcul des sollicitations :**

$$A L'ELU \begin{cases} \sigma_{-3,06} = 39,59 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{-7,56} = 88,91 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; A L'ELS \begin{cases} \sigma_{-3,06} = 28,88 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{-7,56} = 65,41 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3\sigma_{-7,56} + \sigma_{-3,06}}{4} \Rightarrow q = \sigma_{moy} \times 1ml \Rightarrow \begin{cases} A L'ELU : q_u = 76,58 \text{ KN/ml} \\ A L'ELU : q_s = 56,27 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

D'après le tableau en annexe 1 on a : $\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} ELU : \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases} \\ ELS : \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases} \end{cases}$

▪ **Evaluation des moments :**

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u \quad ; \quad M_{oy} = M_{ox} * \mu_y$$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau VI.10 : Estimation des moments dans le voile périphérique

Les moments	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
$M_0^{x,y}$	62,69	15,67	48,31	20,55
$M_r^x = 0,85 \times M_0^{x,y}$	53,29	13,32	41,07	17,47
$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x$	-31,35		-24,16	

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,2) \text{ m}^2$. Le tableau qui suit résume les résultats obtenus.

Tableau VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique

Position	Sens	M (KNm)	$A_{calc}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Travées	x	53,29	9,69	1,95	7HA14=10,78	15
	y	13,32	2,29	1,6	7HA10=5,5	15
Appuis	x&y	-31,35	5,52	1,95	7HA10=5,5	15

▪ **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400$; $\rho_0 = 0,0008 \text{ cm}$; $h = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0,56$

$$\left. \begin{matrix} h > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,95\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification à l'ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$\left. \begin{matrix} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{ly^4}{(lx^4 + ly^4)} \Rightarrow V_x = 105,99 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{(lx^4 + ly^4)} \Rightarrow V_y = 19,10 \text{ KN} \end{matrix} \right\} \Rightarrow V_{max} = 105,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{105,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,589\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

◇ **vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{matrix} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (F.N) \end{matrix} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes dans le voile suivant la 1er proposition du ferrailage

Position	Sens	Moments (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travées	x	41,07	9,16	253,81	Vérifiée	Non Vérifiée
	y	17,47	4,97	205,08	Vérifiée	Non Vérifiée
Appuis	x&y	-24,16	6,88	283,58	Vérifiée	Non Vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée,

Donc on augmentela section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.13: vérification des contraintes dans le voile Suivant la 2eme proposition du ferrailage

Position	Sens	Moments (KNm)	A _{adop} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	St (cm)
Travées	x	41,07	7HA16=14,07	8,39	15	197,30	201,63	15
	y	17,47	7HA12=7,92	4,33	15	144,73	201,63	15
Appuis	x&y	-24,16	7HA12=7,92	4,39	15	200,13	201,63	15

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

◇ **Espacement des armatures :**

F.N: Pour les deux sens $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

VI.1.4.5.6. Schéma de ferrailage :

Le ferrailage du voile périphérique est donné dans **l'annexe N°12**

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrillé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé donc ferrillé comme un plancher encasté au niveau de la semelle (radier)

Conclusion

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Le but recherché est d'avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de séisme et d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie. Pour cela, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masse et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique, nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans les comportements dynamiques des structures.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimés par le pré-dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est assurée avec la vérification des déplacements horizontaux entre étages, ainsi que l'effet **P-Δ**.
- Le choix d'un bon site joue un rôle très important dans la stabilité de la structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

BIBLIOGRAPHIE

- ***BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites***
- ***CBA 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé ; DTR BC 2.41 ,1993)***
- ***DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».***
- ***DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992».***
- ***RPA 99 : Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48, « Règles Parasismiques Algérienne version 2003 ».***
- ***Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.***
- ***Anciens mémoires de fin d'étude.***

Logiciels utilisés

- ***SAP 2000 version14 2.2.***
- ***Robot expert***
- ***Socotec .***

Annexes

Annexe N° 01 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulée sur leur contour

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe N° 02 : Table de PIGEAUD

TAB .6.4- Valeurs de $M_1(M_2)$ pour $\rho=1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

Annexe N° 03 : Tableau des armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

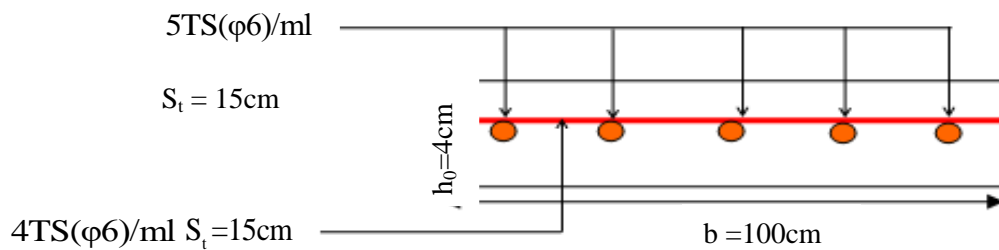
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe N°04 : Ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression

Ferrailage des poutrelles :

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Etages courants(2)			/
Etages courants(1)			
Terrasse Accessible Et Terrasse inaccessible			

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



Annexe N° 05: ferrailage des dalles pleines

schéma de ferrailage du panneau D4

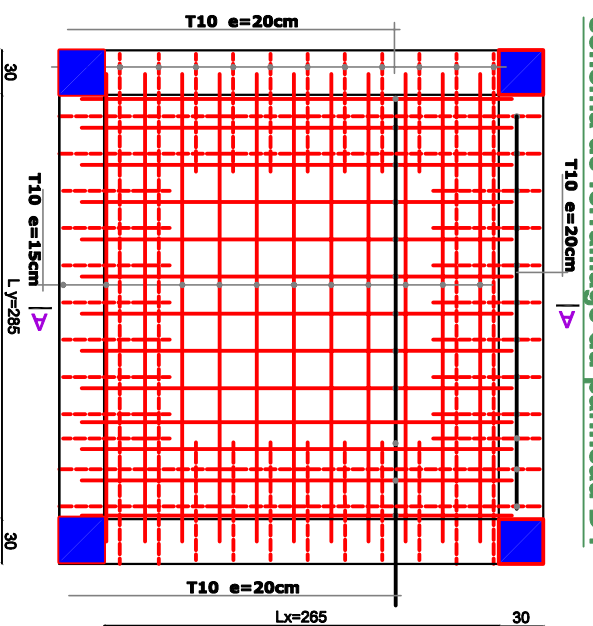


schéma de ferrailage du panneau D3

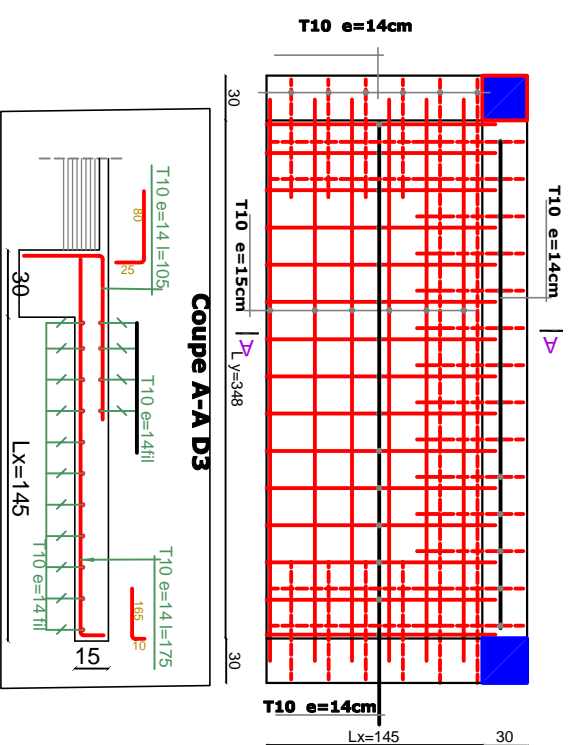


schéma de ferrailage du panneau D2

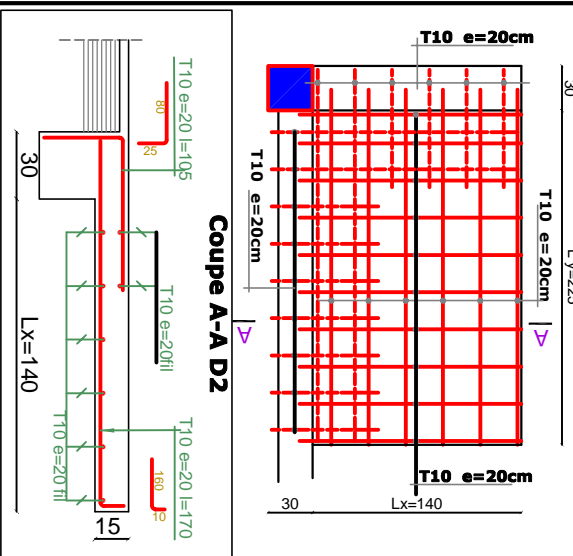
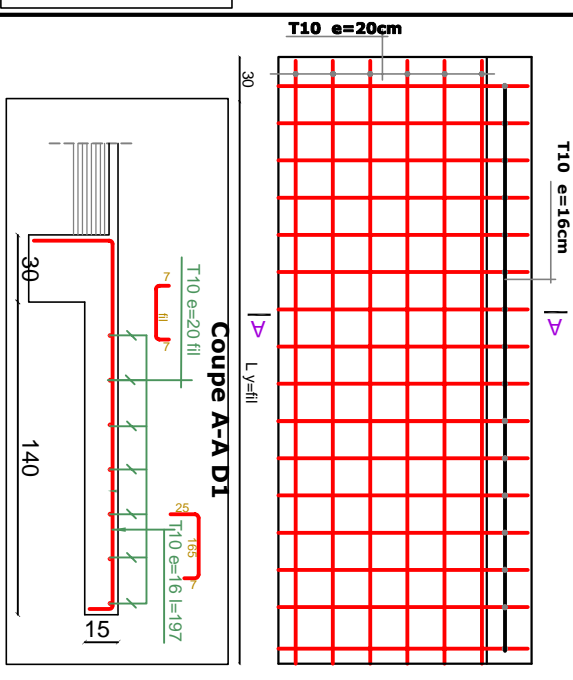
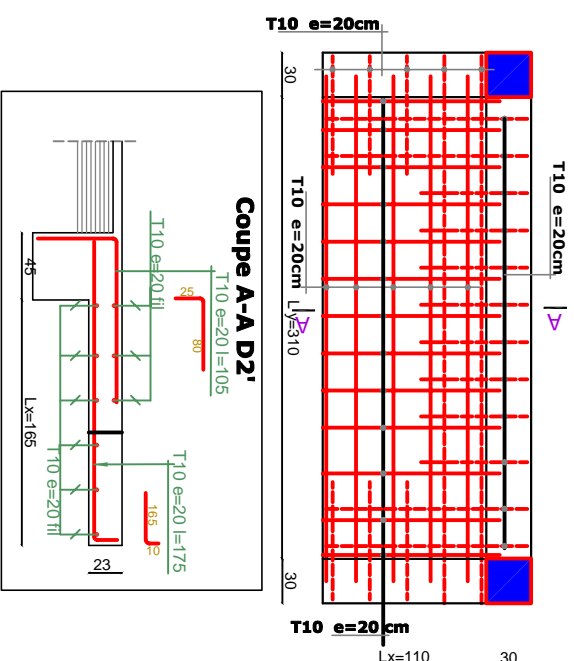


schéma de ferrailage du panneau D1



schémas de ferrailage panneau D2'



schémas de ferrailage panneau D1'

