

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+ 10+ 2Parkings) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^r : OUABBAS Anis

M^r : KHOUFACHE Massinissa

Encadreur :

M^{me} : AREZKI

Jury :

M^r : BOUZEROURA

M^{me} : BOUSSAA

Promotion 2019-2020

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant, pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mme AREZKI pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon père et ma mère qui ont été toujours présent à mes côtés, qui m'ont apporté de l'aide même quand je ne demandais pas de l'aide.

A mes frères YUBA et MASSINISSA qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même.

A WAHID, YAHIA, HOCINE et KAMEL d'avoir répondu et contribué à résoudre chaque problème qu'on a croisé lors de la réalisation de ce mémoire.

Et en fin à toute personne qui a été à mes côtés durant tout mon parcours d'étudiant.

ANIS

Dédicaces

- ✓ *A mes très chers parents pour leurs sacrifices, leurs encouragements et leurs soutiens.*
- ✓ *A mes chères sœurs : Yasmine et Laeticia.*
- ✓ *A mon cher frère : Amine.*
- ✓ *A mes très chers grands parents.*
- ✓ *A toutes la famille Khoufaches.*
- ✓ *A tous mes amis(e) sans exceptions.*
- ✓ *A mon binôme Anis et sa famille.*

Massinissa

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I : Généralité</i>	
<i>I.1 Introduction</i>	3
<i>I.2 Présentation de l'ouvrage</i>	3
<i>I.2.1 Caractéristiques de la structure</i>	3
<i>I.2.2 Système de contreventement</i>	3
<i>I.2.3 Les éléments de l'ouvrage</i>	3
<i>I.3 Règlements et normes utilisées</i>	4
<i>I.4 Etats limites de calculs</i>	4
<i>I.4.1 Etat limite ultime ELU</i>	4
<i>I.4.2 Etat limite de service ELS</i>	4
<i>I.5 Actions et sollicitations de calcul</i>	5
<i>I.5.1 Les actions</i>	5
<i>I.5.2 Les sollicitations et combinaisons de charges</i>	5
<i>I.6 Caractéristiques des matériaux</i>	5
<i>I.6.1 Béton</i>	5
<i>I.6.2 Acier</i>	8
<i>I.7 Conclusion</i>	9
<i>Chapitre II : Prédimensionnement Des Eléments</i>	
<i>II.1 Introduction</i>	11
<i>II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires</i>	11
<i>II.2.1 planchers</i>	11
<i>II.2.2 Escaliers</i>	14
<i>II.2.3 Acrotère</i>	15

II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux	15
II.3.1 Les poutres	15
II.3.2 Voiles de contreventement	16
II.3.3 Poteaux	17
II.4 Evaluation des charges et les surcharges	18
II.4.1 Plancher en corps creux	18
II.4.2 Dalle pleine	18
II.4.3 Escalier	20
II.4.4 Murs en doubles cloisons	20
II.5 Descente de charge	20
II.5.1 Descente de charge du poteau C3	21
II.5.2 Descente de charge du poteau D'3'	25
II.6 Vérification des sections des poteaux	28
II.6.1 Vérification de la condition de résistance	28
II.6.2 Vérification au flambement	28
II.6.3 Vérification vis-à-vis du RPA	29
II.7 Conclusion	29
 Chapitre III : Etude Des Eléments Secondaires	
III.1 Introduction	31
III.2 Calcul des planchers	31
III.2.1 Planchers à corps creux	31
III.2.2 Etude des dalles pleines	47
III.3 Calcul de l'escalier	58
III.4 Calcul de l'acrotère	63

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1 Introduction	68
IV.2 Modélisation de la structure	68
IV.3 Méthodes de calculs	69
IV.3.1 Méthodes statique équivalente	69
IV.3.2 Méthodes d'analyse modale spectrale	72
IV.4 Conclusion	81

Chapitre V : Etude Des Eléments Principaux

V.1 Introduction	83
V.2 Etude des poteaux	83
V.2.1 Définition	83
V.2.2 Recommandations du RPA99/Version 2003	83
V.2.3 Sollicitations dans les poteaux	84
V.2.4 Ferrailage des poteaux	85
V.3 Étude des poutres	91
V.3.1 Définition	91
V.3.2 Les recommandations du RPA99/version2003	91
V.3.3 Sollicitations de calculs	92
V.3.4 Ferrailage des poutres	92
V.4 Étude des voiles	101
V.4.1 définition	101
V.4.2 Recommandation du RPA 99/version2003	102
V.4.3 Disposition des voiles	103
V.4.4 Les sollicitations dans les différents types de voiles	103
V.4.5 Ferrailage des voiles	105

<i>V.4.6 Exemple de schéma de Ferrailage du $V_Y = 2m$ du RDC</i>	110
<i>V.5 Conclusion</i>	110
Chapitre VI : Etude De L'infrastructure	
<i>VI.1 Introduction</i>	112
<i>VI.2 Etude des fondations</i>	112
<i>VI.2.1 Choix du type des fondations</i>	112
<i>VI.2.2 Combinaisons d'actions à considérer</i>	112
<i>VI.2.3 Les caractéristiques du sol</i>	112
<i>VI.2.4 Vérification des semelles isolées</i>	112
<i>VI.2.5 Vérification des semelles filantes</i>	113
<i>VI.2.6 Etude du radier général</i>	114
<i>VI.3 Etude du voile périphérique</i>	124
<i>VI.3.1 Introduction</i>	124
<i>VI.3.2 Dimensionnement du voile</i>	124
<i>VI.3.3 Caractéristiques du sol (selon le rapport du sol)</i>	124
<i>VI.3.4 Evaluation des charges et surcharges</i>	125
<i>VI.3.5 Ferrailage du voile</i>	125
<i>VI.3.6 Schémas de ferrailage du voile</i>	127
<i>VI.4 Conclusion</i>	127
<i>Conclusion générale</i>	129

Liste des tableaux

Tableau II.1	<i>Sections préalables des poteaux.....</i>	<i>18</i>
Tableau II.2	<i>Evaluations des charges sur le plancher terrasse inaccessible.....</i>	<i>18</i>
Tableau II.3	<i>Evaluations des charges sur l'étage courant.....</i>	<i>18</i>
Tableau II.4	<i>Evaluations des charges sur la dalle pleine terrasse inaccessible.....</i>	<i>18</i>
Tableau II.5	<i>Evaluations des charges sur la dalle pleine autour de l'ascenseur.....</i>	<i>19</i>
Tableau II.6	<i>Evaluations des charges sur la dalle pleine du commerce.....</i>	<i>19</i>
Tableau II.7	<i>Evaluations des charges sur la dalle pleine du parking.....</i>	<i>19</i>
Tableau II.8	<i>Evaluations des charges sur les balcons.....</i>	<i>19</i>
Tableau II.9	<i>Evaluations des charges sur la volée.....</i>	<i>20</i>
Tableau II.10	<i>Evaluations des charges sur le palier.....</i>	<i>20</i>
Tableau II.11	<i>Evaluations des charges des murs en doubles cloisons.....</i>	<i>20</i>
Tableau II.12	<i>Surfaces et poids propres des poteaux.....</i>	<i>21</i>
Tableau II.13	<i>Descente des charges pour le poteau C3.....</i>	<i>23</i>
Tableau II.14	<i>Descente des charges pour le poteau D'3'.....</i>	<i>26</i>
Tableau II.15	<i>Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau C3.....</i>	<i>28</i>
Tableau II.16	<i>Résultat de vérification au flambement pour le poteau C3.....</i>	<i>28</i>
Tableau II.17	<i>Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau C3.....</i>	<i>29</i>
Tableau III.1	<i>Chargement sur les poutrelles.....</i>	<i>34</i>
Tableau III.2	<i>Les sollicitation à l'ELU poutrelle type 1.....</i>	<i>36</i>
Tableau III.3	<i>Les sollicitation à l'ELS poutrelle type 1.....</i>	<i>37</i>
Tableau III.4	<i>Les sollicitation à l'ELU des autres types de poutrelles.....</i>	<i>37</i>
Tableau III.5	<i>Les sollicitation à l'ELS des autres types de poutrelles.....</i>	<i>37</i>
Tableau III.6	<i>Ferraillages des différents types de poutrelles.</i>	<i>43</i>
Tableau III.7	<i>Vérifications à l'ELU.....</i>	<i>44</i>
Tableau III.8	<i>Vérifications des contraintes à l'ELS.....</i>	<i>44</i>
Tableau III.9	<i>Vérifications des états limites de déformations.....</i>	<i>45</i>
Tableau III.10	<i>Les schémas de ferraillage des poutrelles.....</i>	<i>46</i>
Tableau III.11	<i>Résultats de ferraillage de la dalle pleine (RDC).....</i>	<i>48</i>
Tableau III.12	<i>Calcul de la flèche de la dalle pleine (RDC)</i>	<i>49</i>
Tableau III.13	<i>Calcul de la flèche de la dalle pleine (RDC)</i>	<i>49</i>
Tableau III.14	<i>Résultats de ferraillage de la dalle pleine (Parking1)</i>	<i>51</i>
Tableau III.15	<i>Moments et vérifications des contraintes de la dalle pleine (Parking1)</i>	<i>51</i>

Tableau III.16 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (EC)	53
Tableau III.17 Moments et vérifications des contraintes de la dalle pleine (EC)	53
Tableau III.18 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 2appuis.....	55
Tableau III.19 Calcul de la flèche de la dalle pleine sur 2appuis	56
Tableau III.20 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 1 appui.....	57
Tableau III.21 Résultats de ferrailage de l'escalier.....	59
Tableau III.22 Vérification des contraintes limites dans l'escalier.....	59
Tableau III.23 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	61
Tableau III.24 Vérification des contraintes limites dans la poutre palière.....	62
Tableau III.25 Combinaison d'action de l'acrotère.....	64
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	70
Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.....	75
Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	75
Tableau IV. 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	77
Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	77
Tableau IV.6 Vérification des déplacements de la structure.....	78
Tableau IV.7 Vérification de L'effet $P-\Delta$	79
Tableau IV.8 Vérification de l'effort normale réduit.....	80
Tableau V.1 Sollicitations dans les poteaux.....	85
Tableau V.2 Armatures longitudinales des poteaux.....	85
Tableau V.3 Armatures transversales des poteaux.....	86
Tableau V.4 Vérification au flambement des poteaux.....	87
Tableau V.5 Vérification des contraintes dans le béton.....	88
Tableau V.6 Vérification des contraintes tangentielles.....	89
Tableau V.7 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.....	92
Tableau V.8 Les sollicitations les plus défavorables.....	92
Tableau V.9 Armatures longitudinales des poutres.....	93
Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant.....	94
Tableau V.11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	95
Tableau V.12 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	95
Tableau V.13 Vérification des conditions de la flèche.....	96
Tableau V.14 Moment résistant dans les poteaux.....	98

Tableau V.15 Moment résistant dans les poutres.....	98
Tableau V.16 Vérification de la zone nodale.....	99
Tableau V.17 Sollicitation maximale dans le voile $V_x = 1,3m$ à tous les niveaux.....	104
Tableau V.18 Sollicitation maximale dans le voile $V_y = 3,25m$ à tous les niveaux.....	104
Tableau V.19 Sollicitation maximale dans le voile $V_y = 2m$ à tous les niveaux.....	104
Tableau V.20 Ferrailage du voile $V_x = 1,3m$ à tous les niveaux.....	107
Tableau V.21 Ferrailage du voile $V_y = 3,25m$ à tous les niveaux.....	108
Tableau V.22 Ferrailage du voile $V_y = 2m$ à tous les niveaux.....	109
Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrailages du radier.....	117
Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....	118
Tableau VI.3 Résultats de recalcul de la section d'acier à l'ELS.....	118
Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU).....	120
Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS).....	121
Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELU).....	121
Tableau VI.7 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELS).....	121
Tableau VI.8 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale.	121
Tableau VI.9 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.....	121
Tableau VI.10 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	122
Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS.....	123
Tableau VI.12 Résultats de recalcul de la section d'acier à l'ELS.....	123
Tableau VI.13 Section des armatures du voile périphérique.....	126
Tableau VI.14 Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	127

Liste des figures

Figure I.1 Diagramme contraintes-déformation.....	7
Figure II.1 Planché à corps creux.....	11
Figure II.2 Dispositions des poutrelles.....	12
Figure II.3 Vue en coupe d'une poutrelle.....	14
Figure II.4 Composantes des escaliers.....	14
Figure II.5 Vue en plan de l'escalier.....	14
Figure II.6 Schéma statique de l'escalier.....	14
Figure II.7 : L'acrotère.....	15
Figure II.8 Section brute.....	17
Figure II.9 Surface qui revient au poteau C3.....	21
Figure II.10 Schéma statique de la décente de charge.....	22
Figure II.11 Surface qui revient au poteau D'3'	25
Figure III.1 Les moments aux appuis.....	32
Figure III.2 Le diagramme des efforts tranchants.....	32
Figure III.3 Schéma statique des poutrelles plancher terrasse inaccessible.....	33
Figure III.4 Schéma statique des poutrelles plancher étage courant.....	33
Figure III.5 Schéma statique de poutrelle type1	34
Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure III.7 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (RDC).....	50
Figure III.8 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (Parking1)	52
Figure III.9 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (EC-Ascenseur)	54
Figure III.10 Schéma statique dalle sur 2appuis.....	54
Figure III.11 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 2 appuis (balcon Sud)	56
Figure III.12 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 1 appuis (balcon Nord)	57
Figure III.13 Schéma statique de l'escalier.....	58
Figure III.14 Diagrammes des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	58
Figure III.15 Disposition des armatures dans la paillasse.....	60
Figure III.16 Schéma statique de la poutre palière.....	60
Figure III.17 Section creuse équivalente.....	61
Figure III.18 Ferrailages de la poutre palière.....	63
Figure III.19 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66

Figure IV.1 Vue 3D de la structure modélisée.....	68
Figure IV.2 Spectre de réponse.....	72
Figure IV.3 Disposition des voiles.....	73
Figure IV.4 1 ^{er} Mode de déformation.....	73
Figure IV.5 2 ^{em} Mode de déformation.....	74
Figure IV.6 3 ^{em} Mode de déformation.....	74
Figure V. 1 Zone nodale.....	83
Figure V.2 Section du poteau.....	88
Figure V.3 Schéma de ferrailage des poteaux.....	90
Figure V.4 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	91
Figure V.5 Les moments dans la zone nodale.....	97
Figure V.6 Schéma de ferrailage des poutres principales de parking1 jusqu'à étage 10.....	100
Figure V.7 Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse.....	100
Figure V.8 Schéma de ferrailage des poutres secondaires de parking1 jusqu'à étage 8.....	100
Figure V.9 Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse et étages 9 et 10.....	101
Figure V.10 Schéma de ferrailage des poutres de chainages et les consoles.....	101
Figure V.11 Disposition des armatures dans les voiles.....	102
Figure V.12 Schéma de répartition des voiles.....	103
Figure V.13 Schéma d'un voile plein.....	105
Figure V.14 Schéma de ferrailage du voile $V_y = 2m$ du RDC.....	110
Figure VI.1 Semelle isolée.....	112
Figure VI.2 Dimensions du radier.....	114
Figure VI.3 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	115
Figure VI.4 Dalle sur quatre appuis.....	117
Figure VI.5 Schéma de ferrailage du radier.....	119
Figure VI.6 Schéma de rupture de dalle du radier.....	120
Figure VI.7 Section à ferrailer	122
Figure VI.8 Schéma de ferrailage des nervures X-X.....	124
Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures Y-Y.....	124
Figure VI.10 Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	125
Figure VI.11 Panneau le plus sollicité.....	125
Figure VI.12 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	127

Notations

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.

n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.
S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ε_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprime (<i>epsilon</i>).
ε_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ε_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprime.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Introduction Générale

Introduction générale

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manière de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux de construction et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont lui appliqués et aux multiples phénomènes naturels, plus précisément les séismes.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée, par conséquent l'ingénieur a comme objectif de doter la structure d'une rigidité adéquate, d'une résistance suffisante et d'une capacité de dissipation d'énergie pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux.

Le présent travail porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations + parking) en (R+10+2parkings) implanté à Bejaïa qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer son comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Cependant, le choix d'un système de contreventement qui fait l'objet de notre étude est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques, d'ailleurs en plus des calculs statiques qui feront l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre IV à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Le mémoire est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre 1

Généralités

I.1 Introduction

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

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, nous consacrons ce chapitre à concéder les différentes caractéristiques des matériaux utilisés dans ce mémoire.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment de R+10+2parkings, dont le rez-de-chaussée est à usage commercial et les autres étages à usage d'habitations (74 logements en F2, F3 et F4). Il est implanté au lieu-dit route de Sidi Ahmed wilaya de Bejaïa, qui est classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (II.a). Cet ouvrage est de moyenne importance donc il appartient au groupe d'usage 2, le site est considéré comme ferme(S2) dont la contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 1.70$ bars.

I.2.1 Caractéristiques de la structure

➤ Largeur en plan.....	28,71m.
➤ Longueur en plan.....	27,27m.
➤ Hauteur totale du bâtiment	45,72m.
➤ Hauteur d'entre sol 2.....	3,40m.
➤ Hauteur d'entre sol 1.....	4,10m.
➤ Hauteur du RDC.....	5,22m.
➤ Hauteur d'étage courant.....	3,06m.

I.2.2 Système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone (II.a), nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction.

I.2.3 Les éléments de l'ouvrage

En distingue deux types d'éléments :

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

Eléments secondaire : C'est les éléments ne faisant pas partie du système de contreventement (planchers, balcons et escaliers).

- **Plancher :** Les planchers sont des aires planes destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage. Le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). On a les planchers en dalle pleine (planchers des 2 parkings, balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux pour le reste.

- **Escalier** : il permet l'accès du RDC jusqu'au dernier étage. Il est constitué à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire. Pour ce projet il y a 2 cages d'escaliers similaires dans les 2 cotés.
- **Ascenseur** : C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment et on identifie 4 ascenseurs dans notre bâtiment, qui sont réalisés en maçonnerie.
- **Acrotère** : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.
- **Maçonnerie** : Elle est réalisée en brique creuses en simple parois pour les murs intérieurs et en double parois séparées de 5cm pour les murs extérieurs.

I.3 Règlementations et normes utilisées

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

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.4 Etats limites de calculs

L'état limite c'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.4.1 Etat limite ultime ELU

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

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

I.4.2 Etat limite de service ELS

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

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

- Etat limite de compression du béton.

I.5 Actions et sollicitations de calcul

I.5.1 Les actions :

On distingue 3 types d'actions :

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosions,, etc.).

I.5.2 Les sollicitations et combinaisons de charges

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

Pour calculer les sollicitations (effort normal(N), effort tranchant(T) moment de flexion et de torsion (M) développés dans une section on utilise les combinaisons d'actions suivants :

$$\begin{aligned} \text{Situations durables :} & \begin{cases} ELU: 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS: G + Q \end{cases} \\ \text{Situations accidentelles :} & \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \end{aligned}$$

I.6 Caractéristiques des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armée (*CBA 93 article A.2.1.1*) les règlements en vigueur en Algérie.

I.6.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

I.6.1.1 Composition et dosage du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...).

I.6.1.2 Caractéristiques du béton

1) Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40MPa \text{ (} j \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40MPa \text{ (} j > 28 \text{ jours)} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.1.1)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de ce projet, on prendra $f_{c28} = 25 MPa$.

2) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de (j) jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{tj} \quad \text{avec } f_{tj} < 60MPa \quad \text{CBA93 (Art. A.1.2.1.2)}$$

Comme $f_{c28} = 25MPa$ on a $f_{t28} = 2,1MPa$

3) Contrainte limite à l'ELU

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.3.4)}$$

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

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

4) Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa \quad \text{CBA93 (Art. A.4.5.2)}$$

5) Diagramme des contraintes-déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

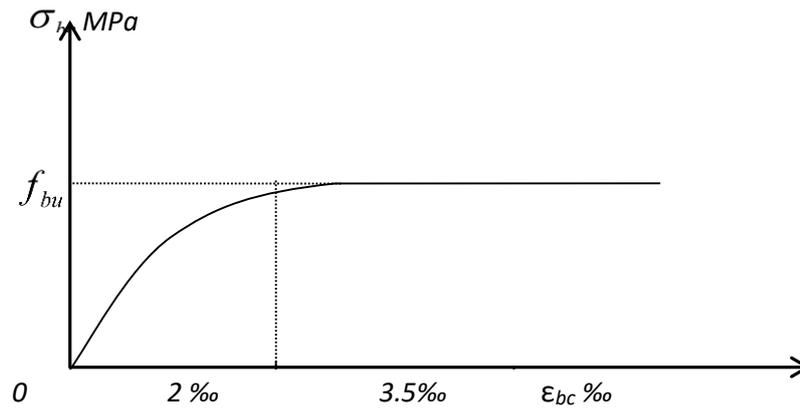


Figure I.1 Diagramme contraintes-déformation.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } : 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 103 \varepsilon_{bc} (4 \times 103 \times \varepsilon_{bc}).$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

6) Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art.A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ CBA93 (Art. A.2.1.2.2)

- Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{v28} = 10818,86\text{MPa} \end{cases}$

7) Module de déformation transversale G

Le module de déformation transversale est donné par :

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

8) Coefficient de Poisson ν

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a} \text{ (Variation unitaire du côté de la section)}}{\frac{\Delta l}{l} \text{ (Raccourcissement unitaire)}} = \begin{cases} 0.2 \text{ à L'ELS} \\ 0 \text{ à L'ELU} \end{cases} \quad \text{CBA93(Art A.2.1.3)}$$

9) Contraintes tangentielle admissibles de cisaillement B.A.E.L.91(Art.A.5.1.2.11)

- Fissuration peu nuisible F.P.N : $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa})$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P

$$\tau_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

I.6.2 Acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

I.6.2.1 Différents types d'aciers

➤ Les ronds lisses (R.L)

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e = 215\text{MPa}$ (Contrainte à la limite élastique).
- $f_u = 330$ à 490MPa (Contrainte à la limite de rupture).
- $f_e = 235\text{MPa}$
- $f_u = 410$ à 490MPa .

➤ Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400\text{MPa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348\text{MPa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1,6$.
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1,15$.
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5\text{MPa}$.

➤ Treillis soudés

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50 ($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{MPa}$.
- TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{MPa}$.

I.6.2.2 Contrainte limite des aciers

- **État limite ultime (E.L.U)**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : ε_s Allongement relatif

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

- **État limite de service (E.L.S)**

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.5)}$$

- Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91(Art. A.4.5.33)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- * $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudées.
- * $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\varphi \geq 6mm$.
- * $\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\varphi < 6mm$.

I.7 Conclusion

Pour le travail qui sera effectué dans des chapitres suivants, on adopte les caractéristiques suivantes :

➤ **Le Béton :**

- Résistance a la compression : $f_{c28} = 25MPa$
- Résistance a la traction : $f_{t28} = 2,1MPa$
- Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = 14,2MPa$$

Situation durable

$$f_{bu} = 18,47MPa$$

Situation accidentelle

- Contrainte limite à l'ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

➤ **L'acier :**

- Limite d'élasticité $f_e = 400MPa$
- Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_s = 348MPa$$

Situation courante

$$\sigma_s = 400MPa$$

Situation accidentelle

- Contrainte limite à l'ELS :

$$f_{st} = 201,63MPa$$

Fissuration nuisible

$$f_{st} = 154,97MPa$$

Fissuration très nuisible

Chapitre 2

Prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction

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

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

Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le *RPA 99 révisé 2003*, le *BAEL 91* et le *CBA 93*.

II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 Planchers

II.2.1.1 plancher à corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec : L_{max} : Travée maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{510}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 22,66 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur : $h_t = 25 \text{ cm}$

$h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_0 = 5 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

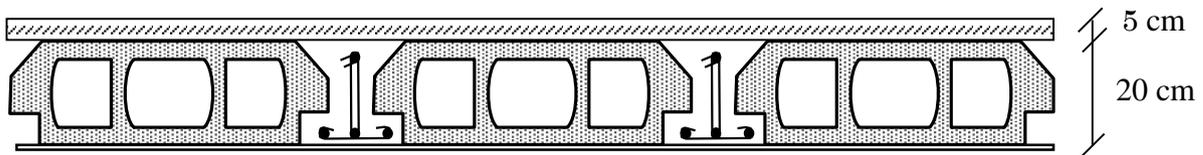


Figure II.1 Planché à corps creux.

▪ Poutrelles

Les poutrelles sont des éléments de la structure reposant sur les poutres dans le but de transmettre les charges et surcharges aux poutres. Elles sont disposées selon les deux critères suivants :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Pour notre bâtiment le critère le plus judicieux à suivre est celui de la plus petite portée par ce que la différence entre L_{Xmax} et L_{Ymax} est assez conséquente.

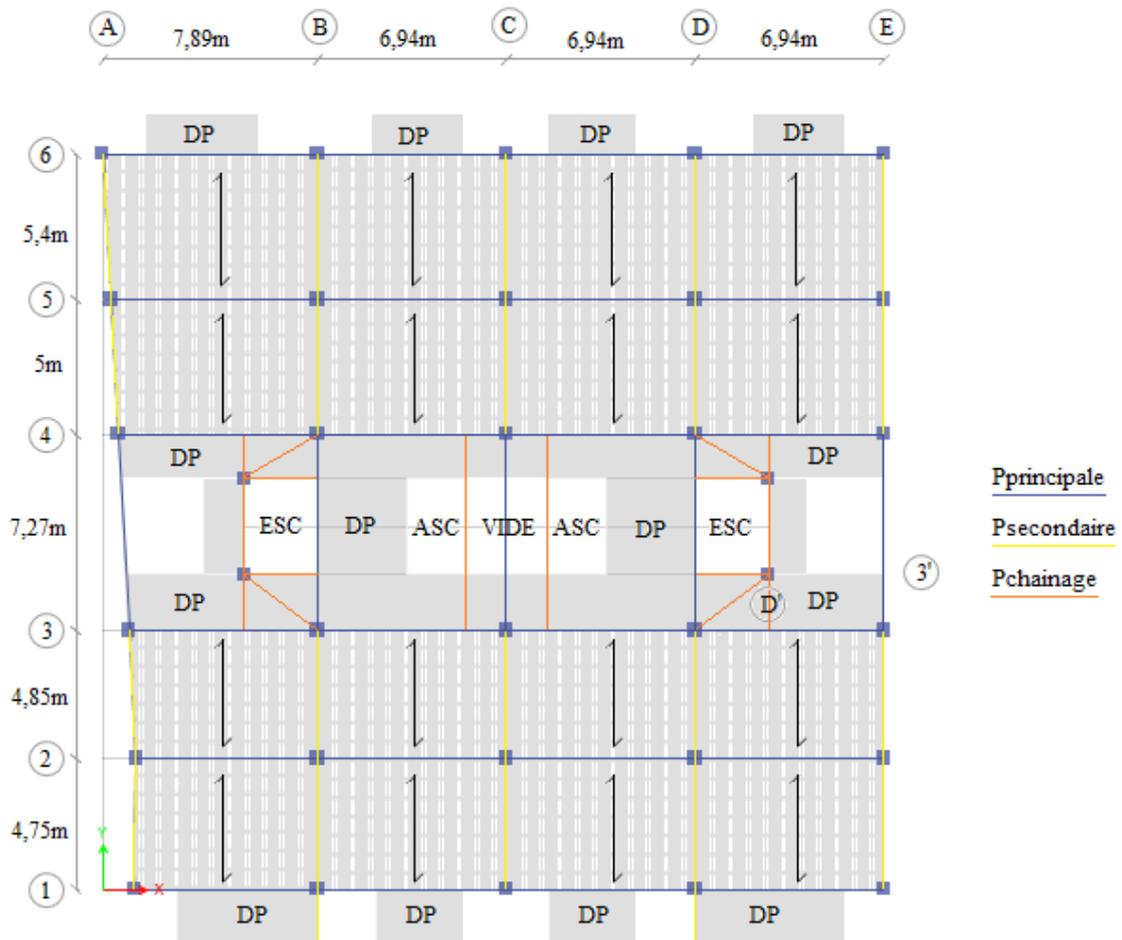


Figure II.2 Dispositions des poutrelles.