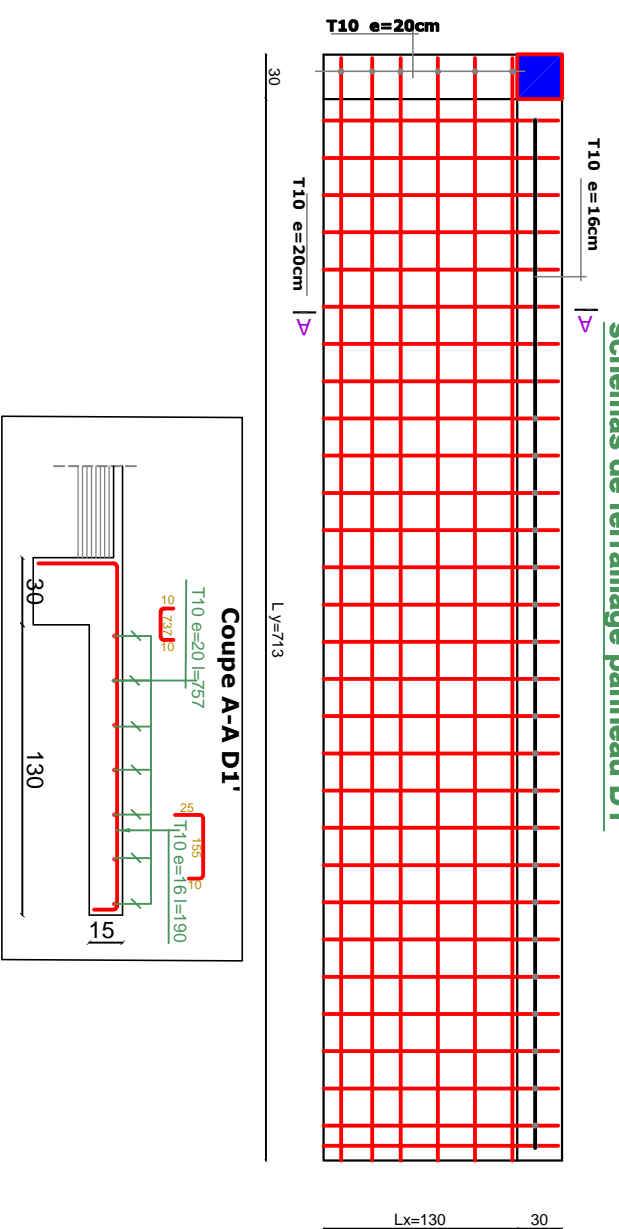


schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

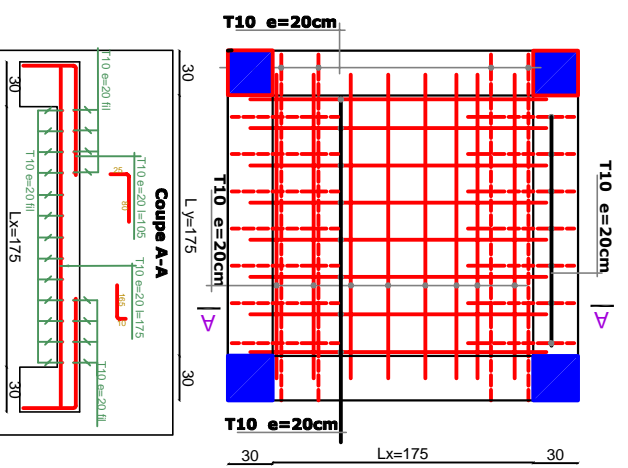


schéma de ferrailage du panneau D5'

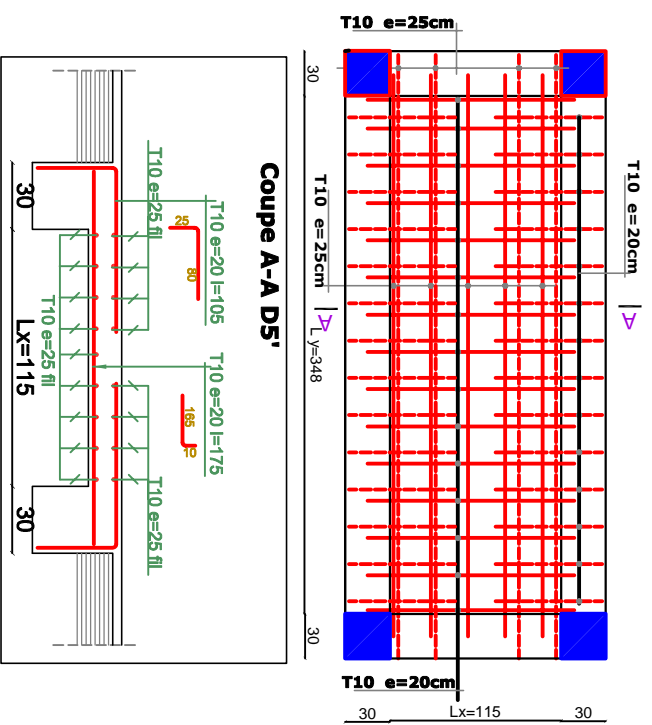
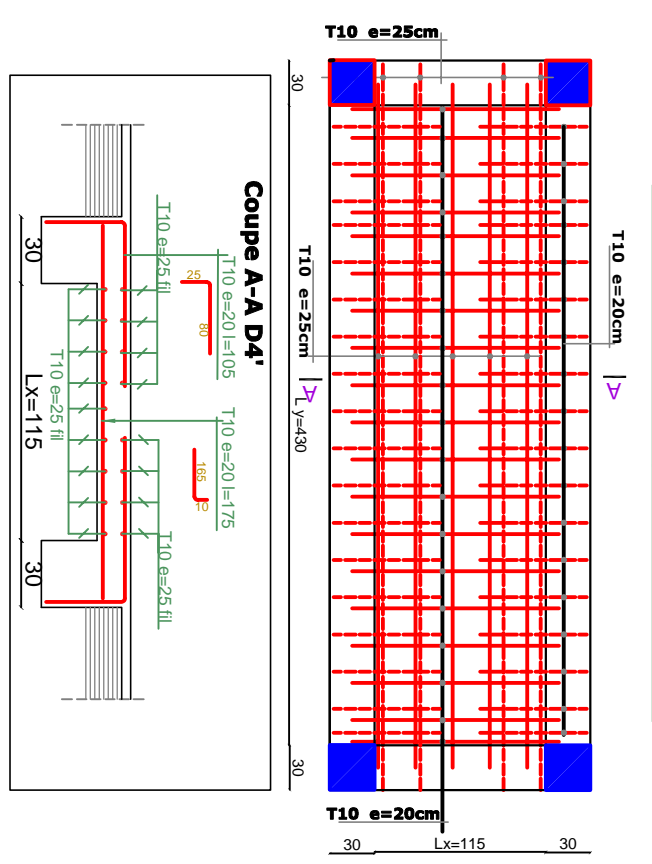
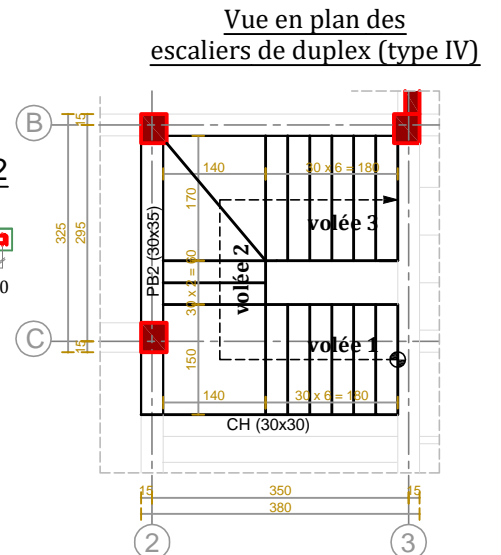
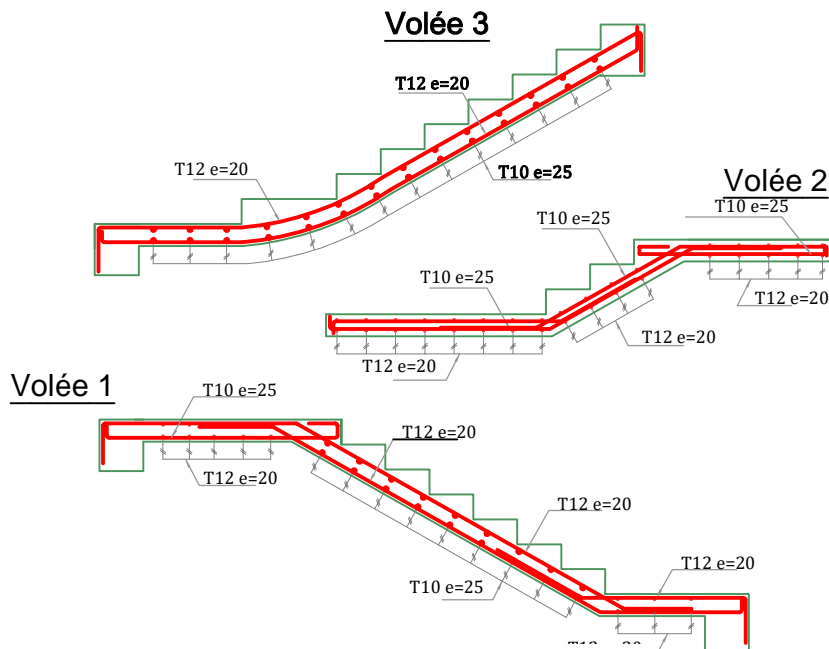
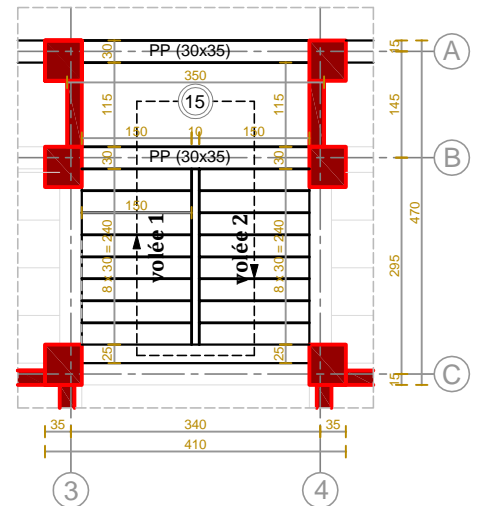
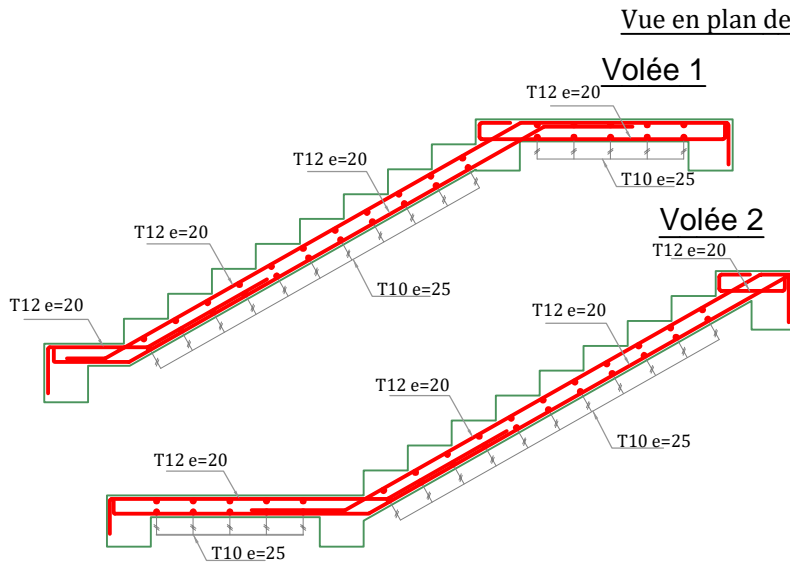
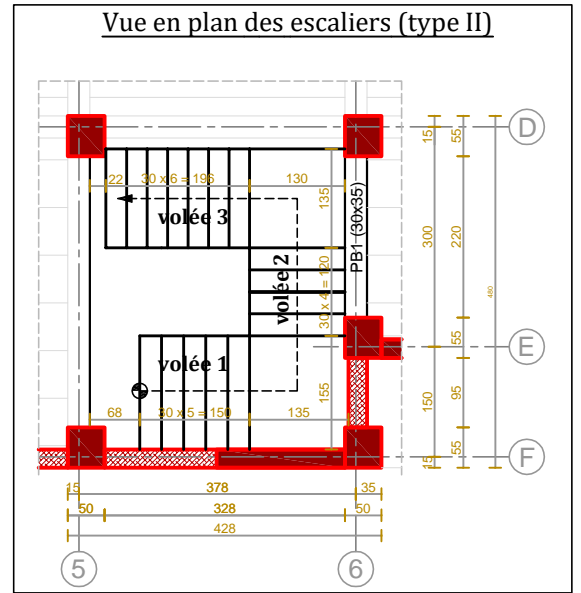
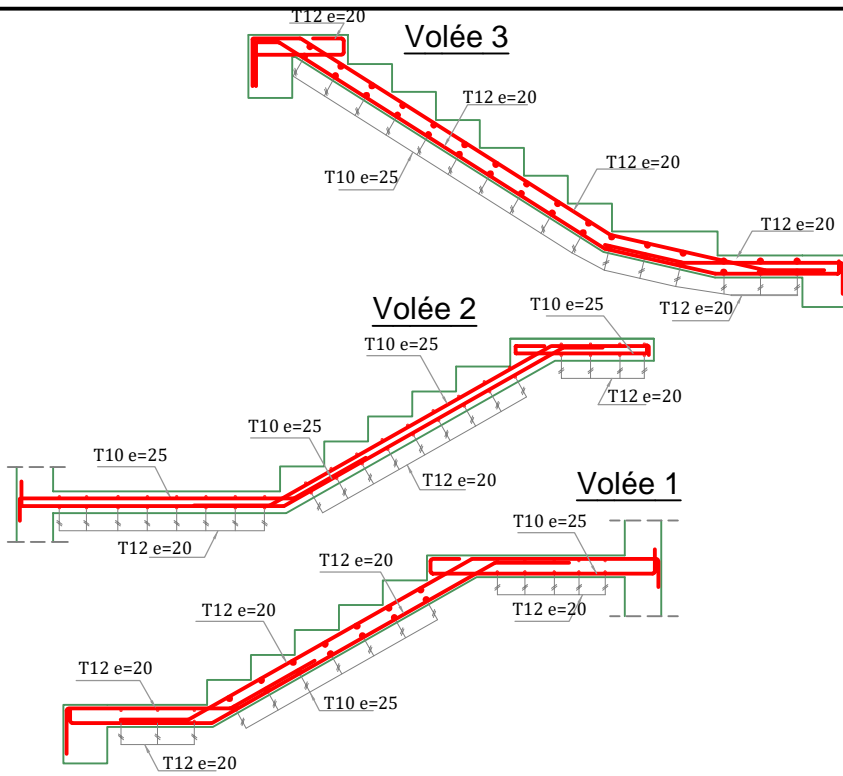