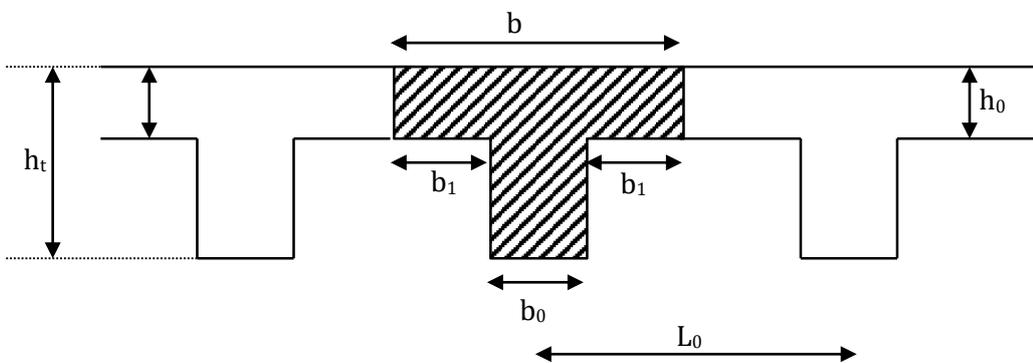


Figure II.3 Vue en coupe d'une poutrelle

Avec : b la largeur de la dalle de compression

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \Rightarrow b_0 = (9,6 \text{ à } 14,4) \Rightarrow \text{on prend } b_0 = 12\text{cm}$$

$$L_0 = 65\text{cm}$$

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{CBA93(article A.4.1.3)}$$

Avec : L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis ($L_y = 210\text{cm}$)

L_x : est la distance entre nus de deux poutrelles successives ($L_x = 53\text{cm}$)

$$b \leq 2 \times \left[\min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \right] + 10 \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la largeur de la table de compression est prise égale à : $b = 65 \text{ cm}$.

II.2.1.2 Plancher à dalle pleine

Dans ce bâtiment il existe plusieurs types de dalles pleines, des dalles pleines sur 4 appuis pour les entres-sols, RDC et dalle d'ascenseur et des dalles pleines sur 1 ou 2 appuis pour les balcons. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

• Résistance à la flexion

- Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Dalle reposant sur 2 ou 4 appuis ($\rho \leq 0,4$) : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis ($\rho > 0,4$) : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $(\rho = \frac{L_x}{L_y})$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

• Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

• Isolation phonique : $e \geq 13 \text{ cm}$

Nous exposons le prédimensionnement des différentes dalles :

* Dalle sur 4 appuis

$$\begin{aligned} \text{RDC et ES1 (7,27} \times \text{7,32 m}^2) &\Rightarrow \rho = \frac{727-30}{732-30} = \frac{697}{702} = 0,99 \\ &\Rightarrow \frac{697}{45} \leq e \leq \frac{697}{40} \\ &\Rightarrow 15,9 \leq e \leq 17,425 \end{aligned}$$

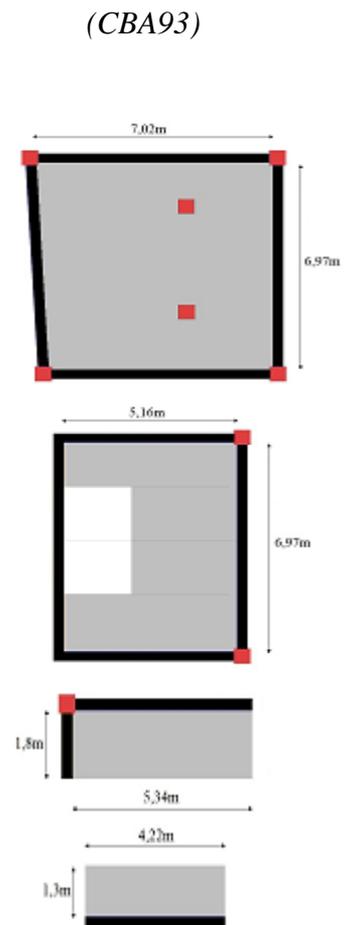
$$\begin{aligned} \text{Dalle d'ascenseur (5,46} \times \text{7,27 m}^2) &\Rightarrow \rho = \frac{546-30}{727-30} = \frac{516}{697} = 0,74 \\ &\Rightarrow \frac{516}{45} \leq e \leq \frac{516}{40} \\ &\Rightarrow 11,46 \leq e \leq 12,9 \end{aligned}$$

* Dalle sur 2 appuis

$$\text{Balcon sud (1,95} \times \text{5,49 m}^2) \Rightarrow \frac{180}{35} \leq e \leq \frac{180}{30} \Rightarrow 5,14 \leq e \leq 6$$

* Dalle sur 1 appuis

$$\text{Balcon nord (1,45} \times \text{4,22 m}^2) \Rightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6,5$$



Pour l'uniformité et le respect des 3 critères cités précédemment on opte pour une épaisseur égale à 14 cm pour toutes les dalles pleines sauf pour celles du parking et du RDC qu'on prend 20cm.

II.2.2 Escaliers

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

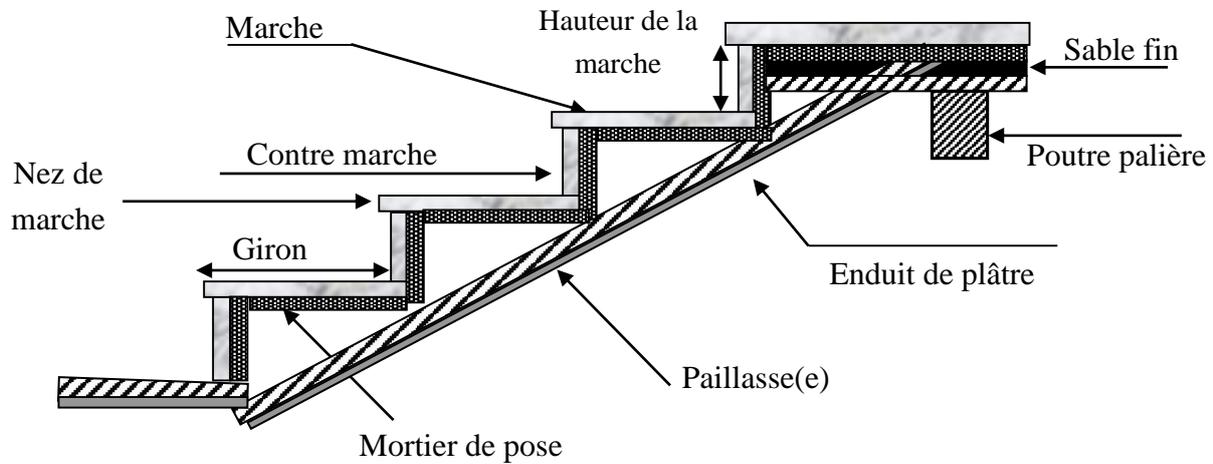


Figure II.4 Composantes des escaliers.

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

- La hauteur h des contre-marches se situe entre 14 et 18cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$ (1)

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

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ; L : Longueur de la volée.
 n : Nombre de contre marches ; H : La hauteur de la volée.

▪ **Calcul du nombre de marches et de contre marches**

On a : $L_0 = 240\text{cm}$; $H = 153\text{cm}$.

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

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0 \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$.

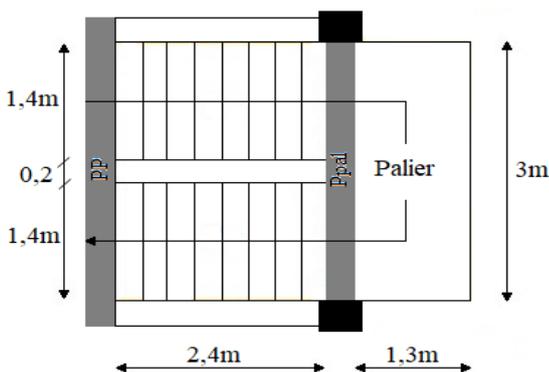


Figure II.5 Vue en plan de l'escalier

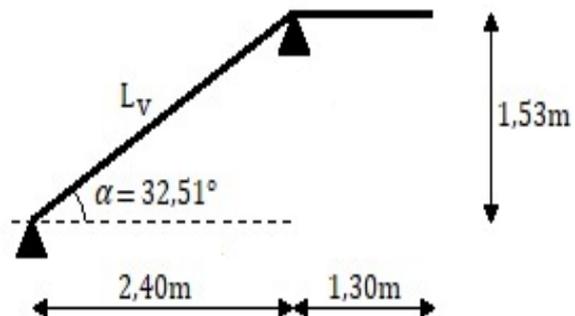


Figure II.6 Schéma statique de l'escalier

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre-marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche est } g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche est } h = 17\text{cm.}$$

- **Inclinaison de la paillasse :** $\text{tg}\alpha = \frac{1,53}{2,40} \Rightarrow \alpha = 31,51^\circ$

- **Epaisseur de la paillasse et du palier**

La volée est reposée sur deux appuis parallèles, donc leur prédimensionnement est :

$$L_v = \sqrt{(1,53)^2 + (2,40)^2} = 284,6 \text{ m}$$

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow 9,84\text{cm} \leq e \leq 14,23\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 14\text{cm}$.

Le palier est sous forme d'une dalle sur 1 appui (en console) donc le prédimensionnement est :

$$e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6,5\text{cm}$$

On prend : $e = 14\text{cm}$.

II.2.3 Acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme, pour son prédimensionnement on admet les dimensions standards représentées sur la figure ci-contre.

Soit S la section de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 + 0,07) \times 0,1 / (2) = 0,069\text{m}^2.$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

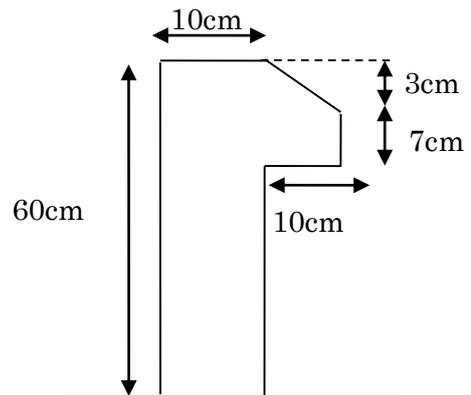


Figure II.7 : L'acrotère

II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Les poutres

II.3.1.1 Les poutres principales [P.P]

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

Avec : L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

$$L_{max} = 789 - 50 = 739\text{cm} \Rightarrow \frac{739}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{739}{10} \Rightarrow 49,26 \leq h_{pp} \leq 73,9$$

On adopte une hauteur $h_{pp} = 55 \text{ cm}$. La largeur (b) est comprise entre $(0,4 \text{ à } 0,8)h_{pp}$, soit $b = 30 \text{ cm}$.
Donc adopte pour une section rectangulaire $(b_{pp} \times h_{pp}) = (30 \times 55) \text{ cm}^2$.

- Vérification des exigences du RPA :

$$\begin{cases} b_{pp} = 30 > 20 \text{ cm} & \text{verifié} \\ h_{pp} = 55 > 30 \text{ cm} & \text{verifié} \\ \frac{1}{4} < \frac{h_{pp}}{b_{pp}} = 1,83 < 4 & \text{verifié} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

II.3.1.2 Les poutres secondaires [P.S]

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots (\text{Condition de flèche}).$$

Avec : L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

$$L_{\max} = 540 - 50 = 490 \text{ m} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66 \leq h_{pp} \leq 49$$

On adopte une hauteur $h_{pp} = 40 \text{ cm}$.

La largeur (b) est comprise entre $(0,4 \text{ à } 0,8)h_{pp}$, soit $b = 30 \text{ cm}$. Donc adopte pour une section rectangulaire $(b_{pp} \times h_{pp}) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

- Vérification des exigences du RPA :

$$\begin{cases} b_{pp} = 30 > 20 \text{ cm} & \text{verifié} \\ h_{pp} = 40 > 30 \text{ cm} & \text{verifié} \\ \frac{1}{4} < \frac{h_{pp}}{b_{pp}} = 1,33 < 4 & \text{verifié} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

II.3.2 Voiles de contreventement

Le Prédimensionnement des murs en béton armé sert d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99V2003 les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.7.1})$$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage

e : épaisseur du voile.

- Pour l'entre-sol 1,2 : $h_e = 410 - 16 = 394 \Rightarrow e \geq 19,7 \text{ cm}$
- Pour le RDC : $h_e = 522 - 24 = 498 \Rightarrow e \geq 24,9 \text{ cm}$
- Pour les étages courants : $h_e = 306 - 24 = 282 \Rightarrow e \geq 14,1 \text{ cm}$

Donc l'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs sont comme suit :

- $e = 25 \text{ cm}$ pour le RDC et les deux entre-sols.
- $e = 20 \text{ cm}$ pour les autres étages.

II.3.3 Poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pourquoi le prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

- **Vérification de la condition de résistance**

On doit vérifier :
$$\frac{Nu'}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20 \text{MPa}$$

Avec : Nu' : l'effort normale ultime de compression majoré

B : la section du poteau

$\overline{\sigma}_{bc}$: La contrainte limite de compression à l'ELU

- **Vérification au flambement**

D'après le CBA 93(Article B.8.2.1) on doit vérifier l'effort normal ultime :

$$Nu' \leq \overline{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

α : Coefficient tenant compte de l'élanement avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% \times Br \Rightarrow$ On prend $A_s = 1\% \times Br$

$Br = (a-3) \times (b-3)$

On obtient la formule suivante :

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu'}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7.4.2)}$$

Et il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$.

- **Vérification vis-à-vis du RPA**

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les exigences du (RPA99v2003 l'article 7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{cm} \quad \text{en zone II} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

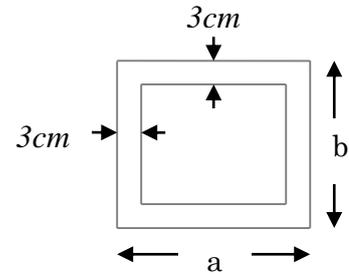


Figure II.8 Section brute

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies comme suit :

Tableau II.1 Sections préalables des poteaux.

Etages	Les deux parkings	R.D.C	1 ^{ém} et 2 ^{ém}	3 ^{ém} et 4 ^{ém}	5 ^{ém} et 6 ^{ém}	7 ^{ém} et 8 ^{ém}	9 ^{ém} et 10 ^{ém}
Section (b×h) cm	70x65	65x65	65x60	60x55	55x50	50x45	45x40

II.4 Evaluation des charges et les surcharges

II.4.1 Plancher en corps creux

a) Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillons roulés de protection	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Corps creux (20+5)	20+5	/	3,30
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0,1
Total		$G_{terrI} = 6,88\text{KN/m}^2$		$Q_{terrI} = 1,00\text{KN/m}^2$

b) Plancher étages courants

Tableau II.3 Evaluation des charges sur l'étage courant.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Murs de séparations	0,1	/	0,90
5	Corps creux (20+5)	20+5	/	3,30
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0,1
Total		$G_{ec} = 5,46\text{KN/m}^2$		$Q_{ec} = 1,50\text{KN/m}^2$

II.4.2 Dalle pleine

a) Dalle pleine terrasse inaccessible

Tableau II.4 Evaluation des charges sur la dalle pleine terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillons roulés de protection	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Dalle pleine	0,14	25	3,50
6	Enduit en mortier de ciment	0,01	18	0,18
Total		$G_{terrDP} = 7,16\text{KN/m}^2$		$Q_{terrDP} = 1,00\text{KN/m}^2$

b) Dalle pleine autour de l'ascenseur

Tableau II.5 Evaluation des charges sur la dalle pleine autour de l'ascenseur.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,14	25	3,50
5	Enduit en mortier de ciment	0,01	18	0,18
Total		$G_{asc} = 4,84\text{KN/m}^2$		$Q_{asc} = 2,5\text{KN/m}^2$

c) Dalle pleine commerce :

Tableau II.6 Evaluation des charges sur la dalle pleine du commerce.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,20	25	5,00
5	Enduit en mortier de ciment	0,01	18	0,18
Total		$G_{com} = 6,34\text{KN/m}^2$		$Q_{com} = 5\text{KN/m}^2$

f) Dalle pleine parking

Tableau II.7 Evaluations des charges sur la dalle pleine du parking.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Chape en béton	0,06	22	1,32
2	Enduit en mortier de ciment	0,01	18	0,18
3	Dalle pleine	0,20	25	5,00
Totale		$G_{park} = 6,50\text{KN/m}^2$		$Q_{park} = 4,55\text{KN/m}^2$

Remarque :

La construction fait partie des ouvrages types garages et parcs de stationnement de voiture légères, le DTR.B.C.2.2 fixe une valeur de charge d'exploitation $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ qui tient compte des effets dynamiques due au déplacement des véhicules. Néanmoins il faut considérer le phénomène d'amplification dynamique qui est due à la période propre de l'ouvrage.

g) Balcon

Tableau II.8 Evaluations des charges sur les balcons.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,14	25	3,50
5	Enduit en mortier de ciment	0,01	18	0,18
6	Garde-corps	0,1	/	1,00
Total		$G_{bal} = 5,84\text{KN/m}^2$		$Q_{bal} = 3,5\text{KN/m}^2$

II.4.3 Escalier

a) Volée

Tableau II.9 Evaluations des charges sur la volée.

	Désignation des éléments		Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	Horizontal	0,02	20	0,40
		Vertical	0,02×0,17/0,3	20	0,23
2	Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,40
		Vertical	0,02×0,17/0,3	20	0,23
3	Marches		0,17/2	22	1,87
4	Paillasse		0,14/cos(α)	25	4,10
5	Enduit en mortier de ciment		0,01/cos(α)	18	0,20
6	Garde-corps		/	/	0,60
Totale			$G_{vol} = 8,03\text{KN/m}^2$		$Q_{vol} = 2,5\text{KN/m}^2$

b) Palier

Tableau II.10 Evaluations des charges sur le palier.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,14	25	3,50
5	Enduit en mortier de ciment	0,01	18	0,18
Totale		$G_{pal} = 4,84\text{KN/m}^2$		$Q_{pal} = 2,5\text{KN/m}^2$

II.4.4 Murs en doubles cloisons

Tableau II.11 Evaluations des charges des murs en doubles cloisons.

	Désignation des éléments	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	8,66	1,3
3	Brique creuse	0,10	9	0,9
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Totale			$G_{DC} = 2,76\text{KN/m}^2$	

II.5 Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P(C3) et P(D'3').

II.5.1 Descente de charge du poteau C3

II.5.1.1 Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau C3

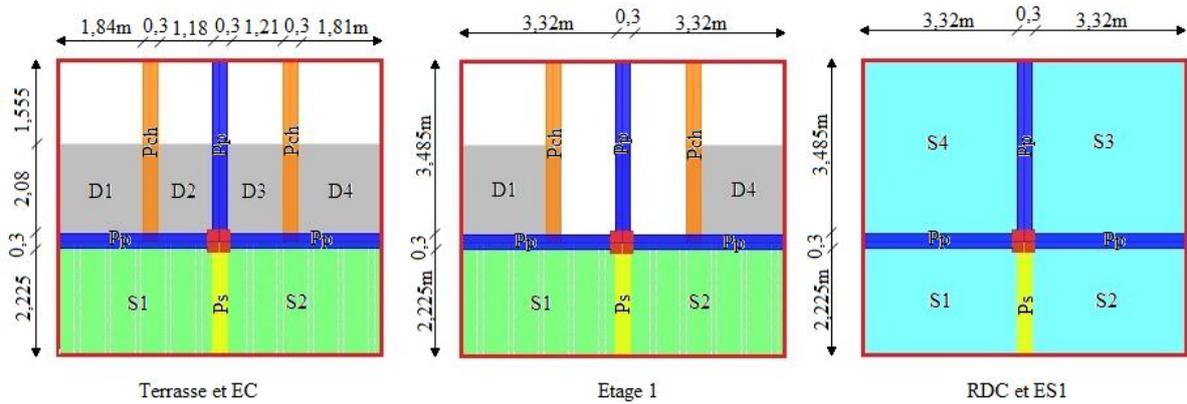


Figure II.9 Surface qui revient au poteau C3.

• Les surfaces

$D1=3,83m^2$; $D2=2,45m^2$; $D3=2,52m^2$; $D4=3,76m^2$; $S1=7,39m^2$; $S2=7,39m^2$

$S3= 11,57 m^2$; $S4= 11,57 m^2$

$S_{affG}=D1+D2+D3+D4+S1+S2=27,34m^2$

$S_{affQ}=S_{affG}+(2 \times 2,08 \times 0,3) + (2 \times 3,32 \times 0,3) =30,58 m^2$

• Poids des planchers

Terrasse : $DP= G_{terrDP} \times (D1+D2+D3+D4) =7,16 \times 12,56=89,93KN$

$CC= G_{terrI} \times (S1+S2) =6,88 \times 14,78=101,68KN$

10^{ém}-2^{ém} : $DP= G_{asc} \times (D1+D2+D3+D4) =4,84 \times 12,56=60,79KN$

$CC= G_{ec} \times (S1+S2) =5,46 \times 14,78=80,70KN$

1^{er} : $DP= G_{asc} \times (D1+D4) =4,84 \times 7,59=36,73KN$

$CC= G_{ec} \times (S1+S2) =5,46 \times 14,78=80,70KN$

RDC: $DP= G_{com} \times (S1+S2+ S3+S4) =6,34 \times 37,92=240,41KN$

ES1: $DP= G_{park} \times (S1+S2+ S3+S4) =6,5 \times 37,92=246,48KN$

• Poids des doubles cloisons

10^{ém}-2^{ém} : $DC= (2,225+2,08) \times G_{DC} \times (3,06-0,4) =31,60KN$

ES1 : $DC= (2,225+3,485) \times G_{DC} \times (5,22-0,4) =75,95KN$

• Poids des poteaux

Tableau II.12 surfaces et poids propres des poteaux

Etages	Les deux parkings		R.D.C	1 ^{ém} et 2 ^{ém}	3 ^{ém} et 4 ^{ém}	5 ^{ém} et 6 ^{ém}	7 ^{ém} et 8 ^{ém}	9 ^{ém} et 10 ^{ém}
Section (b×h) cm	70x65		65x65	65x60	60x55	55x50	50x45	45x40
h _e en (m)	3,4	4,1	5,22	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
Surface en (m ²)	0,455		0,422	0,39	0,33	0,275	0,225	0,18
Poids en (KN)	38,675	46,64	55,07	29,835	25,245	21,04	17,21	13,77

• Poids des poutres

$P_{poutres}=Pp+Ps+Pch$; $Pp= (3,32+3,32+3,485) \times 0,3 \times 0,55 \times 25=41,765KN$

$Ps=2,225 \times 0,3 \times 0,4=6,675KN$

$Pch= (2,08 \times 2) \times 0,3 \times 0,4 \times 25=12,48KN$

$P_{poutres}=60,92KN$

II.5.1.2 Loi de dégression des charges d'exploitations en fonction du nombre d'étages

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié, d'après le DTR B.C 2.2 (article 6.2) pour les plancher à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

▪ La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages.

1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

Dans ce projet les surcharges d'exploitation ne sont pas égales.

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible

Q_1-Q_9 : La surcharge d'exploitation sur les étages à usage d'habitation 10^{ém} étage jusqu'au 2^{ém} étage

Q_{10} : La surcharge d'exploitation sur le 1^{er} étage.

Q_{11} : La surcharge d'exploitation sur le R.D.C

Q_{12} : La surcharge d'exploitation sur le parking.

Avec : $Q_0 = [S_{affQ} + (2,08 + 2,225) \times 0,3] \times 1 = 31,87 \text{KN}$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = S_{affQ} \times 1,5 = 45,87 \text{KN}$$

$$Q_{10} = [S_{affQ} + (2,225 \times 0,3)] \times 2,5 = 78,19 \text{KN}$$

$$Q_{11} = [(CC1 + CC2 + D5 + D6) + (6,64 \times 0,3)] \times 5 = 199,53 \text{KN}$$

$$Q_{12} = [(CC1 + CC2 + D5 + D6) + ((6,64 + 5,71) \times 0,3)] \times 4,55 = 189,37 \text{KN}$$

On obtient :

$$N1 : Q_0 = 31,87 \text{KN}$$

$$N2 : Q_0 + Q_1 = 77,74 \text{KN}$$

$$N3 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 119,023 \text{KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 155,72 \text{KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 187,783 \text{KN}$$

$$N6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 215,35 \text{KN}$$

$$N7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 238,285 \text{KN}$$

$$N8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 261,13 \text{KN}$$

$$N9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 283,97 \text{KN}$$

$$N10 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 306,815 \text{KN}$$

$$N11 : Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 351,033 \text{KN}$$

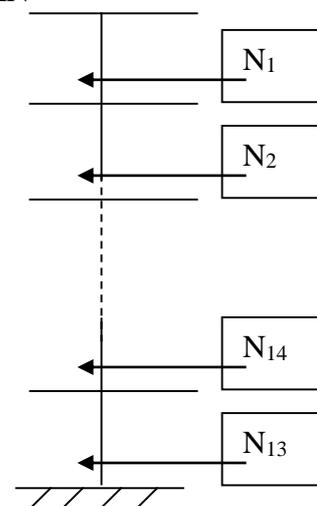


Figure II.10 Schéma statique de la décente de charge

$$N_{12} : Q_0 + \frac{3+11}{2*11} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})+Q_{11} = 543,69\text{KN}$$

$$N_{13} : Q_0 + \frac{3+12}{2*12} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})+Q_{11}+Q_{12}=727,657\text{KN}$$

II.5.1.3 Récapitulation des résultats de descente de charges

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

Tableau II.13 Descente des charges pour le poteau C3.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse (20+5) cm	191,61	31,87
	Poutres	60,92	
	Poteau (45x40)	13,77	
	Total	266,3	
N ₂	Venant de N ₁	266,3	77,74
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (45x40)	13,77	
	Total	514,08	
N ₃	Venant de N ₂	514,08	119,023
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (50x45)	17,21	
	Total	765,3	
N ₄	Venant de N ₃	765,3	155,72
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (50x45)	17,21	
	Total	1016,52	
N ₅	Venant de N ₄	1016,52	187,83
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (55x50)	21,04	
	Total	1271,57	
N ₆	Venant de N ₅	1271,57	215,35
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (55x50)	21,04	
	Total	1526,62	

N ₇	Venant de N ₆	1526,62	
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (60×55)	25,245	
	Total	1785,875	238,97
N ₈	Venant de N ₇	1785,875	
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (60×55)	25,245	
	Total	2045,13	261,13
N ₉	Venant de N ₈	2045,13	
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (65×60)	29,835	
	Total	2308,975	283,97
N ₁₀	Venant de N ₉	2308,975	
	Plancher étage courant (20+5) cm	141,49	
	Double cloison	31,60	
	Poutres	60,92	
	Poteau (65×60)	29,835	
	Total	2572,82	306,815
N ₁₁	Venant de N ₁₀	2572,82	
	Plancher étage courant (20+5) cm	117,43	
	Poutres	60,92	
	Poteau (65×65)	55,07	
	Total	2806,24	351,033
N ₁₂	Venant de N ₁₁	2806,24	
	Plancher étage courant (DP 20) cm	240,41	
	Double cloison	75,95	
	Poutres	60,92	
	Poteau (70×65)	46,64	
Total	3230,16	543,69	
N ₁₃	Venant de N ₁₂	3230,16	
	Plancher étage courant (DP 20) cm	246,48	
	Poutres	60,92	
	Poteau (70×65)	38,675	
	Total	3576,235	727,657
$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 5919,403KN$			
$N_{S1} = G + Q = 4303,892KN$			

II.5.2 Descente de charge du poteau D'3'

II.5.2.1 Calcul du poids propre des éléments revenant au poteau D'3'

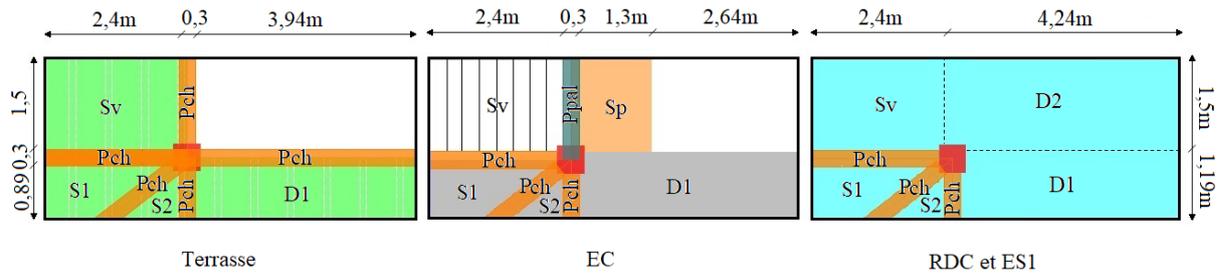


Figure II.11 Surface qui revient au poteau D'3'

- **Les surfaces**

$$D1=4,69m^2 ; S1+S2=1,69m^2 ; Sv=3,6m^2 ; Sp=1,95m^2 ; D2=6,36m^2$$

$$S_{affG}=D1+(S1+S2)+Sv+Sp=11,93m^2$$

- **Poids des planchers**

$$\text{Terrasse : } CC= G_{terr1} \times ((S1+S2)+ D1+Sv) =6,88 \times 9,98=68,66KN$$

$$10^{ém}-1^{ér} : DP= G_{asc} \times ((S1+S2)+D1) =4,84 \times 6,38=30,88KN$$

$$\text{RDC : } DP= G_{com} \times ((S1+S2)+ D1+D2+Sv) =6,34 \times 16,34=103,59KN$$

$$\text{ES1 : } DP= G_{park} \times ((S1+S2)+ D1+D2+Sv) =6,5 \times 16,34=106,21KN$$

- **Poids des doubles cloisons**

$$10^{ém}-1^{ér} : DC= (2,4+1,3) \times G_{DC} \times (3,06-0,4) =27,16KN$$

- **Poids des escaliers**

$$10^{ém}-2^{ém} : ESC= Sv \times G_{vol} + Sp \times Q_{pal}=38,346KN$$

- **Poids des poteaux**

Le poids des poteaux reste le même que celui calculer précédemment.