schéma de ferrailage du panneau D4'

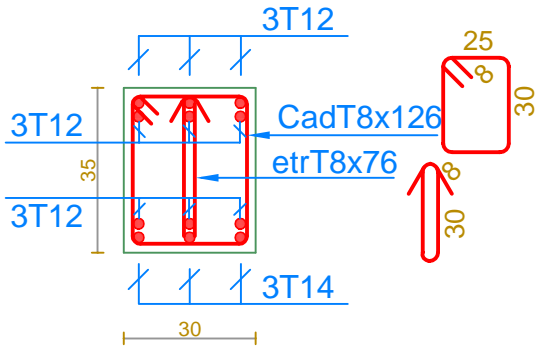


Annexe N° 06: ferrailage des Escaliers

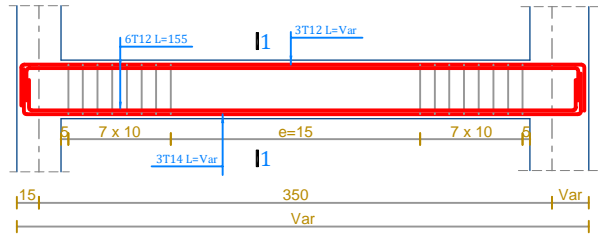


Annexe N° 07: ferrailage de poutres brisées ; palières et de chaînages

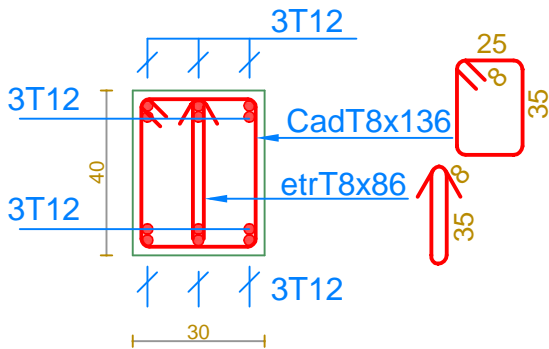
COUPE 1 - 1



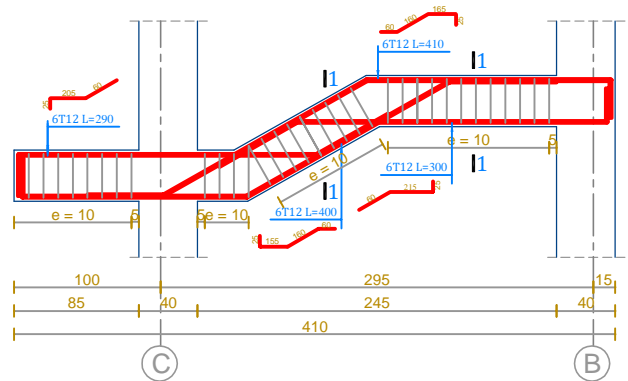
POUTRE PALIÈRE PP(30x35)



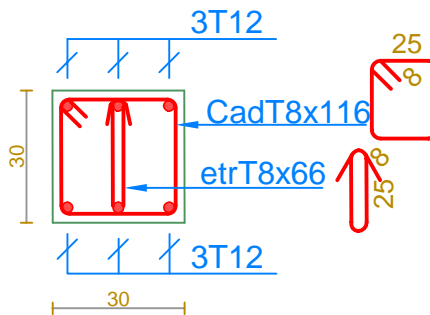
Coupe ferrailage poutre brisée



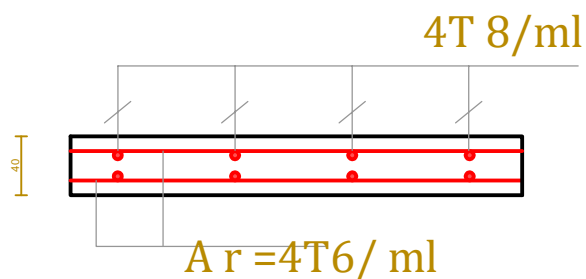
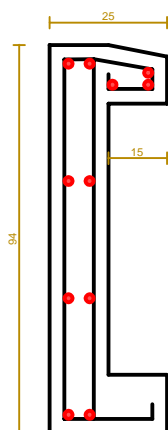
POUTRE BRISÉE PB(30x40)



COUPE 1 - 1 Chaînage 30X30

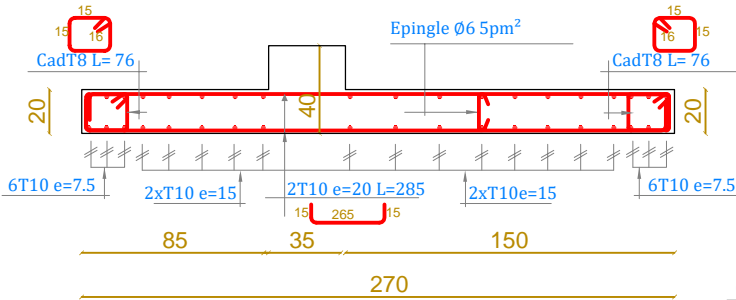


ferrailage de l'acrotère

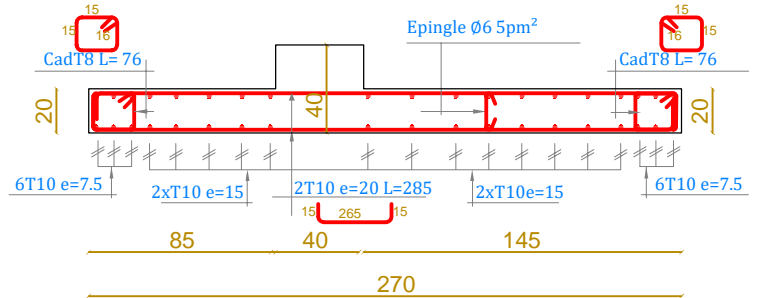


Annexe N° 10: ferrailage des voiles

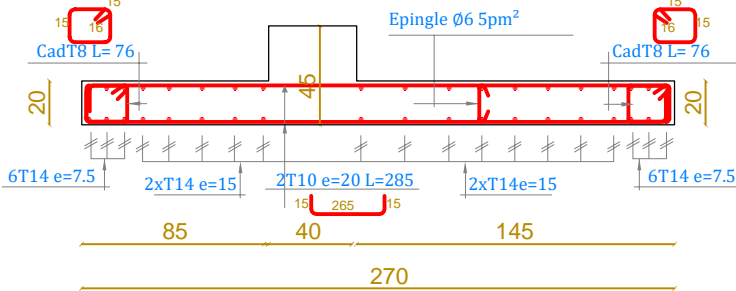
COUPE 11^{ème} & 12^{ème}



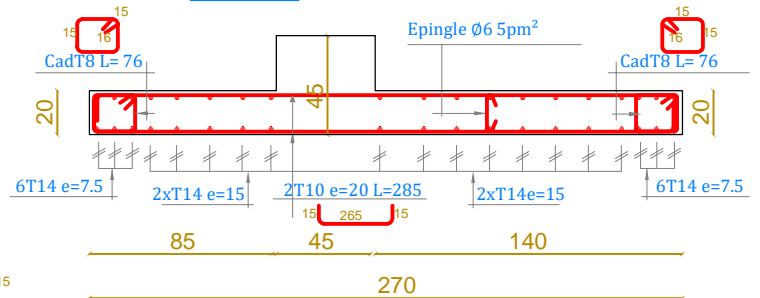
COUPE 9^{ème}, 10^{ème}



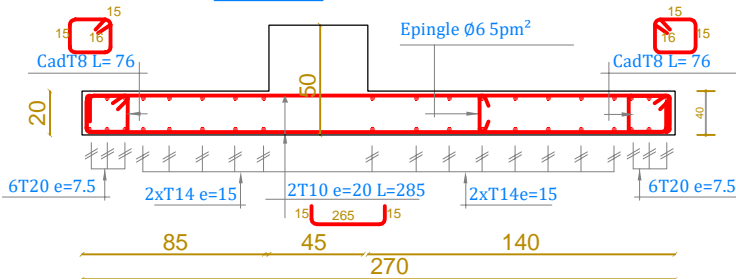
COUPE 7^{ème} & 8^{ème}



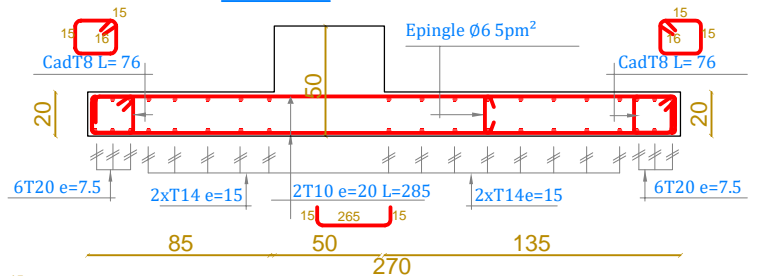
COUPE 5^{ème}, 6^{ème}



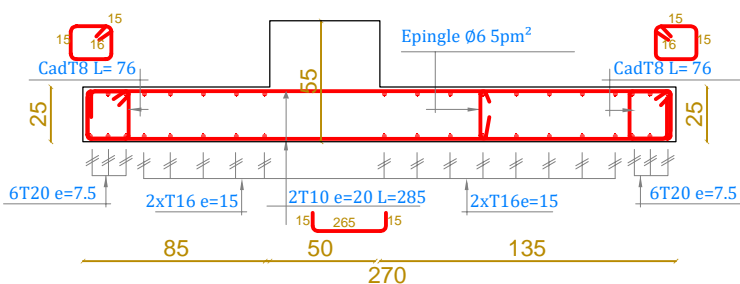
COUPE 3^{ème} & 4^{ème}



COUPE 1^{er}, 2^{ème}

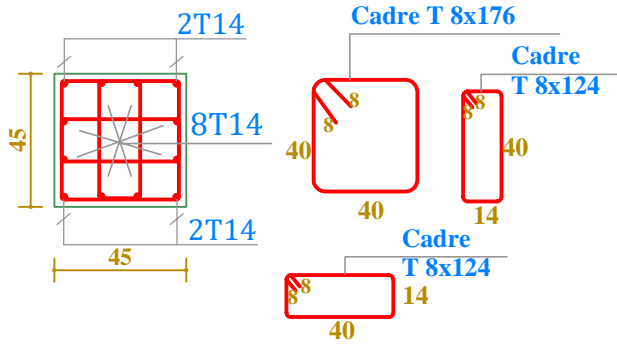


COUPE sous sol, entre sol & RDC

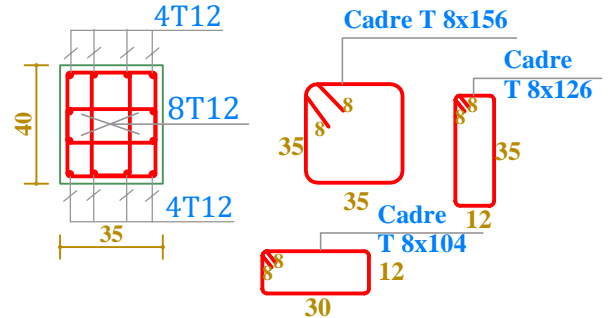


Annexe N° 08: ferrailage des poteaux

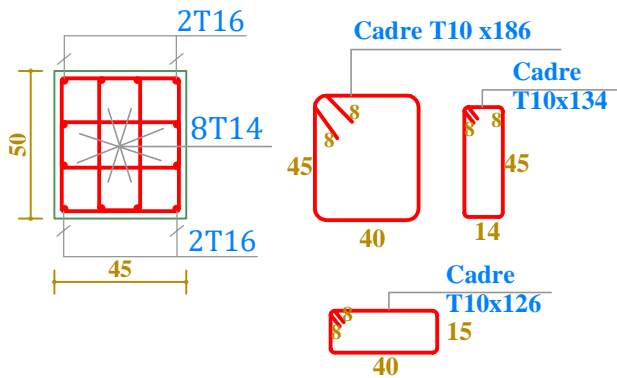
COUPE 5^{ème} & 6^{ème}



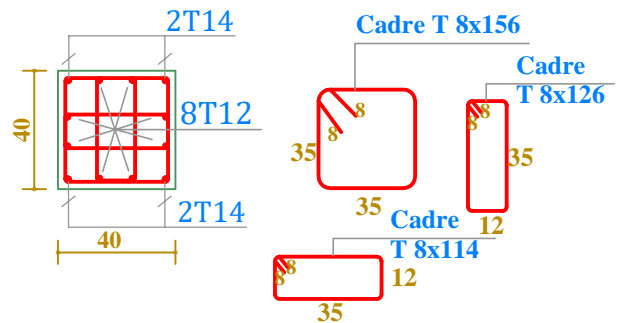
COUPE 11^{ème} & 12^{ème}



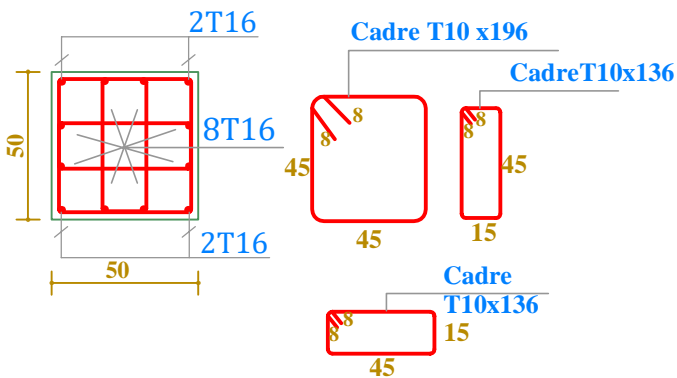
COUPE 3^{ème} & 4^{ème}



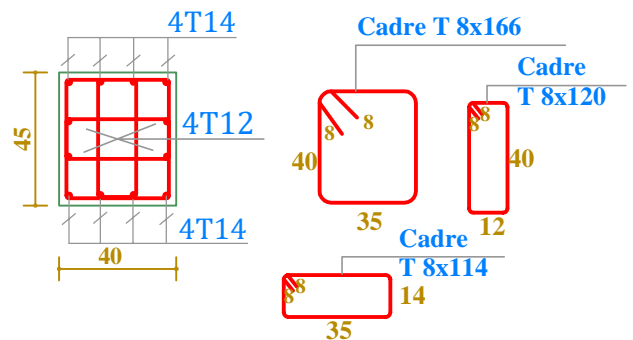
COUPE 9^{ème} & 10^{ème}



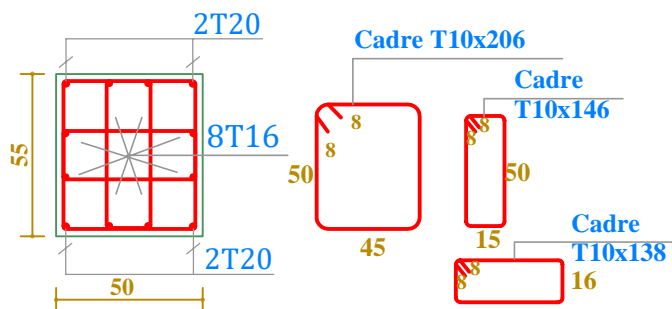
COUPE 1^{er} & 2^{ème}



COUPE 7^{ème} & 8^{ème}

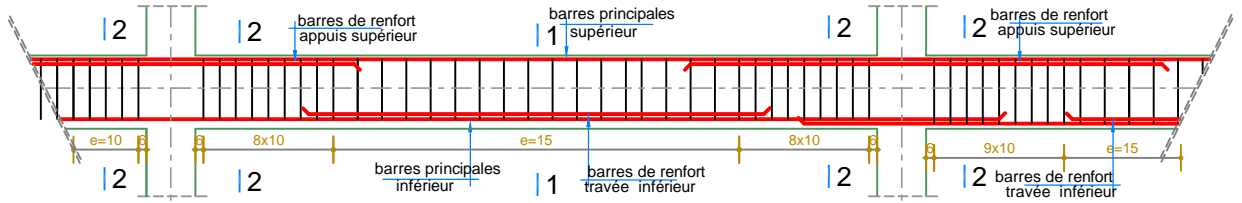


COUPE sous-sol, entresol & RDC

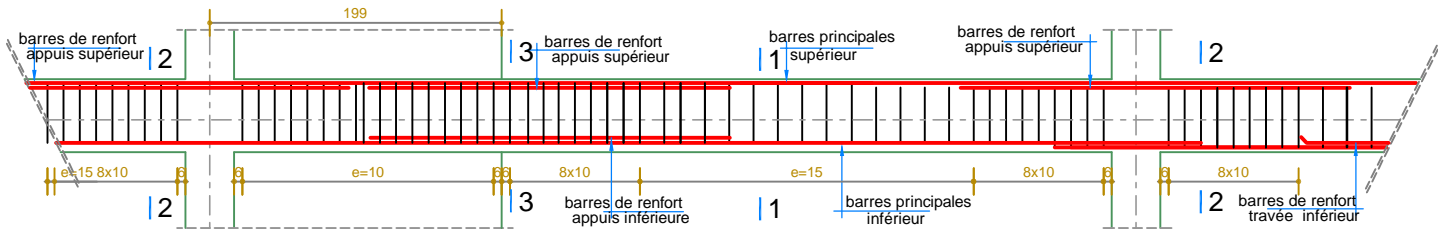


Annexe N° 09: ferrailage des poutres

Principe de ferrailage des poutres sans voile

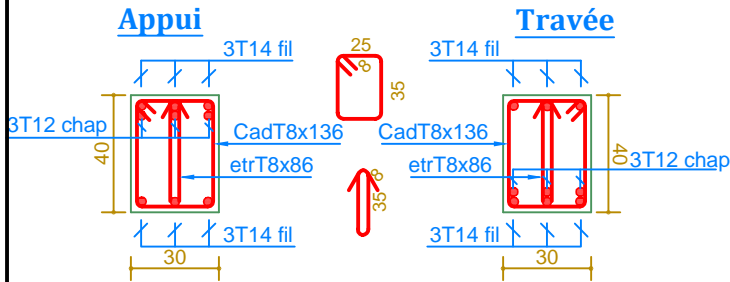


Principe de ferrailage des poutres avec voile

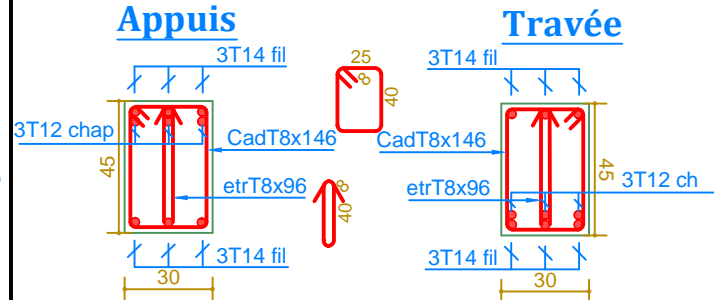


(1-1 ferrailage en travée de la poutre) (2-2 ferrailage en appui poutre- poteau) (3-3 ferrailage en appui poutre-voile)