- **Poids des poutres**

$$P_{poutres}=P_{pal}+P_{ch} ; P_{pal}= 1,5 \times 0,3 \times 0,4 \times 25=4,5KN$$

$$P_{ch}= (0,89+2,4+\sqrt{1,2^2 + 0,89^2}) \times 0,3 \times 0,4 \times 25=14,35KN$$

$$P_{poutres}=18,85KN$$

$$\text{Sauf pour : terrasse } P_{poutres}=34,61KN$$

$$1^{ér}-ES1 P_{poutres}=14,35KN$$

II.5.2.2 Les charges d'exploitation

$$Q_0=[DP1+(S1+S2)+S_{vol}+S_{Pch}] \times 1=13,047KN$$

$$Q_1=...=Q_{10}=(S_{vol}+S_{pal}+S_{Ppal}) \times 2,5 + [(S1+S2)+DP1+(0,89+1,494) \times 0,3] \times 1,5=25,64KN$$

$$Q_{11}=[DP1+(S1+S2)+S_{vol}+DP2+ S_{Pch}] \times 5=94,786KN$$

$$Q_{12}=[DP1+(S1+S2)+S_{vol}+DP2+ S_{Pch}] \times 4,55=86,255KN$$

Les résultats obtenus suit à l'application de la lois de dégression sont montrées dans le tableau récapitulatif.

II.5.2.3 Récapitulation des résultats de descente de charges

Le tableau suivant récapitule les résultats de la descente de charges permanentes et d'exploitations du poteau D'3' :

Tableau II.14 Descente des charges pour le poteau D'3'.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse (20+5) cm	68,66	13,04
	Poutres	34,61	
	Poteau (45x40)	13,77	
	Total	117,04	
N ₂	Venant de N ₁	117,04	38,68
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (45x40)	13,77	
	Total	246,046	
N ₃	Venant de N ₂	246,046	61,76
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (50x45)	17,21	
	Total	378,492	
N ₄	Venant de N ₃	378,492	82,268
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (50x45)	17,21	
	Total	510,938	
N ₅	Venant de N ₄	510,938	100,216
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (55x50)	21,04	
	Total	647,214	
N ₆	Venant de N ₅	647,214	115,6
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (55x50)	21,04	
	Total	783,49	
N ₇	Venant de N ₆	783,49	
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (60x55)	25,245	

	Total	923,971	128,42
N ₈	Venant de N ₇	923,971	
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (60×55)	25,245	
	Total	1064,452	141,189
N ₉	Venant de N ₈	1064,452	
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (65×60)	29,835	
	Total	1209,523	153,957
N ₁₀	Venant de N ₉	1209,523	
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Escalier	38,346	
	Poutres	18,85	
	Poteau (65×60)	29,835	
	Total	1354,594	166,726
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1354,594	
	Plancher étage courant (20+5) cm	30,88	
	Double cloison	27,16	
	Poutres	14,35	
	Poteau (65×65)	55,07	
	Total	1482,054	179,7
N ₁₂	Venant de N ₁₁	1482,054	
	Plancher étage courant (DP 20) cm	103,59	
	Poutres	14,35	
	Poteau (70×65)	46,64	
	Total	1646,634	273,896
N ₁₃	Venant de N ₁₂	1646,634	
	Plancher étage courant (DP 20) cm	106,21	
	Poutres	14,35	
	Poteau (70×65)	38,675	
	Total	1805,869	354,331
$Nu_2 = 1,35G + 1,5Q = 2969,419KN$			
$N_{S2} = G + Q = 2160,2KN$			

On remarque que le poteau (C3) est le plus sollicité. Donc $Nu_1 = Nu = 6002,239KN$

Le BAEL91 exige une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$Nu' = 6511,343KN$$

II.6 Vérification des sections des poteaux

II.6.1 Vérification de la condition de résistance

On doit vérifier : $\frac{Nu'}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$

C'est-à-dire : $B_{adp} \geq B_{cal} = \frac{Nu'}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Les résultats trouvés sont montrés sur le tableau suivant :

Tableau II.15 Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau C3

Niveaux	G [KN]	Q [KN]	N_u' [KN]	B_{cal} [m ²]	B_{adp} [m ²]	Observation
10 ^{ème} étage	266,3	31,87	448,041	0,031	0,18	Vérifiée
9 ^{ème} étage	514,08	77,74	891,680	0,063	0,18	Vérifiée
8 ^{ème} étage	765,3	119,023	1332,858	0,094	0,225	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1016,52	155,72	1766,470	0,124	0,225	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1271,57	187,83	2198,201	0,155	0,275	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1526,62	215,35	2622,358	0,185	0,275	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1785,875	238,97	3046,325	0,214	0,33	Vérifiée
3 ^{ère} étage	2045,13	261,13	3467,882	0,244	0,33	Vérifiée
2 ^{ère} étage	2308,975	283,97	3897,378	0,274	0,39	Vérifiée
1 ^{ère} étage	2572,82	306,815	4326,882	0,305	0,39	Vérifiée
RDC	2806,24	351,033	4746,471	0,334	0,422	Vérifiée
Parking 1	3230,16	543,69	5693,876	0,401	0,455	Vérifiée
Parking 2	3576,235	727,657	6511,343	0,458	0,455	Non vérifiée

On remarque que $Nu'/B = 14,47 \text{ MPa} > 14,20 \text{ MPa}$ pour le poteau de l'entre sol 2 donc la condition n'est pas vérifiée alors on augmente la section du poteau.

La nouvelle section du poteau pour que la condition de résistance soit vérifiée est $(70 \times 70) \text{ cm}^2$.

$$B_{adp} = 0,49 \text{ cm}^2 \geq B_{cal} = \frac{6,511343}{14,2} = 0,458 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

II.6.2 Vérification au flambement

La condition a vérifié est : $B_{r adop} \geq B_{rcal}$.

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

Tableau II.16 Résultat de vérification au flambement pour le poteau C3.

Niveaux	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	N_u '[kN]	$B_{r\text{ adop}}$ [m ²]	$B_{r\text{ cal}}$ [m ²]	Observation
10 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,13	16,477	0,814	448,041	0,155	0,025	Vérifiée
9 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,13	16,477	0,814	891,680	0,155	0,050	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,144	14,875	0,820	1332,858	0,197	0,074	Vérifiée
7 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,144	14,875	0,820	1766,470	0,197	0,098	Vérifiée
6 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,159	13,472	0,825	2198,201	0,244	0,121	Vérifiée
5 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,159	13,472	0,825	2622,358	0,244	0,145	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,173	12,382	0,829	3046,325	0,296	0,167	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,173	12,382	0,829	3467,882	0,296	0,190	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,187	11,454	0,832	3897,378	0,353	0,213	Vérifiée
1 ^{ère} étage	3,06	2,142	0,187	11,454	0,832	4326,882	0,353	0,236	Vérifiée
RDC	5,22	3,654	0,188	19,436	0,800	4746,471	0,384	0,270	Vérifiée
Parking 1	4,10	2,87	0,202	14,208	0,823	5693,876	0,415	0,315	Vérifiée
Parking 2	3,40	2,38	0,203	11,724	0,831	6511,343	0,449	0,356	Vérifiée

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

II.6.3 Vérification vis-à-vis du RPA

Tableau II.17 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau C3.

Poteaux	(70x70)	(70x65)	(65x65)	(65x60)	(60x55)	(55x50)	(50x45)	(45x40)
$\min(b,h) \geq 25\text{cm}$	70	65	65	60	55	50	45	40
$\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	17	20,5	26,1	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	1	0,92	1	0,92	0,92	0,91	0,9	0,89
Observation	Vérifier							

II.7 Conclusion

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

- Poutres principales $30 \times 55 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux 10^{ème} et 9^{ème} étage $45 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux 8^{ème} et 7^{ème} étage $50 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poteaux 6^{ème} et 5^{ème} étage $55 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux 4^{ème} et 3^{ème} étage $60 \times 55 \text{ cm}^2$
- Poteaux 1^{ère} et 2^{ème} étage $65 \times 60 \text{ cm}^2$
- Poteaux du RDC $65 \times 65 \text{ cm}^2$
- Poteaux du parking 1 $70 \times 65 \text{ cm}^2$
- Poteaux du parking 2 $70 \times 70 \text{ cm}^2$

Chapitre 3

Etude des

éléments

secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers (à corps creux et à dalles pleines), l'escalier et l'acrotère

III.2 Calcul des planchers

III.2.1 Planchers à corps creux

III.2.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode RDM (cas d'une poutrelle isostatique).

a) Méthode forfaitaire

BAEL91 (Art B.6.2.210)

Le BAEL91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

• Principe de la méthode forfaitaire

- Les moments fléchissant :

En travée :

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

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

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

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

En appuis :

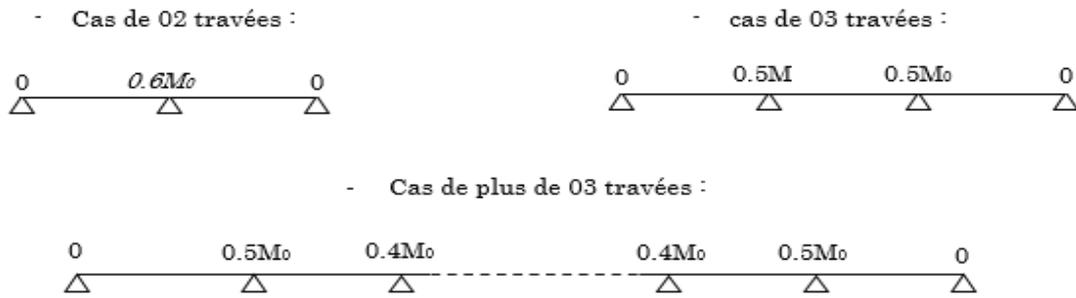


Figure III.1 Les moments aux appuis

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $M_a = 0.15 \times M_0$, tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$

Les efforts tranchants :

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

15% si c'est une poutre a deux travées.

10% si c'est une poutre a plus de deux travées.

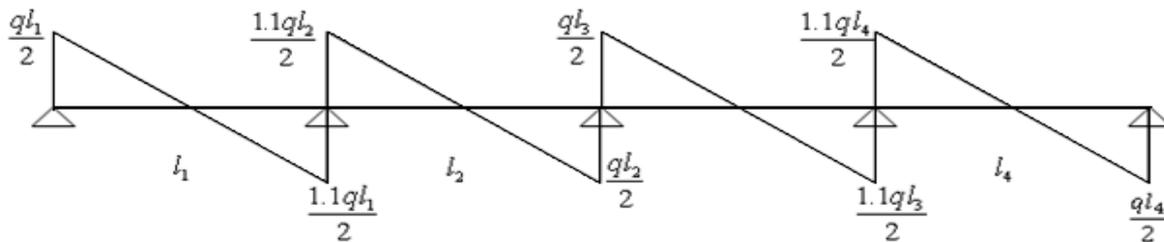


Figure III.2 Le diagramme des efforts tranchants.

b) Méthode de Caquot :

BAEL91 (Art B.6.2.210)

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Principe de la méthode Caquot :

Les moments fléchissant :

En travée :

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

En appuis :

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

* l_g' et l_d' : Longueur fictive

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

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

- L'effort tranchant

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

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

$$\text{Avec : } G' = \frac{2}{3} \times G$$

III.2.1.2 Les différents types des poutrelles

- Plancher terrasse inaccessible

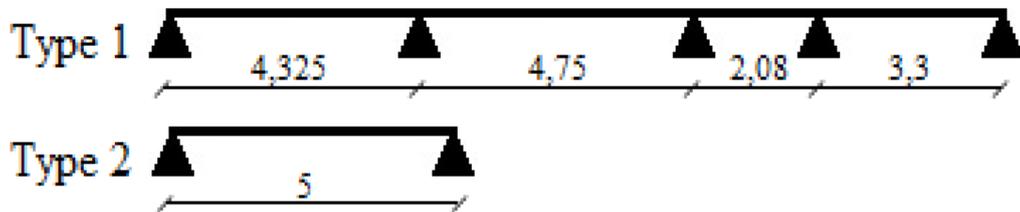


Figure III.3 Schéma statique des poutrelles plancher terrasse inaccessible.

- Plancher étage courant

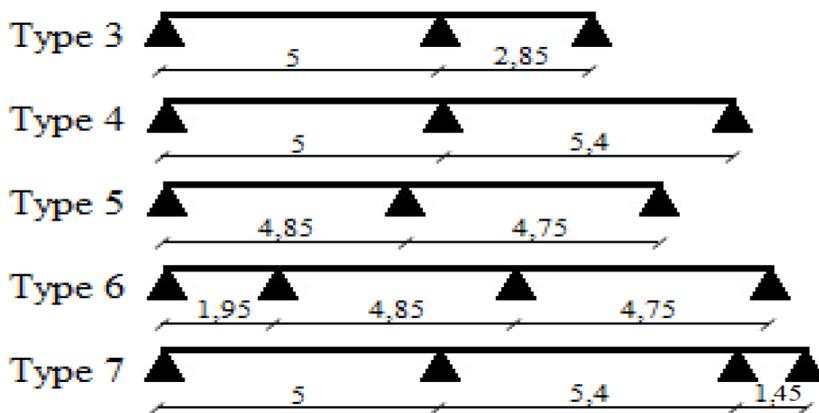


Figure III.4 Schéma statique des poutrelles plancher étage courant.