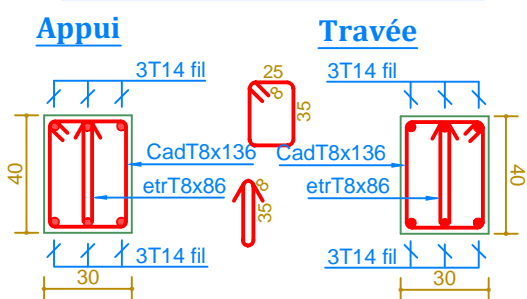
PS (30x40) étage courant sans voile



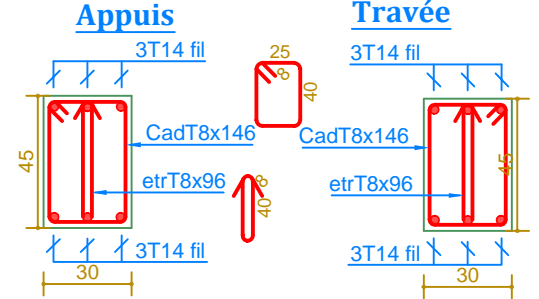
PP (30x45) étage courant sans voile



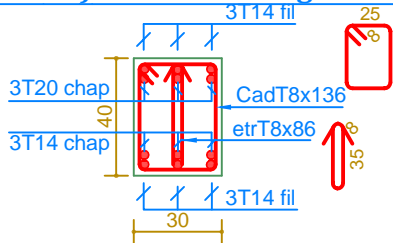
PS (30x40) terrasse sans voile



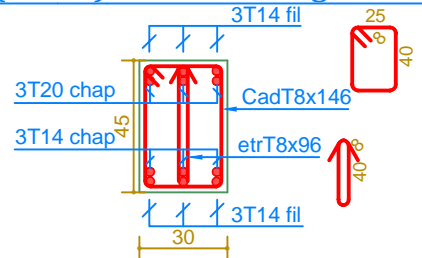
PP (30x45) sans voile terrasse



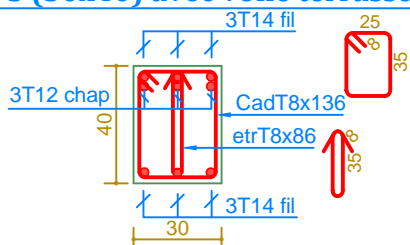
PS (30x40) avec voile étage courant



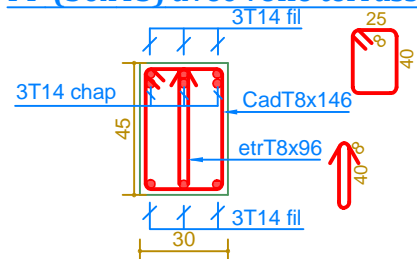
PP (30x45) avec voile étage courant



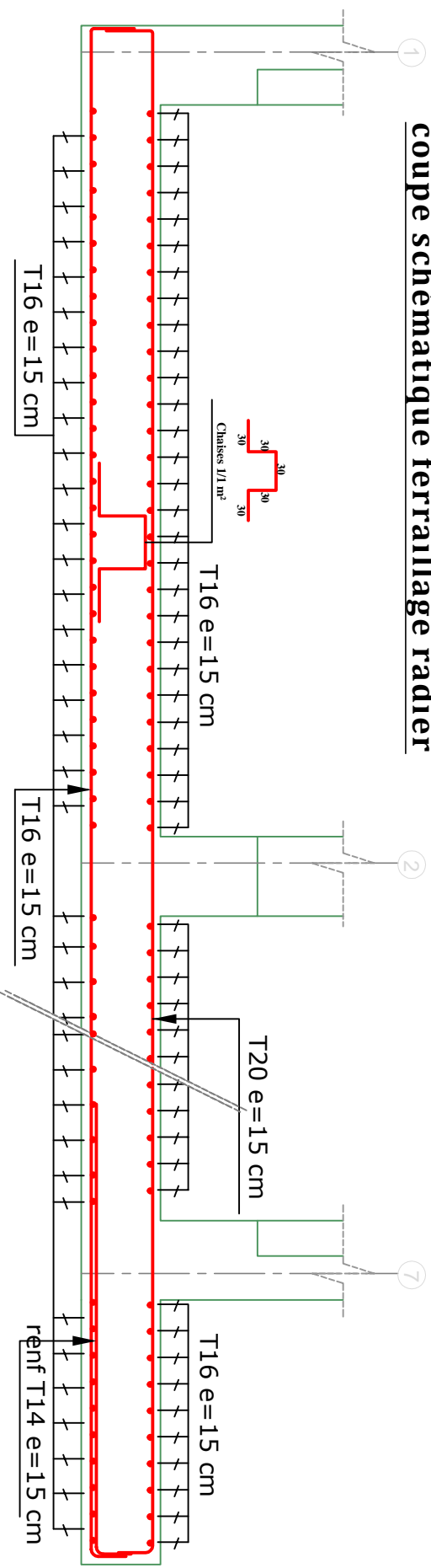
PS (30x40) avec voile terrasse



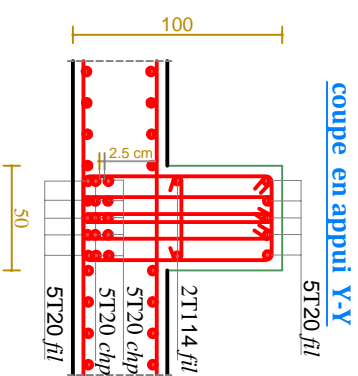
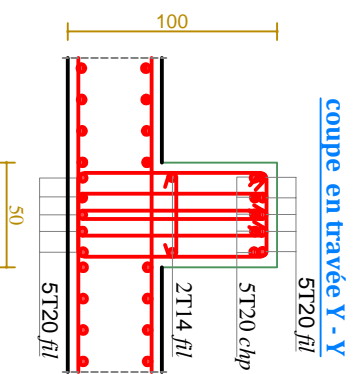
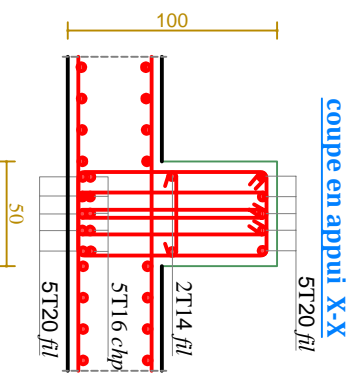
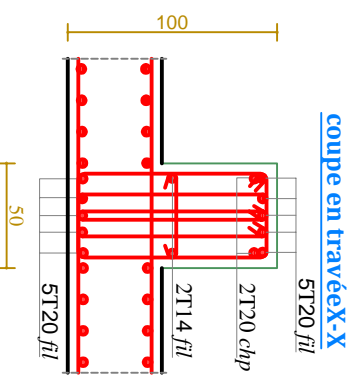
PP (30x45) avec voile terrasse



coupe schématique ferrailage radier



coupes schématique ferrailage des nervures



Annexe N° 13 : Le rapport du sol

VII - CONCLUSION & RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles d'une promotion immobilière sise au lieu dit L'mizab dans la commune de Seddouk, au profit de l'Éts BERKANI Promo Invest, est caractérisée par une portance très satisfaisante.

C'est un terrain à vocation agricole (olivale), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, orientée Est-Ouest, limité des côtés Ouest et Sud par des talwegs (ravine).

Les sols sont dominés par des schistes argileux compacts en surface à des schistes marneux très compacts en profondeur.

Des essais pénétrométriques réalisés au pénétromètre dynamique lourd et des sondages carottés ont été effectués sur toutes les parties accessibles et praticables du terrain et ont permis d'apprécier une homogénéité tant latérale que verticale du terrain vis-à-vis de sa compacité.

Néanmoins, il reste une partie du terrain d'assise non praticable et nécessitant un accès pour les appareils. Il s'agit des assises des blocs 01, 02 et 10. Des essais géotechniques in situ doivent être réalisés après ouverture d'accès ou réalisation des plates formes.

A cet effet, on préconise :

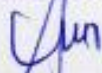
- La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas 60 cm d'épaisseur.
- Un ancrage min de 1^m.80 des fondations, par rapport aux futures plates formes d'assise doit être assuré.
- La contrainte admissible des sols de fondation à adopter pour toutes les assises est de $\sigma = 2.10$ bars.
- Les sols sont très compacts, par conséquent il est conseillé de réaliser les blocs dans des assiettes sous forme de gradins et ne pas entreprendre des terrassements inutiles et ô combien difficiles et onéreux.
- Les sols essentiellement, dans la partie Est du terrain sont très rigides (semi rocheux).
- Prévoir un confortement de la rive gauche du talweg (ravine) longeant la limite Ouest du terrain.
- Des essais pénétrométriques supplémentaires et complémentaires sont recommandés au niveau des plates formes devant accueillir les immeubles 01, 02 et 10.

Aussi, on conseille :

- ✓ Elaborer une étude des terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage des remblais.
- ✓ Entamer la réalisation du projet par les blocs situés en aval du terrain.
- ✓ La réalisation de réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P très étanches (en les posant dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.
- ✓ Procéder à l'arborisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives ...).

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG



SCP / L.E.C BEJAIA

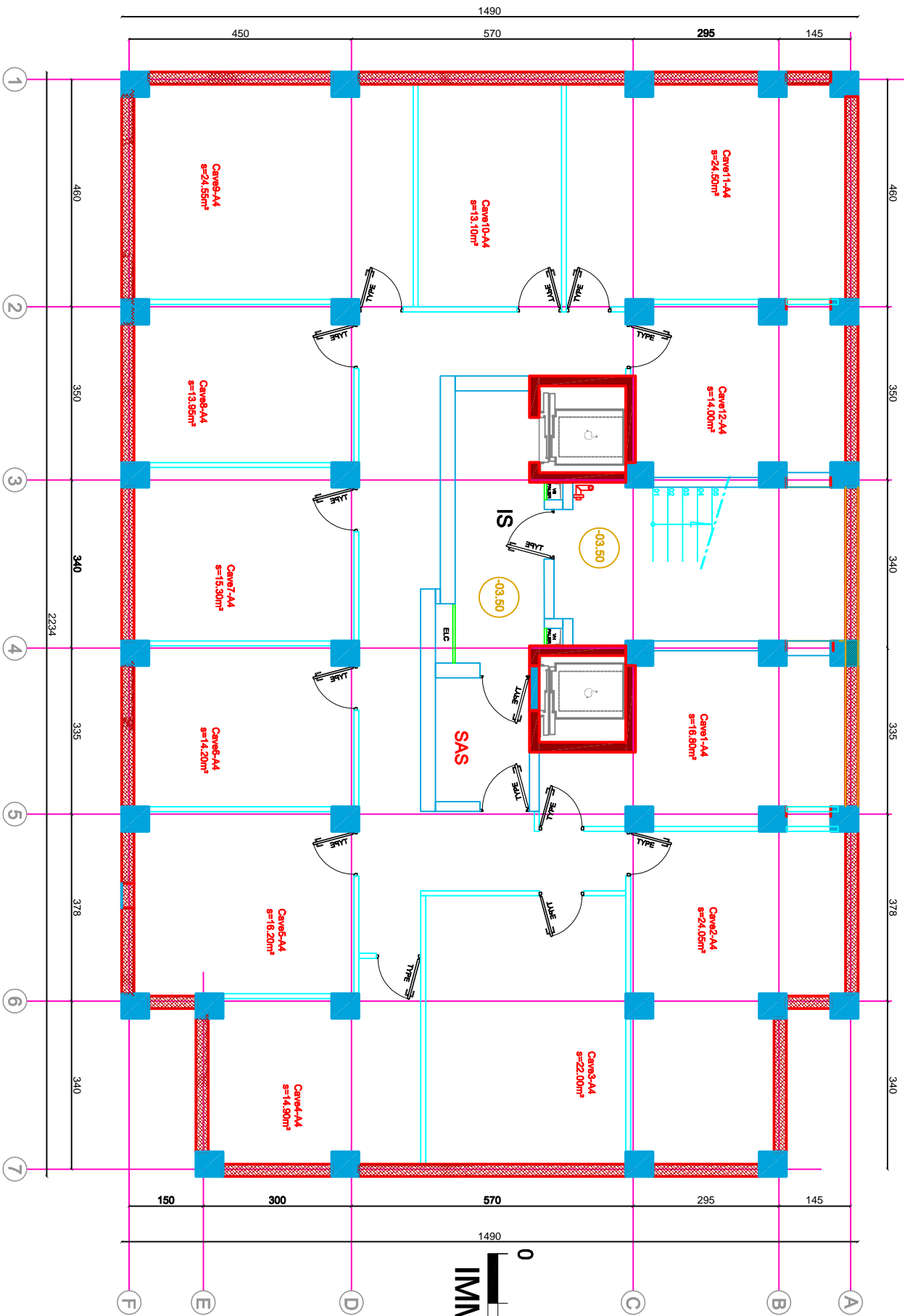
Séjour : 1981 Ouzoulog Béjaia

Tel : 004 21 83 56 05 03 93 00 E mail : lec@profnor.com

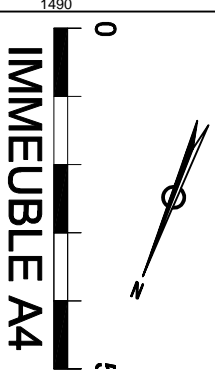
SCP / L.E.C BEJAIA
Service Etude

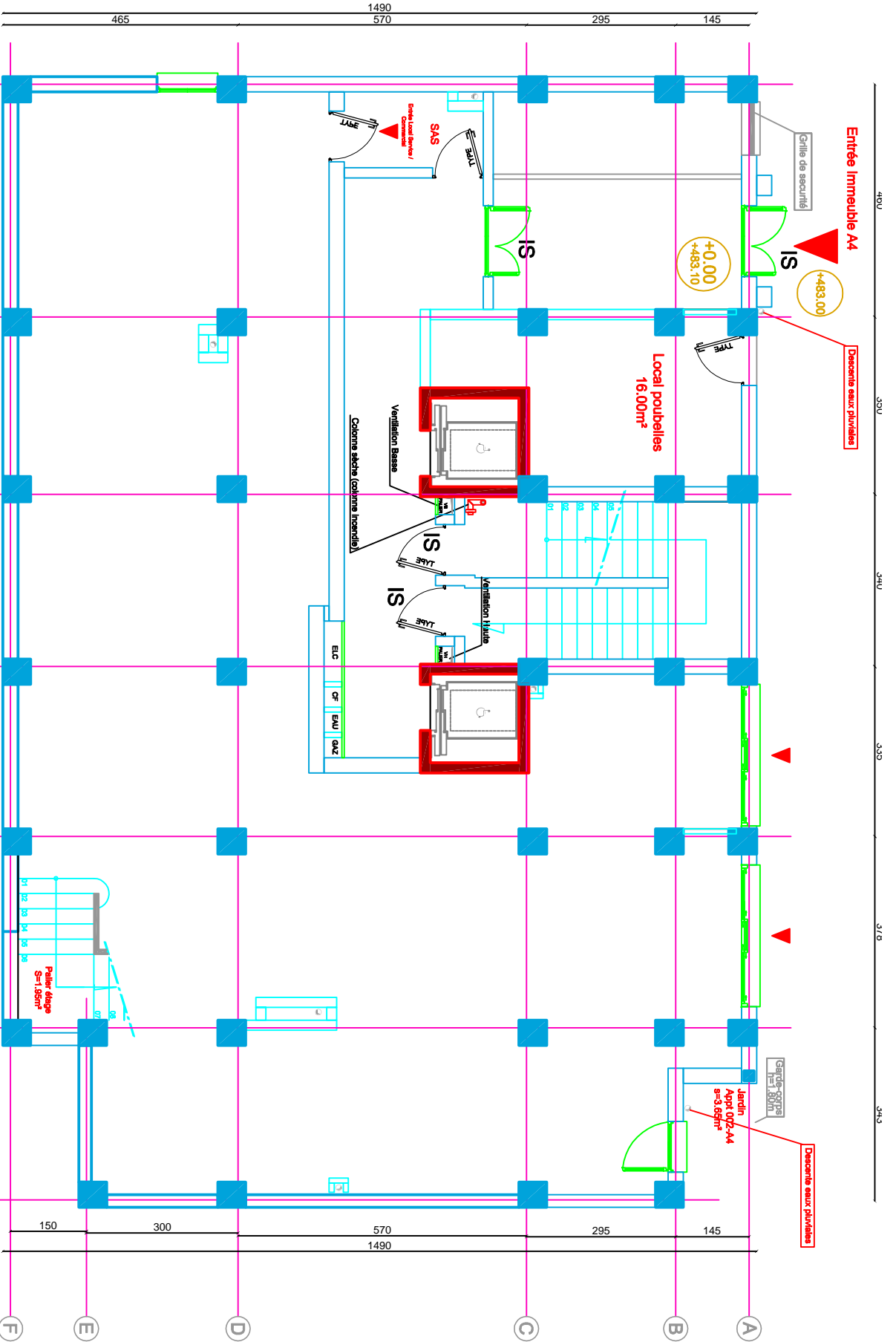


LE DIRECTEUR

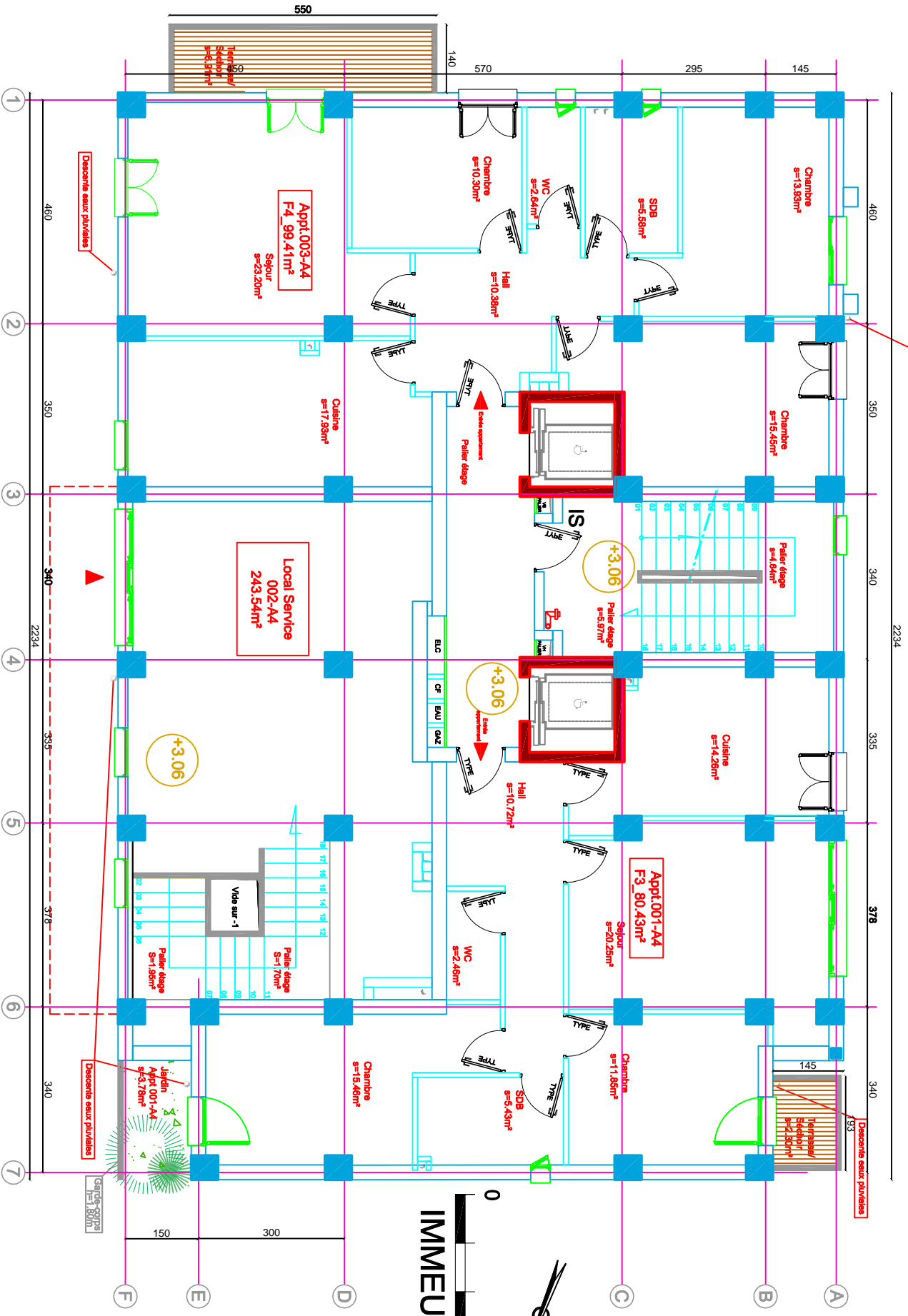


PLAN SOUS SOL





PLAN ENTRESOL

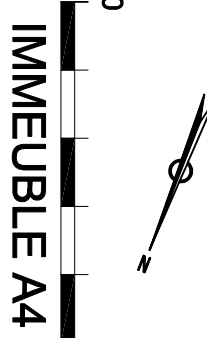
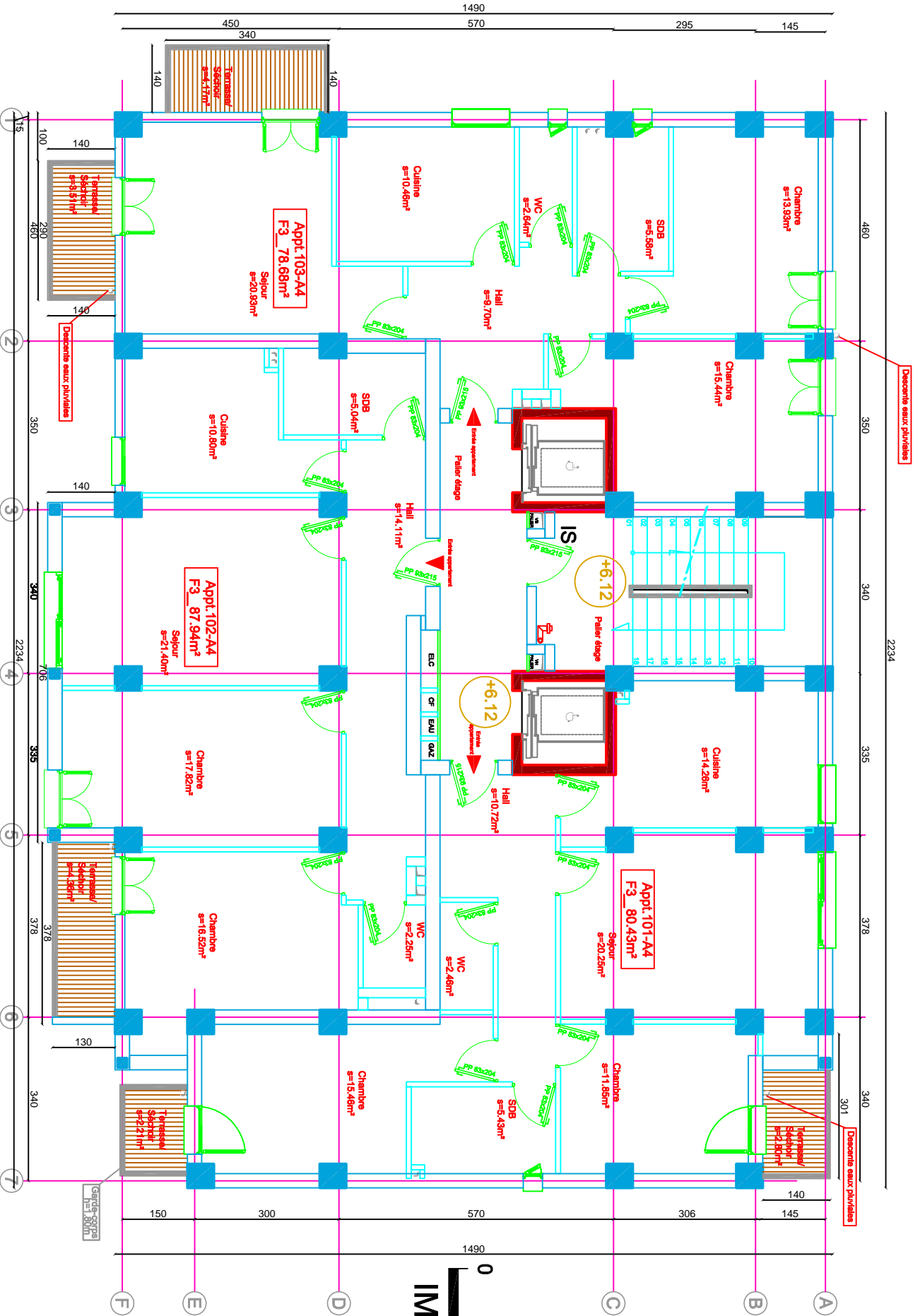