III.2.1.3 Exposé d'un cas de calcul : poutrelle type1 (plancher terrasse inaccessible)

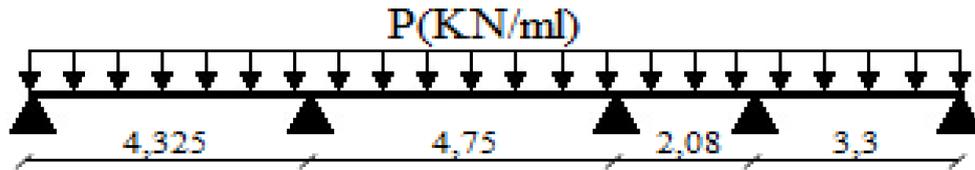


Figure III.5 Schéma statique de poutrelle type 1.

- Plancher étage courant $G=7,04\text{KN/m}^2$; $Q=1\text{KN/m}^2$

$Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ Vérifiée.

$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,75}{2,08} = 2,28 \leq 1,25$ Non vérifiée.

Donc pour ce type de poutrelle on applique la méthode caquot minoré.

➤ Calcul des sollicitations

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

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

Tableau III.1 Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P _U (KN/ml)	P _S (KN/ml)
Plancher d'étage courant	5,46	1,50	6,254	4,524
Terrasse inaccessible	6,88	1,00	7,012	5,122

➤ Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4,325$$

$$L'_{BC} = 0,8 \times L_{BC} = 3,8\text{m}$$

$$L'_{CD} = 0,8 \times L_{CD} = 1,664\text{m}$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 3,3\text{m}$$

➤ Calcul des moments aux appuis

$$\text{ELU : } G' = \frac{2}{3} \times G = \frac{2}{3} \times 6,88 = 4,587\text{KN/m}^2 \Rightarrow P'_U = 5\text{KN/ml}$$

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -\frac{5 \times (4,325^3 + 3,8^3)}{8,5 \times (4,325 + 3,8)} = -9,83\text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5 \times (3,8^3 + 1,664^3)}{8,5 \times (3,8 + 1,664)} = -6,403\text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{5 \times (1,664^3 + 3,3^3)}{8,5 \times (1,664 + 3,3)} = -4,805\text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } P'_S = 3,631\text{KN/ml}$$

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -\frac{3,631 \times (4,325^3 + 3,8^3)}{8,5 \times (4,325 + 3,8)} = -7,138\text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3,631 \times (3,8^3 + 1,664^3)}{8,5 \times (3,8 + 1,664)} = -4,65\text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{3,631 \times (1,664^3 + 3,3^3)}{8,5 \times (1,664 + 3,3)} = -3,489 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées**

Travée AB :

ELU :

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{P_U \times L_{AB}} = \frac{4,325}{2} - \frac{0 - (-9,83)}{7,012 \times 4,325} \Rightarrow x = 1,838 \text{m}$$

$$M(x) = \frac{P_U \times x}{2} \times (L_{AB} - x) + M_A \times \left(1 - \frac{x}{L_{AB}}\right) + M_B \times \left(\frac{x}{L_{AB}}\right)$$

$$M(1,838) = \frac{7,012 \times 1,838}{2} \times (4,325 - 1,838) + 0 + (-9,83) \times \left(\frac{1,838}{4,325}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^u = 11,849 \text{KN.m}$$

ELS :

$$x = 1,838 \text{m}$$

$$M(1,838) = \frac{5,122 \times 1,838}{2} \times (4,325 - 1,838) + 0 + (-7,138) \times \left(\frac{1,838}{4,325}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^s = 8,673 \text{KN.m}$$

Travée BC :

ELU :

$$x = \frac{4,75}{2} - \frac{-9,83 - (-6,403)}{7,012 \times 4,75} \Rightarrow x = 2,478 \text{m}$$

$$M(2,478) = \frac{7,012 \times 2,478}{2} \times (4,75 - 2,478) + (-9,83) \times \left(1 - \frac{2,478}{4,75}\right) + (-6,403) \times \left(\frac{2,478}{4,75}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^u = 11,697 \text{KN.m}$$

ELS :

$$x = 2,478 \text{m}$$

$$M(2,478) = \frac{5,122 \times 2,478}{2} \times (4,75 - 2,478) + (-7,138) \times \left(1 - \frac{2,478}{4,75}\right) + (-4,65) \times \left(\frac{2,478}{4,75}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^s = 8,578 \text{KN.m}$$

Travée CD :

ELU :

$$x = \frac{2,08}{2} - \frac{-6,403 - (-4,805)}{7,012 \times 2,08} \Rightarrow x = 1,15 \text{m}$$

$$M(1,15) = \frac{7,012 \times 1,15}{2} \times (2,08 - 1,15) + (-6,403) \times \left(1 - \frac{1,15}{2,08}\right) + (-4,805) \times \left(\frac{1,15}{2,08}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^u = -1,77 \text{KN.m}$$

ELS :

$$x = 1,15 \text{m}$$

$$M(2,478) = \frac{5,122 \times 1,15}{2} \times (2,08 - 1,15) + (-4,65) \times \left(1 - \frac{1,15}{2,08}\right) + (-3,489) \times \left(\frac{1,15}{2,08}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^s = -1,269 \text{KN.m}$$

Travée DE :

ELU :

$$x = \frac{3,3}{2} - \frac{-4,805}{7,012 \times 3,3} \Rightarrow x = 1,858 \text{m}$$

$$M(1,858) = \frac{7,012 \times 1,858}{2} \times (3,3 - 1,858) + (-4,805) \times \left(1 - \frac{1,858}{3,3}\right) + 0$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^u = 7,294 \text{KN.m}$$

ELS :

$$x = 1,858 \text{m}$$

$$M(1,858) = \frac{5,122 \times 1,858}{2} \times (3,3 - 1,858) + (-3,489) \times \left(1 - \frac{1,858}{3,3}\right) + 0$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^s = 5,337 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_U \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7,012 \times 4,325}{2} + \frac{-9,83}{4,325} \Rightarrow V_A = 12,891 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{P_U \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7,012 \times 4,325}{2} + \frac{-9,83}{4,325} \Rightarrow V_B = -17,436 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{7,012 \times 4,75}{2} + \frac{-6,403 - (-9,83)}{4,75} \Rightarrow V_B = 17,375 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{7,012 \times 4,75}{2} + \frac{-6,403 - (-9,83)}{4,75} \Rightarrow V_C = -15,951 \text{KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{7,012 \times 2,08}{2} + \frac{-4,805 - (-6,403)}{2,08} \Rightarrow V_C = 8,061 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{7,012 \times 2,08}{2} + \frac{-4,805 - (-6,403)}{2,08} \Rightarrow V_D = -6,524 \text{KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{7,012 \times 3,3}{2} + \frac{-(-4,805)}{3,3} \Rightarrow V_D = 13,026 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{7,012 \times 3,3}{2} + \frac{-(-4,805)}{3,3} \Rightarrow V_E = -10,114 \text{KN}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés sur les tableaux suivants :

ELU :

Tableau III.2 Les sollicitation à l'ELU poutrelle type 1

Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,325	0	-9,83	11,849	12,891	-17,436
B-C	4,75	-9,83	-6,403	11,697	17,375	-15,951
C-D	2,08	-6,403	-4,805	-1,77	8,061	-6,524
D-E	3,3	-4,805	0	7,294	13,026	-10,114

ELS :

Tableau III.3 Les sollicitation à l'ELS poutrelle type 1

Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4,325	0	-7,138	8,673
B-C	4,75	-7,138	-4,65	8,578
C-D	2,08	-4,65	-3,489	-1,269
D-E	3,3	-3,489	0	5,337

III.2.1.4 Calculs des autres types de poutrelle

Les résultats de calcul des autres types des poutrelles du plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

ELU :

Tableau III.4 Les sollicitation à l'ELU des autres types de poutrelles.

Type	Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	A-B	5	0	0	21,912	17,53	-17,53
Type 3	A-B	5	0	-10,34	14,716	13,567	-17,703
	B-C	2,85	-10,34	0	2,232	12,54	-5,284
Type 4	A-B	5	0	-13,678	13,971	15,635	-17,98
	B-C	5,4	-13,678	0	17,434	19,419	-16,886
Type 5	A-B	4,85	0	-11,033	14,064	15,166	-17,441
	B-C	4,75	-11,033	0	13,264	17,081	-14,853
Type 6	A-B	1,95	0	-6,478	1,33	4,677	-11,321
	B-C	4,85	-6,478	-10,512	9,946	14,332	-15,995
	C-D	4,75	-10,512	0	12,774	17,066	-12,64
Type 7	A-B	5	0	-12,088	13,967	13,217	-18,053
	B-C	5,4	-12,088	-8,066	12,76	17,628	-16,138
	C-D	1,45	-8,066	0	0,009	11,511	-0,385

ELS :

Tableau III.5 Les sollicitation à l'ELS des autres types de poutrelles

Type	Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	A-B	5	0	0	16,006
Type 3	A-B	5	0	-7,418	10,672
	B-C	2,85	-7,418	0	1,633
Type 4	A-B	5	0	-9,894	10,107
	B-C	5,4	-9,894	0	12,612
Type 5	A-B	4,85	0	-7,981	10,173
	B-C	4,75	-7,981	0	9,595

Type 6	A-B	1,95	0	-4,632	0,937
	B-C	4,85	-4,632	-7,542	7,255
	C-D	4,75	-7,542	0	9,267
Type 7	A-B	5	0	-8,672	10,134
	B-C	5,4	-8,672	-5,78	9,29
	C-D	1,45	-5,78	0	0,005

III.2.1.5 Ferrailages des poutrelles

- **Type 1 et 2 (terrasse inaccessible)**

- **Calcul à l'ELU**

- **Calcul de la section d'armatures**

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- **En travée :** $M_t^{max} = 21,912 \text{KN.m}$

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^3 = 94,61 \text{KN.m}$$

$M_{Tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{21,912 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,23)^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{st} = 10\text{‰} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{On a : } \alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + 1,73\text{‰}} \Rightarrow \alpha_l = 0,669$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,669 \times (1 - 0,4 \times 0,669) = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Calcul de A

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} ; \text{avec : } z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) ; \text{avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,057 \Rightarrow z = 0,23 \times (1 - 0,4 \times 0,057) = 0,225$$

$$\Rightarrow A = \frac{21,912 \times 10^{-3}}{0,225 \times 348} = 2,8 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 1,8 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2,8 \text{cm}^2 > A_{min} = 1,8 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On opte pour un ferrailage $A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{cm}^2$

- **En appui :**

- **Appui intermédiaire :** $M_a^{max} = -9,83 \text{KN.m}$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul s'effectue pour une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{9,83 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,23)^2 \times 14,2} = 0,109 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,145 ; z = 0,217 \text{m} \Rightarrow A = \frac{9,83 \times 10^{-3}}{348 \times 0,217} \Rightarrow A = 1,3 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times 0,12 \times 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_a = 1,3 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage $A = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Appui de rive :**

$$M_a^{max} = -0,15 \times 21,912 = -3,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,28 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,23)^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,046 ; Z = 0,226 \text{ m} \Rightarrow A = \frac{3,28 \times 10^{-3}}{348 \times 0,226} \Rightarrow A = 0,42 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times 0,12 \times 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_a = 0,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage $A = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau}_U = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_U^{max} = 17,53 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{17,53 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,23} \Rightarrow \tau_U = 0,64 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3,25 \text{ MPa}$ pas de risque de cisaillement.

- **Ferrailage transversale**

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{l \min}; h/35; b/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Phi_t \leq \min(12; 25/35; 12/10) = 0,71 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

- **L'espace**

$$1. S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19,35 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA93. ArtA.5.1.2.3)}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droites.) ; } f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \times 0,8 \times 400 \times 10^{-4}}{0,12 \times (0,64 - 0,3 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 152 \text{ cm.}$$

$$3. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \times 400 \times 10^{-4}}{0,4 \times 0,12} \Rightarrow S_t \leq 47,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Vérification vis à vis l'effort tranchant**

- **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_U \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $a \leq 0,9 \times d = 0,207 \text{ m}$; soit : $a = 0,20 \text{ m}$

$$V_U = 17,53 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,2 \times 0,12 \times 25 = 160,2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales (A_t) à l'effort tranchant (V_U)**

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

$$A_t \geq \left(V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17,53 + \frac{9,83}{0,9 \times 0,23} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} \times 10^4 = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 + 2,26 = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

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

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \times V_U}{f_e} = \frac{1,15 \times 17,53 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 0,504 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 + 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **Vérfication de la jonction table-nervure**

On doit vérfier que : $\tau_U = \frac{V_U \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_U$ avec : $b_1 = \frac{b-b_1}{2} = 0,265 \text{ m}$

$$\tau_U = \frac{17,53 \times 10^{-3} \times 0,265}{0,9 \times 0,23 \times 0,65 \times 0,05} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **Vérfication de l'adhérence**

On doit vérfier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_U}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} ; \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{su} : \text{ contrainte limite d'adhérence}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \times (6 \times \Phi 12) = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{17,53}{0,9 \times 0,23 \times 226,08} = 0,37 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 2,25 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} > \tau_{su} = 0,37 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Calculé à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton :**

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

BAEL (E.III.2)

-En travée : $M_t^{max} = 16,006 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre

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

BAEL91(L.III.3)

$$H = 65 \times \frac{5^2}{2} - 15 \times 3,39 \times (23 - 5) \Rightarrow H = -102,8 < 0$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \hat{e})

Position de l'axe neutre y

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

$$6 \times y^2 + 315,85 \times y + 1832,05 = 0 \Rightarrow y = 5,27 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 19156 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16,006 \times 10^{-3}}{19156 \times 10^{-8}} \times 0,0527 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérfiée}$$

-En appuis intermédiaires $M_{ser} = -7,138 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

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

$$6 \times y^2 + 33,9 \times y - 779,7 = 0 \Rightarrow y = 8,92 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 9559,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,138 \times 10^{-3}}{9559,5 \times 10^{-8}} \times 0,0892 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

- **Etat limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la v\u00e9rification n'est pas n\u00e9cessaire.

- **Etat limite de d\u00e9formation**

Le calcul des d\u00e9formations est effectu\u00e9 pour \u00e9valuer les fl\u00e8ches dans l'intention de fixer les contre fl\u00e8ches \u00e0 la construction ou de limiter les d\u00e9formations de service.