0 5

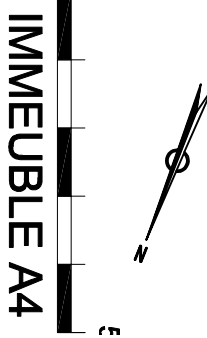
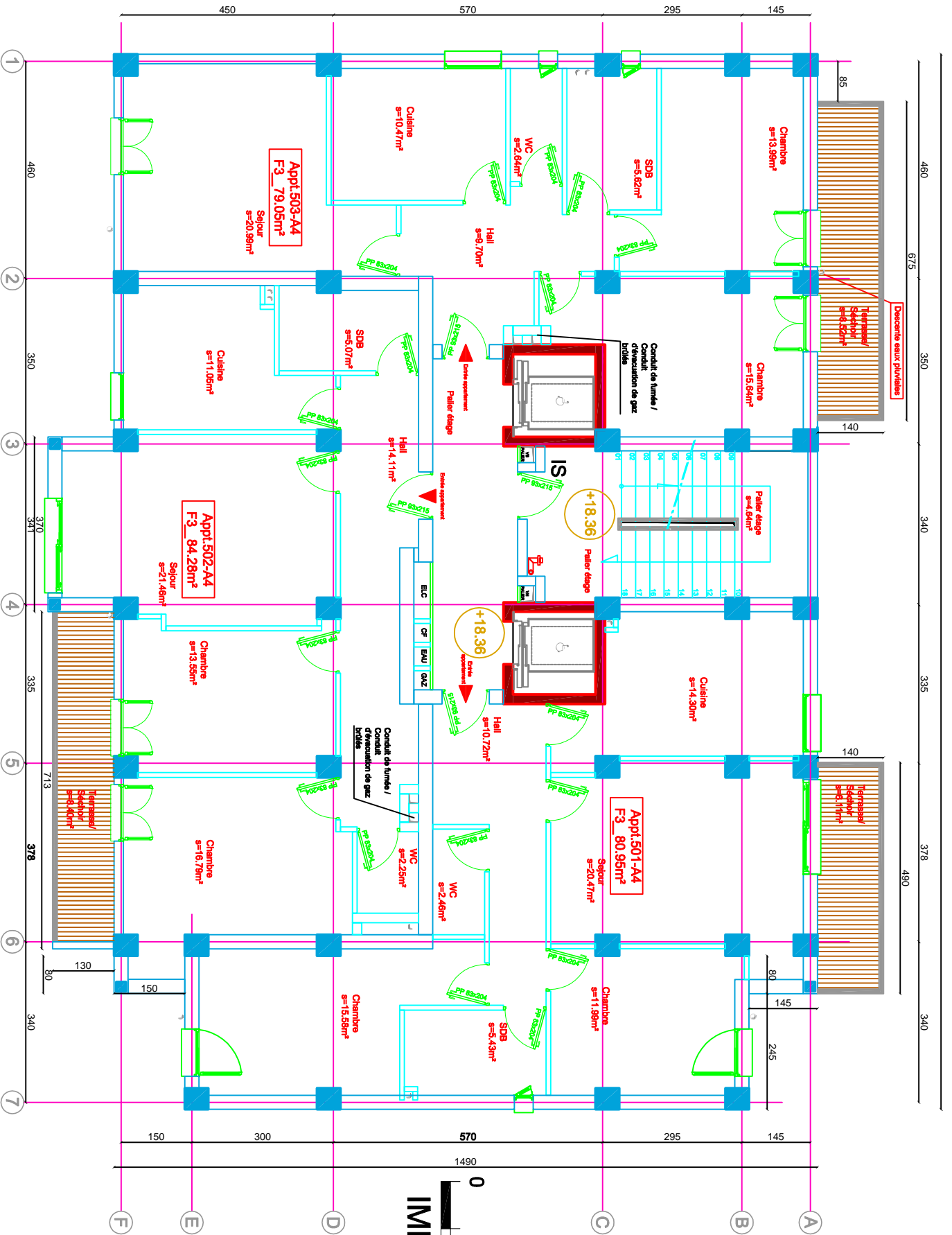
IMMEUBLE A4

PLAN RDC

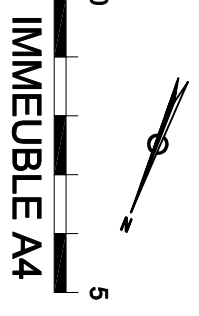
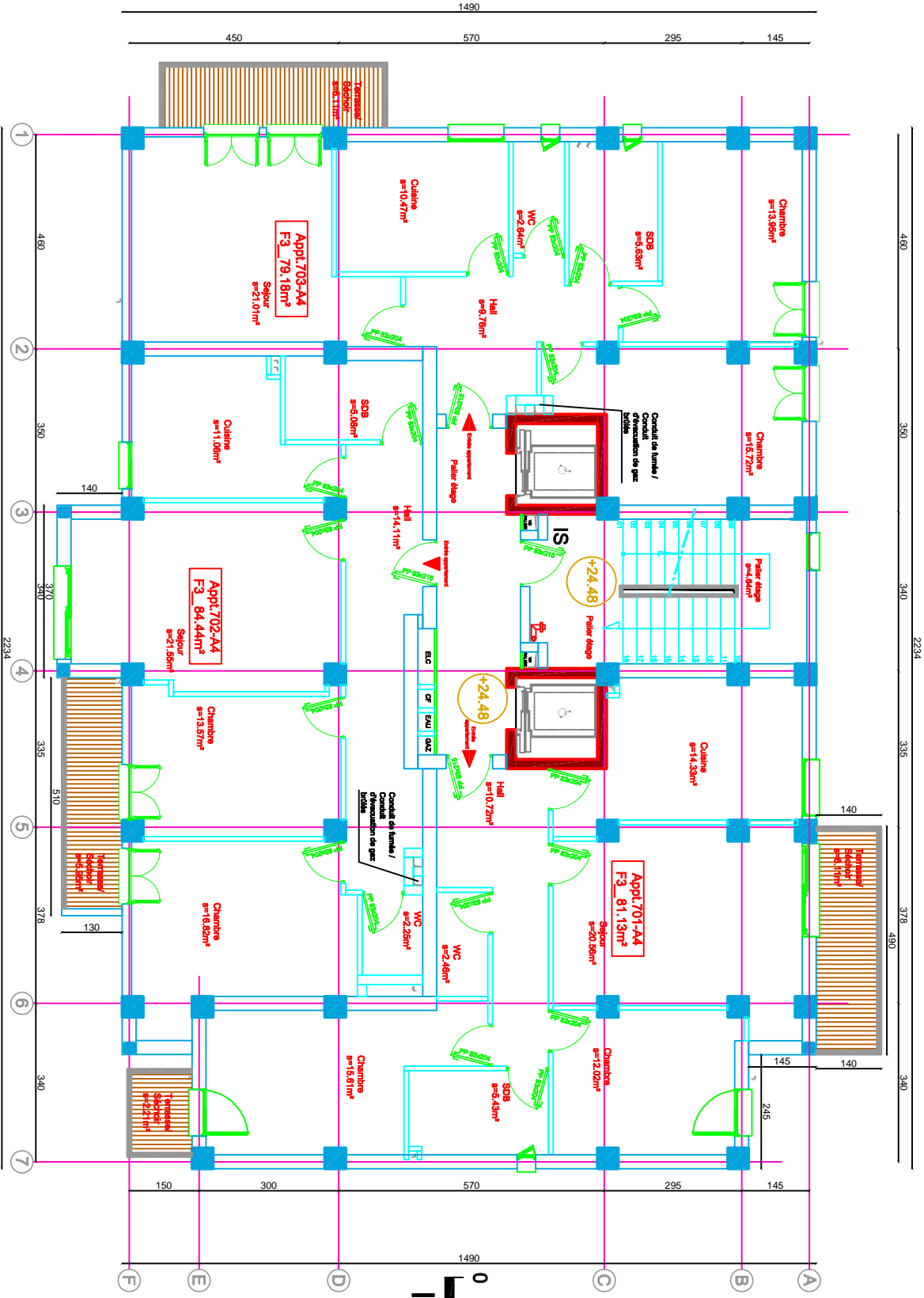
PLAN NIV+1



PLAN NIV+5



PLAN NIV+7

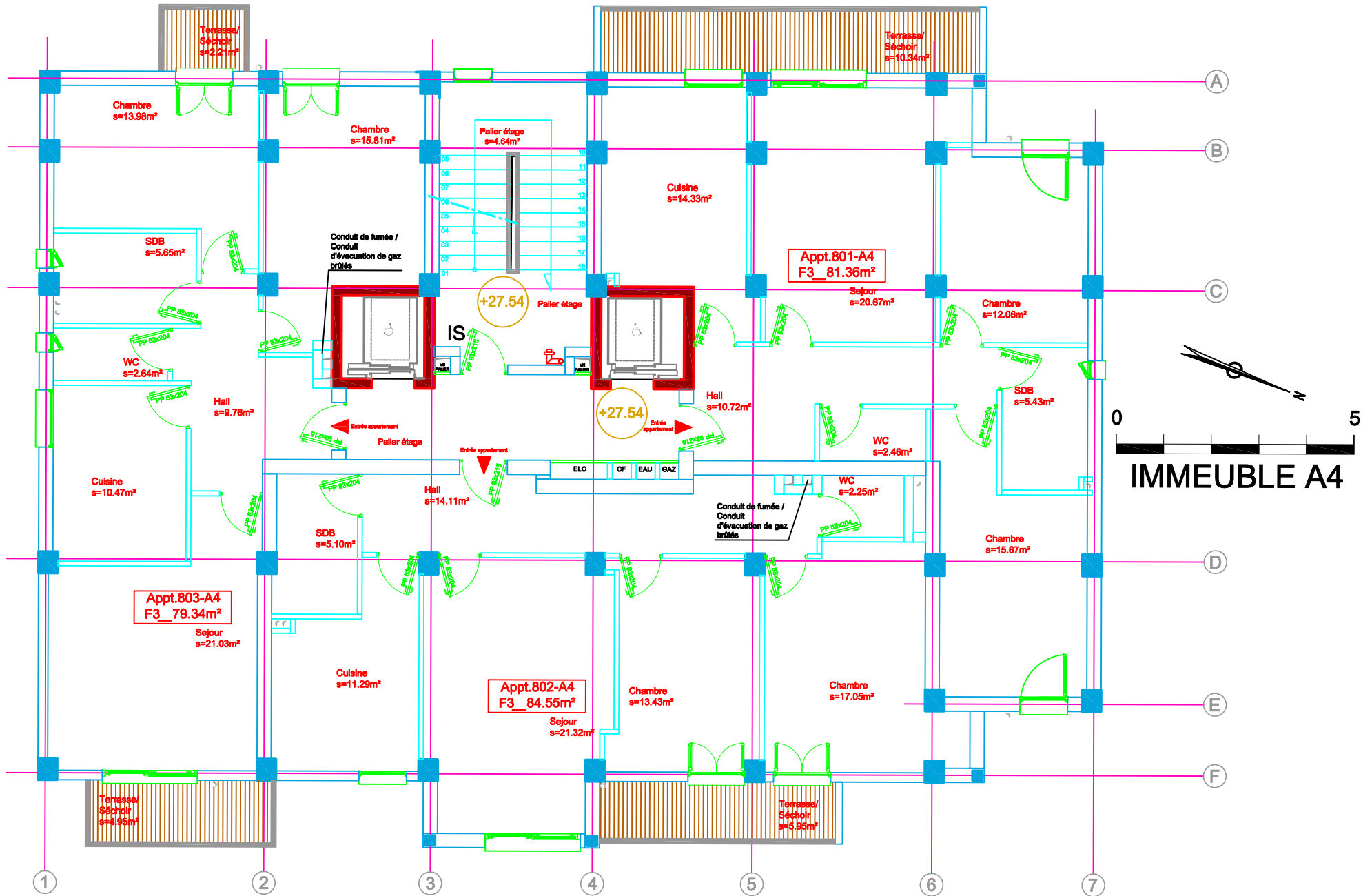


Dimensions: 450, 570, 295, 145

Grid lines: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 (horizontal); A, B, C, D, E, F (vertical)

Room labels and areas (m²):

- Chambre: 13.96, 15.72, 14.53, 18.52, 16.52
- Cuisine: 10.47, 11.08, 14.53
- Salon: 13.96, 11.08, 12.02
- WC: 2.64, 2.59, 2.46
- Terrasse: 21.01, 21.56, 22.11
- Hall: 8.76, 14.11, 10.72
- SDS: 6.59, 9.08, 5.43
- Pilier étage: 4.64, 4.64
- IS: Staircase
- Contrôle de l'arrivée / Contrôle d'évacuation de gaz: Gas control room



PLAN NIV+8

IMMEUBLE A4

1060

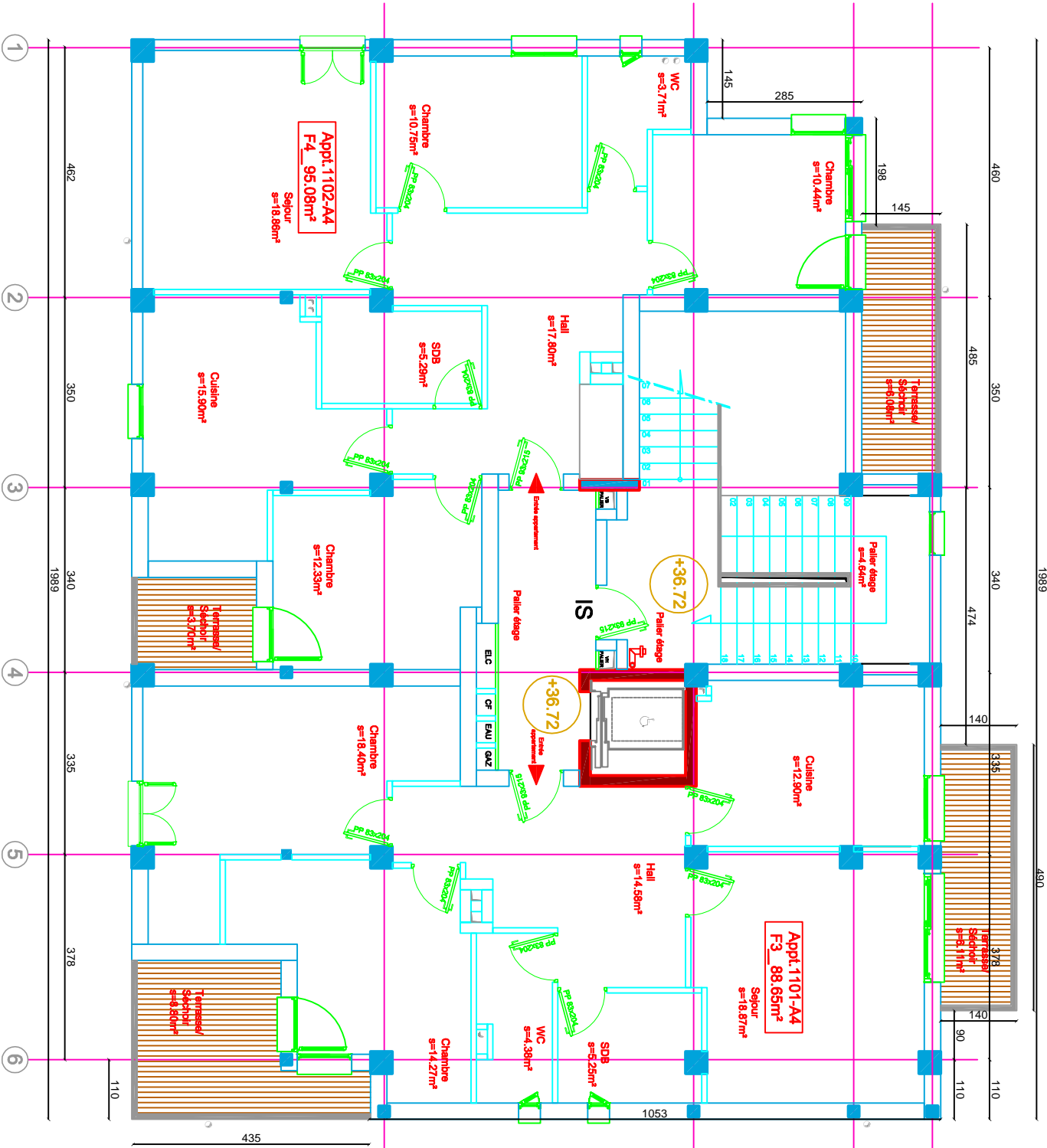
430

445

570

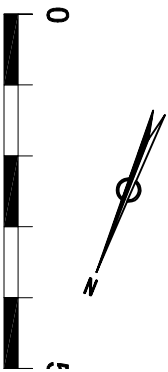
295

145



PLAN NIV+11

IMMEUBLE A4



F

D

C

B

A

1

2

3

4

5

6

7

462

350

340

335

378

110

110

435

460

350

340

335

378

110

1989

490

145

285

198

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

474

140

140

110

145

145

145

485

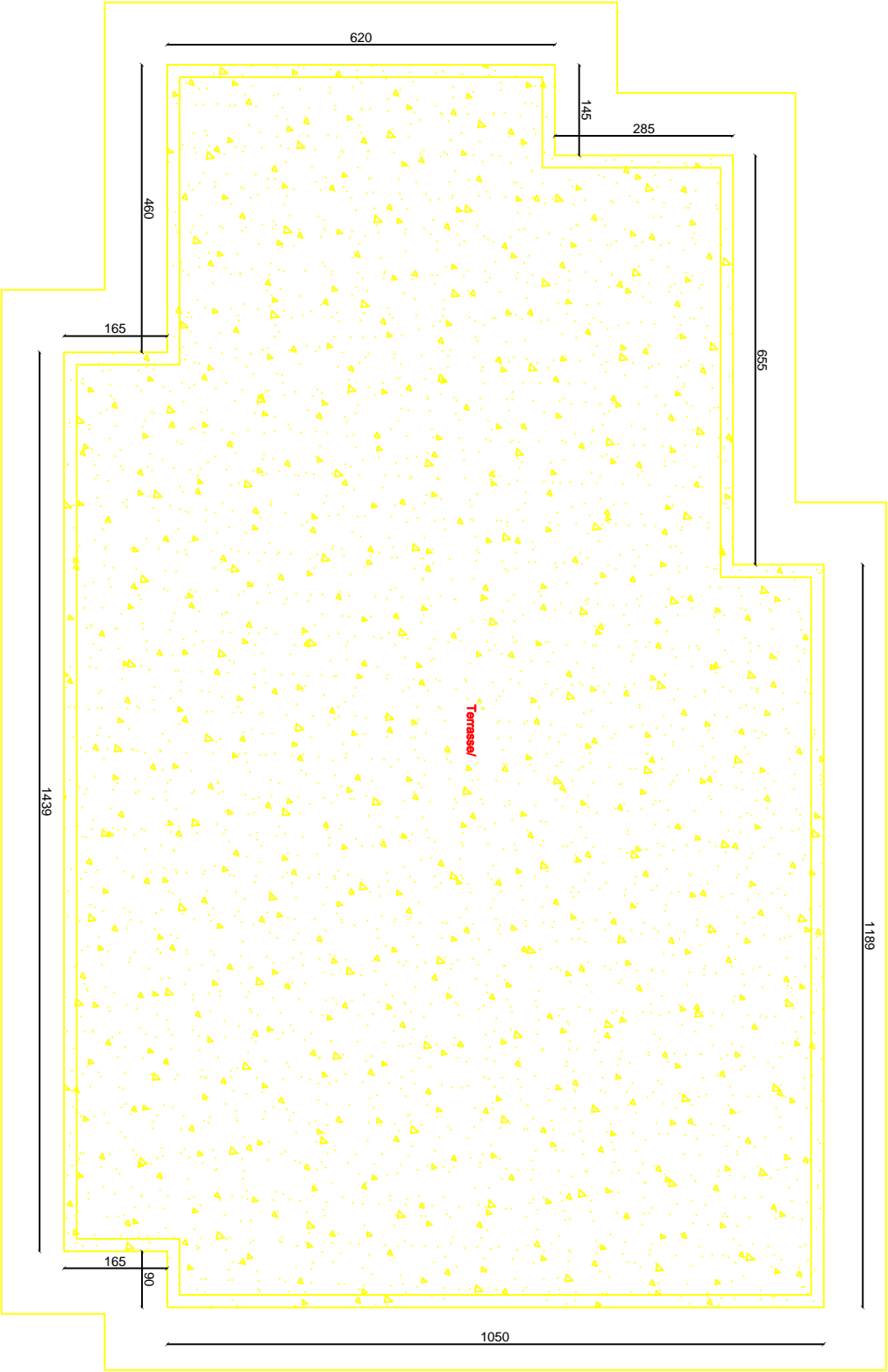
474

140

140

110

PLAN NIV TERRASSE



IMMEUBLE A4

(F)