Evaluation de la fl\u00e8che

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la v\u00e9rification de la fl\u00e8che devient n\u00e9cessaire :

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

2. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

BAEL91(Art L.VI.2)

3. $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{25}{500} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow$ la condition n'est pas v\u00e9rifi\u00e9e donc on doit faire une v\u00e9rification de la fl\u00e8che.

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

* f_{gv} et f_{gi} : Fl\u00e8ches dues aux charges permanentes totales diff\u00e9r\u00e9es et instantan\u00e9es respectivement dues \u00e0 l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + rev\u00eatement + cloisons).

* f_{ij} : Fl\u00e8che due aux charges permanentes appliqu\u00e9es au moment de la mise en \u0152uvre des cloisons (poids propre + cloisons).

* f_{pi} : Fl\u00e8che due \u00e0 l'ensemble des charges appliqu\u00e9es (G + Q).

La fl\u00e8che admissible pour une poutre sup\u00e9rieur \u00e0 5m est de :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{500}{1000} = 1 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en trav\u00e9e

$q_{jser} = 0,65 \times J$: La charge permanente qui revient \u00e0 la poutrelle sans la charge de rev\u00eatement.

$$q_{jser} = 0,65 \times J = 0,65 \times 3,30 = 2,145 \text{ KN/m.}$$

$q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient \u00e0 la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times 6,88 = 4,472 \text{ KN/m.}$$

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (6,88 + 1) = 5,122 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2,145 \times 5^2}{8} = 6,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{4,472 \times 5^2}{8} = 13,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{5,122 \times 5^2}{8} = 16 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')}$$

$$y_G = \frac{12 \times \frac{25^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times (3,39 \times 23)}{10 \times 25 + (65 - 12)5 + 15 \times 3,39} \Rightarrow y_G = 9,06 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 9,06^3 + 12 \times \frac{(25 - 9,06)^3}{3} - (65 - 12) \times \frac{(9,06 - 5)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (23 - 9,06)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 41012,42 \text{ cm}^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3,39}{10 \times 23} \Rightarrow \rho = 0,0123$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 12)0,0123} = 3,34 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,4 \times 3,34 = 1,34 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164,2 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = 10818,86 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

Contraintes

$$y = 5,27 \text{ cm}; I_0 = 41012,42 \text{ cm}^4; I = 19156 \text{ cm}^4; A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6,7 \times (0,23 - 0,0527) \times 10^{-3}}{19156 \times 10^{-8}} = 93,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{13,97 \times (0,23 - 0,0527) \times 10^{-3}}{19156 \times 10^{-8}} = 193,95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{16 \times (0,23 - 0,0527) \times 10^{-3}}{19156 \times 10^{-8}} = 222,13 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If)

$$If_{ij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; If_{ig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; If_{ip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; If_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0123 \times 93,02 + 2,1} = 0,449 \Rightarrow If_{ij} = \frac{1,1 \times 41012,42}{1 + 3,39 \times 0,449} = 18047,92 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0123 \times 193,95 + 2,1} = 0,684 \Rightarrow If_{ig} = \frac{1,1 \times 41012,42}{1 + 3,39 \times 0,684} = 13735,07 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow If_{vg} = \frac{1,1 \times 41012,42}{1 + 1,34 \times 0,684} = 23538,87 \text{ cm}^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0123 \times 222,13 + 2,1} = 0,717 \Rightarrow If_{ip} = \frac{1,1 \times 41012,42}{1 + 3,39 \times 0,717} = 13289,13 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}}; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{vg}}$$

$$f_{ji} = \frac{6,7 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164,2 \times 18047,92 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,002885 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{13,97 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164,2 \times 13735,07 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0,007905m$$

$$f_{pi} = \frac{16 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164,2 \times 13,289,13 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0,009358m$$

$$f_{vg} = \frac{13,97 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10818,86 \times 23538,87 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0,0137m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0,0137 - 0,0028 + 0,0093 - 0,0079$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0,0123m$$

$\Delta f = 1,23cm > f_{adm} = 1cm$ La flèche n'est pas vérifiée

Pour que la flèche soit vérifiée on a augmenté la section de ferrailage et on a ajouté dans le calcul la barre de construction

$$\begin{cases} A_s = 3HA14 = 4,62cm^2 \\ A' = 1HA12 = 1,13cm^2 \end{cases} \Rightarrow \text{on aura : } \Delta f = 0,901cm < f_{adm} = 1cm$$

● **Type 3,4,5,6 et 7 (étage courant)**

Les résultats de calcul de ferrailage ainsi que les vérifications nécessaires sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.6 Ferrailages des différents types de poutrelles.

Type	Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Type 3	Travée	14,716	0,03	0,038	0,226	1,87	1,8	3HA12=3,39
	Appui intermédiaire	-10,34	0,115	0,153	0,216	1,73	0,33	2HA12=2,26
	Appui de rive	-2,21	0,024	0,03	0,227	0,28	0,33	1HA12=1,13
Type 4	Travée	17,434	0,036	0,046	0,226	2,22	1,8	3HA12=3,39
	Appui intermédiaire	-13,678	0,152	0,207	0,211	1,86	0,33	2HA12=2,26
	Appui de rive	-2,62	0,029	0,037	0,227	0,33	0,33	1HA12=1,13
Type 5	Travée	14,064	0,029	0,037	0,227	1,78	1,8	3HA12=3,39
	Appui intermédiaire	-11,033	0,122	0,163	0,215	1,47	0,33	2HA12=2,26
	Appui de rive	-2,11	0,023	0,029	0,227	0,27	0,33	1HA12=1,13
Type 6	Travée	12,774	0,026	0,033	0,227	1,62	1,8	3HA12=3,39
	Appui intermédiaire	-10,512	0,117	0,156	0,216	1,4	0,33	2HA12=2,26
	Appui de rive	-1,92	0,021	0,026	0,228	0,24	0,33	1HA12=1,13

Type 7	Travée	13,967	0,028	0,035	0,226	1,78	1,8	3HA12=3,39
	Appui intermédiaire	-12,088	0,134	0,18	0,213	1,63	0,33	2HA12=2,26
	Appui de rive	-2,18	0,024	0,03	0,227	0,28	0,33	1HA12=1,13

➤ Vérification à l'ELU

Tableau III.7 vérifications à l'ELU

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification d'adhérence
			Rive	Intermédiaire		
	$V_U \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$	$\frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_U$	$\geq \frac{A_l}{\gamma_s \times V_U} \times \frac{f_e}{f_e}$	$A_l \geq \left(V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_U \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_U$	$\frac{V_U}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Type 3	17,703 < 160,2	0,64 < 3,25	4,52 > 0,51	5,65 > 1,94	0,70 < 3,25	0,38 < 2,835
Type 4	19,419 < 160,2	0,703 < 3,25	4,52 > 0,56	5,65 > 2,46	0,76 < 3,25	0,41 < 2,835
Type 5	17,441 < 160,2	0,632 < 3,25	4,52 > 0,5	5,65 > 2,03	0,69 < 3,25	0,37 < 2,835
Type 6	17,066 < 160,2	0,618 < 3,25	4,52 > 0,49	5,65 > 1,95	0,67 < 3,25	0,36 < 2,835
Type 7	18,053 < 160,2	0,65 < 3,25	4,52 > 0,52	5,65 > 2,2	0,71 < 3,25	0,385 < 2,835
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

- Etat limite de compression du béton :

Tableau III.8 vérifications des contraintes à l'ELS

Types	En travée				En appui				$\sigma \leq \bar{\sigma}$
	M_t (KNm)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ (MPa)	
Type 3	10,672	5,27	19156	2,94	-7,418	8,92	9559,5	6,92	Vérifié
Type 4	12,612	5,27	19156	3,47	-9,894	8,92	9559,5	8,3	Vérifié
Type 5	10,173	5,27	19156	2,8	-7,981	8,92	9559,5	7,45	Vérifié
Type 6	9,267	5,27	19156	2,55	-7,542	8,92	9559,5	7,04	Vérifié
Type 7	10,134	5,27	19156	2,79	-8,672	8,92	9559,5	8,09	Vérifié

- **Etat limite de déformation**

Tableau III.9 vérifications des états limites de déformations

Planchers	Type 3	Type 4	Type 5	Type 6	Type 7
q_{jser} (KN/m)	2,145	2,145	2,145	2,145	2,145
q_{gser} (KN/m)	3,549	3,549	3,549	3,549	3,549
q_{pser} (KN/m)	4,524	4,524	4,524	4,524	4,524
M_{jser} (KN.m)	4,63	5,98	4,82	4,39	5,44
M_{gser} (KN.m)	7,66	9,89	7,98	7,27	9
M_{pser} (KN.m)	9,77	12,61	10,17	9,27	11,47
I_0 (cm ⁴)	41012	41012	41012	41012	41012
ρ	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123
λ_i	3,34	3,34	3,34	3,34	3,34
λ_v	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34
σ_{sj} (Mpa)	64,31	83,05	66,99	61,04	75,56
σ_{sg} (Mpa)	106,412	137,41	110,84	100,99	125,02
σ_{sp} (Mpa)	135,64	175,16	141,30	128,74	159,36
μ_j	0,301	0,405	0,318	0,279	0,367
μ_g	0,498	0,584	0,513	0,479	0,554
μ_p	0,581	0,656	0,593	0,563	0,63
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	22460	19141	21839	23317	20222
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	16905	15254	16603	17316	15802
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	15325	14105	15104	15625	14513
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	27055	25302	26744	32836	25898
f_{ji} (mm)	1,602	2,833	1,615	1,378	2,436
f_{gi} (mm)	3,523	5,882	3,516	3,071	5,163
f_{pi} (mm)	4,954	8,108	4,927	4,339	7,169
f_{gv} (mm)	6,545	10,541	6,489	5,756	9,370
Δf (mm)	6,373	9,935	6,489	5,645	8,934
f_{adm} (cm)	1	1,04	0,97	0,97	1,04
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

III.2.1.6 ferrillages de la dalle de compression

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

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

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

Armatures parallèles aux poutrelles

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

On choisit : 5HA8 /ml=2,51cm²/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : St=20cm ≤ 20cm..... Vérifiée.

4HA8 /ml=2,01cm²/ml parallèles aux poutrelles.

Avec : St=25cm < 30 cm..... Vérifiée.

III.2.1.7 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+5)

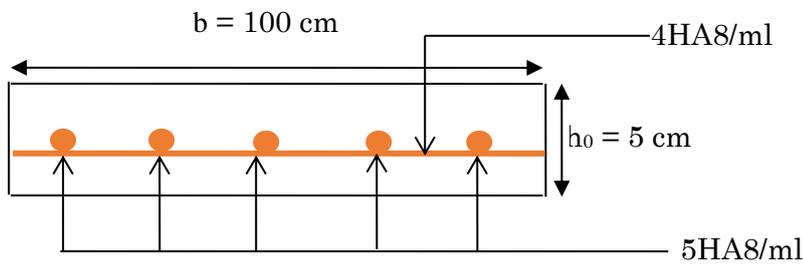


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Tableau III.10 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher d'étage courant			

III.2.2 Etude des dalles pleines

III.2.2.1 Dalle pleine sur 4 appuis

- Type1 (Dalle commerce RDC)

- Evaluation des charges

$$G=6,34\text{KN/m}^2 ; Q=5\text{KN/m}^2 ; e=20\text{cm}$$

$$\text{ELU} : P_U=(1,35G+1,5Q)\times 1\text{ml}=16,059\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS} : P_S=(G+Q)\times 1\text{ml}=11,34\text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{697}{702} = 0,99 \Rightarrow \rho > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

- Calcul à l'ELU

- Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0376 \\ \mu_y = 0,9771 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 29,334\text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 28,662\text{KN.m} \end{cases} \text{ BAEL91 (Annexe II)}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 24,934\text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 24,363\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_{ox} = -14,667\text{KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{oy} = -14,331\text{KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de la section d'armatures

Le calcul est fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,2) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\varphi \leq \frac{\square}{10} \Rightarrow \varphi \leq \frac{20}{10} (= 2\text{cm})$

- En travée

Sens x-x' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{24,934 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,054 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,069 ; Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,175\text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{24,934 \times 10^{-3}}{348 \times 0,175} \Rightarrow A = 4,11\text{cm}^2$$

Sens y-y' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{24,363 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,053 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,068 ; Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,175\text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{24,363 \times 10^{-3}}{348 \times 0,175} \Rightarrow A = 4,00\text{cm}^2$$

- En appuis

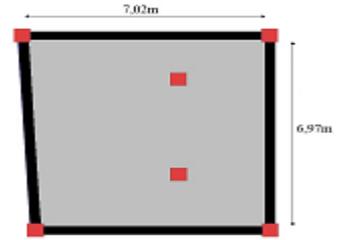
Sens x-x' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{24,934 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,032 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,041 ; Z = 0,177\text{m} ; A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{14,667 \times 10^{-3}}{348 \times 0,177} \Rightarrow A = 2,381\text{cm}^2$$

Sens y-y' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{14,331 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,031 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$



$$\alpha = 0,039 ; Z = 0,177m ; A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{14,331 \times 10^{-3}}{348 \times 0,177} \Rightarrow A = 2,326 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h \Rightarrow A_x^{min} = 8 \times 10^{-4} \times \left(\frac{3-0,99}{2}\right) \times 1 \times 0,2 = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h \Rightarrow A_y^{min} = 8 \times 10^{-4} \times 1 \times 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_a^{min} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

• **Récapitulation des résultats de calcul du ferrailage**

Tableau III.11 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (RDC).

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (Cm ²)	A _a ^{cal} (Cm ²)	A _t ^{min} (Cm ²)	A _a ^{min} (Cm ²)	A _t ^{adop} (Cm ² /ml)	A _a ^{adop} (Cm ² /ml)
Sens x-x'	24,934	-14,667	4,11	2,381	1,61	2,17	5HA12=5,65	5HA8=2,51
y-Sens y'	24,363	-14,331	4,00	2,326	1,60	2,17	5HA12=5,65	5HA8=2,51

• **Espacement des armatures (travée et appui)**

- Armatures // L_x : S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

- Armatures // L_y : S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte : S_t=20cm pour les deux sens

➤ **Vérification à l'ELU (Cisaillement)**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{16,059 \times 6,97}{2} \times \frac{7,02^4}{6,97^4 + 7,02^4} = 28,383 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{16,059 \times 7,02}{2} \times \frac{6,97^4}{6,97^4 + 7,02^4} = 27,781 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{28,383 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_U = 0,158 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Calcul des moments** : Du tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,99 \begin{cases} \mu_x = 0,0449 \\ \mu_y = 0,9847 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 24,736 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 24,357 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ BAEL91 (Annexe II)}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 21,025 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 20,704 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_{ox} = -12,369 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{oy} = -12,178 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Vérification des contraintes**

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

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

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

En travée : $M_x^t = 21,025KN.m$; $A=5,65cm^2$; $d= 18cm$; $Y = 4,74cm$; $I = 18451 cm^4$
 $M_y^t = 20,704KN.m$

$\sigma_{bc}^x = 5,40 < 15MPa$; $\sigma_{bc}^y = 5,32 < 15MPa$ conditions vérifiées

En appui : $M_x^a = -12,369KN.m$; $A=2,51cm^2$; $d= 18cm$; $Y = 3,32cm$; $I = 9333 cm^4$
 $M_y^a = -12,178KN.m$

$\sigma_{bc}^x = 4,40 < 15MPa$; $\sigma_{bc}^y = 4,34 < 15MPa$ conditions vérifiées

• Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h}{l} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0}) \Leftrightarrow$ Selon l_x : $0,028 < 0,042$Non Vérifié. *BAEL91 (Art.L.IV,10)*
 Selon l_y : $0,028 < 0,042$Non Vérifié

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0031 < 0,005$Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification de la flèche.

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

Sens x-x'

$$\rho = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 ; y = 4,74cm ; I = 18451cm^4 ; \lambda_i = 6,69 ; \lambda_v = 2,67$$

Tableau III.12 Calcul de la flèche de la dalle pleine (RDC).

$q_j(KN/ml)$	$M_{jser}(KN.m)$	$If_{ji}(m^4)$	$\sigma_j(MPa)$	μ_j	$f_{ji}(mm)$
5	9,27	0,000793	99,927	0	1,766
$q_g(KN/ml)$	$M_{gser}(KN.m)$	$If_{gi}(m^4)$	$\sigma_g(MPa)$	μ_g	$f_{gi}(mm)$
6,34	11,75	0,000771	126,708	0,004	2,303
$q_p(KN/ml)$	$M_{pser}(KN.m)$	$If_{pi}(m^4)$	$\sigma_p(MPa)$	μ_p	$f_{pi}(mm)$
11,34	21,02	0,000292	266,636	0,257	10,888
$q_g(KN/ml)$	$M_{gser}(KN.m)$	$If_{gv}(m^4)$	$\sigma_g(MPa)$	μ_g	$f_{gv}(mm)$
6,34	11,75	0,000784	126,708	0,004	6,733

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,355cm \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{697}{1000} = 1,197cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots Non Vérifier$$

Sens y-y'

$$\rho = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 ; y = 4,74cm ; I = 18451cm^4 ; \lambda_i = 6,69 ; \lambda_v = 2,67$$

Tableau III.13 Calcul de la flèche de la dalle pleine (RDC).

$q_j(KN/ml)$	$M_{jser}(KN.m)$	$If_{ji}(m^4)$	$\sigma_j(MPa)$	μ_j	$f_{ji}(mm)$
5	9,13	0,000793	98,398	0	1,764

$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{gi}}(\text{m}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gi}(\text{mm})$
6,34	11,57	0,000793	124,769	0	2,236
$q_p(\text{KN/ml})$	$M_{pser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{pi}}(\text{m}^4)$	$\sigma_p(\text{MPa})$	μ_p	$f_{pi}(\text{mm})$
11,34	20,70	0,000296	223,168	0,250	10,699
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}}(\text{m}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gv}(\text{mm})$
6,34	11,57	0,000793	124,769	0	6,649

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,334\text{cm} \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{702}{1000} = 1,202\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifier}$$

La solution proposée est d'augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t=7\text{HA}12=7,92\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t=14\text{cm}$, après cette augmentation on trouve les flèches suivantes :

Sens x-x' : $\Delta f_t=1,136\text{cm} < f_{adm} = 1,197\text{cm}$

Sens y-y' : $\Delta f_t=1,121\text{cm} < f_{adm} = 1,197\text{cm}$

➤ **Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis**

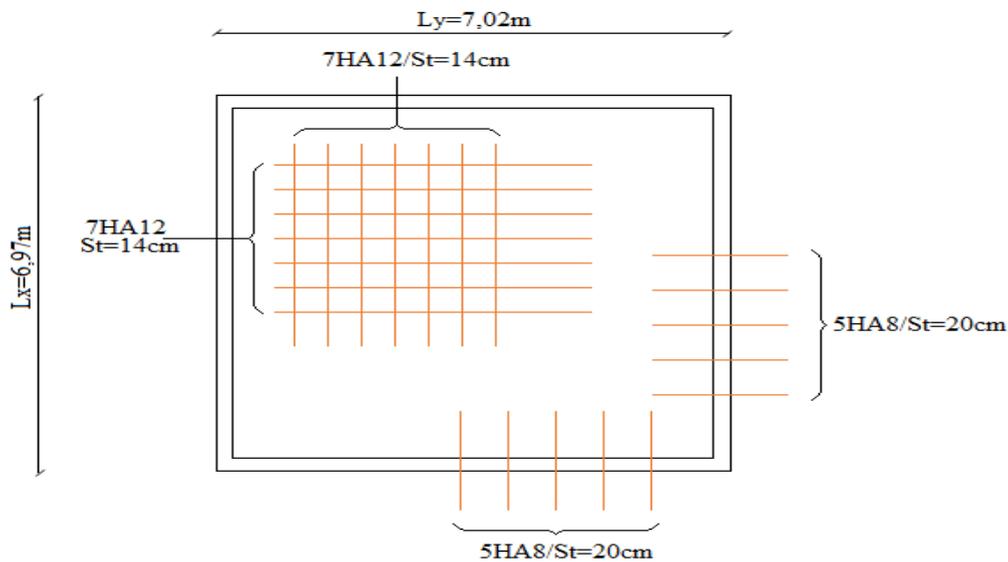


Figure III.7 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (RDC)

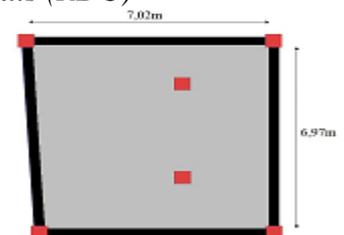
• **Type2 (Dalle parking 1)**

➤ **Evaluation des charges**

$G=6,5\text{KN/m}^2$; $Q=4,55\text{KN/m}^2$; $e=20\text{cm}$

ELU : $P_U=(1,35G+1,5Q)\times 1\text{ml}=15,60\text{KN/ml}$

ELS : $P_S=(G+Q)\times 1\text{ml}=11,05\text{KN/ml}$



$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{697}{702} = 0,99 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille selon deux sens L_x et L_y .

➤ **Calcul à l'ELU**

Les moments ainsi que le ferrailage en travée et en appuis selon L_x et L_y seront calculés en suivant les mêmes étapes précédentes et on trouve :

Tableau III.14 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (Parking 1).

Sens	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (Cm ²)	A_a^{cal} (Cm ²)	A_t^{min} (Cm ²)	A_a^{min} (Cm ²)	A_t^{adop} (Cm ² /ml)	A_a^{adop} (Cm ² /ml)	S_t (Cm)
Sens x-x'	28,495	24,221	-14,247	3,97	2,31	1,61	2,17	5HA12 =5,65	5HA8 =2,51	20
Sens y-y'	27,843	23,666	-13,921	3,88	2,25	1,60	2,17	5HA12 =5,65	5HA8 =2,51	20

➤ **Vérification à l'ELU (Cisaillement)**

$$V_u^{max} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{15,60 \times 6,97}{2} \times \frac{7,02^4}{6,97^4 + 7,02^4} = 27,571KN$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{27,571 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_U = 0,153MPa < \bar{\tau}_U = 1,17MPa \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Le calcul des moments et les vérifications des contraintes sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Moments et vérifications des contraintes de la dalle pleine (Parking 1).

Sens	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	Y^t (Cm)	I^t (Cm ⁴)	σ_{bc}^t (MPa)	Y^a (Cm)	I^a (Cm ⁴)	σ_{bc}^a (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sens x-x'	24,103	20,487	12,051-	4,74	18451	5,26	3,32	9333	4,29	15
sens y-y'	23,734	20,174	11,867-	4,74	18451	5,18	3,32	9333	4,22	15

On remarque que les contraintes sont vérifiées en travée et en appuis selon les 2 sens.

• **Etat limite de déformation**

Les conditions de vérification de la flèche :

$$1. \frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \text{Selon } l_x : 0,028 < 0,042 \dots \text{Non Vérifiée. BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$\text{Selon } l_y : 0,028 < 0,042 \dots \text{Non Vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0031 < 0,005 \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification de la flèche.

Suivant la même procédure donnée dans le calcul de la flèche de la dalle du RDC on trouve pratiquement les mêmes résultats :

Sens x-x'

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ \Delta f_t &= 7,09 - 1,76 + 10,32 - 2,52 = 1,313cm \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{697}{1000} = 1,197cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

Sens y-y'

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ \Delta f_t &= 6,97 - 1,76 + 10,13 - 2,42 = 1,292cm \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{702}{1000} = 1,202cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

Donc on augmente la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t=6HA12=6,79cm^2$ avec un espacement $S_t=17cm$, après cette augmentation on trouve les flèches suivantes :

Sens x-x' : $\Delta f_t=1,194cm < f_{adm} = 1,197cm$

Sens y-y' : $\Delta f_t=1,177cm < f_{adm} = 1,197cm$

➤ **Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis**

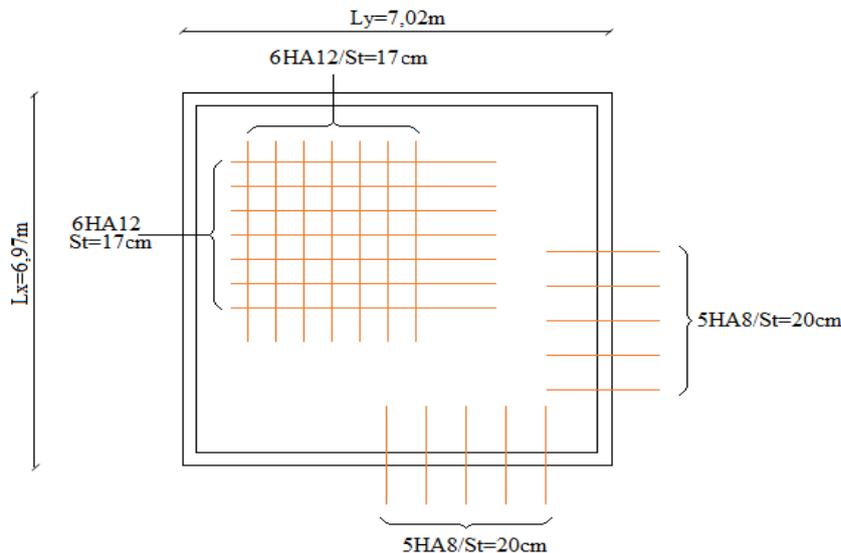


Figure III.8 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (Parking 1)

• **Type3 (Dalle ascenseur étage courant)**

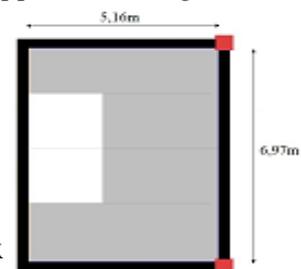
➤ **Evaluation des charges**

$G=4,84KN/m^2$; $Q=2,5KN/m^2$; $e=14cm$

ELU : $P_U=(1,35G+1,5Q)\times 1ml=10,284KN/ml$

ELS : $P_S=(G+Q)\times 1ml=7,34KN/ml$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{516}{697} = 0,74 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille selon deux



➤ **Calcul à l'ELU**

Les moments ainsi que le ferrailage en travée et en appuis selon L_x et L_y seront calculés en suivant les mêmes étapes précédentes et on trouve :

Tableau III.16 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (EC).

Sens	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (Cm ²)	A _a ^{cal} (Cm ²)	A _t ^{min} (Cm ²)	A _a ^{min} (Cm ²)	A _t ^{adop} (Cm ² /ml)	A _a ^{adop} (Cm ² /ml)	S _t (Cm)
Sens x-x'	17,332	12,999	-8,666	3,22	2,12	1,26	1,45	5HA10 =3,93	5HA8 =2,51	20
Sens y-y'	8,559	6,419	-4,279	1,56	1,03	1,12	1,45	5HA8 =2,51	5HA8 =2,51	20

➤ **Vérification à l'ELU (Cisaillement)**

$$V_u^{max} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{10,284 \times 5,16}{2} \times \frac{6,97^4}{5,16^4 + 6,97^4} = 20,404KN$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{20,404 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_U = 0,17MPa < \bar{\tau}_U = 1,17MPa \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Le calcul des moments et les vérifications des contraintes sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 Moments et vérifications des contraintes de la dalle pleine (EC).

Sens	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	Y ^t (Cm)	I ^t (Cm ⁴)	σ _{bc} ^t (MPa)	Y ^a (Cm)	I ^a (Cm ⁴)	σ _{bc} ^a (MPa)	σ _{bc} [̄] (MPa)
Sens x-x'	13,602	10,201	-6,801	3,22	5657	5,80	2,65	3912	4,612	15
sens y-y'	8,590	6,442	-4,295	2,65	3912	4,369	2,65	3912	2,913	15

On remarque que les contraintes sont vérifiées en travée et en appuis selon les 2 sens.

• **Etat limite de déformation**

Les conditions de vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0}\right) \Leftrightarrow$ Selon l_x : $0,027 < 0,037 \dots$ Non Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV,10)

Selon l_y : $0,020 < 0,037 \dots$ Non Vérifié

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow$ Selon l_x : $0,0033 < 0,005 \dots$ Vérifié.

Selon l_y : $0,0021 < 0,005 \dots$ Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification de la flèche.

Suivant la même procédure donnée dans le calcul de la flèche de la dalle du RDC on trouve les résultats suivants :

Sens x-x'

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ \Delta f_t &= 8,00 - 1,50 + 9,12 - 3,61 = 1,201\text{cm} \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{516}{1000} = 1,016\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

La solution proposée est d'augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t=5\text{HA}12=5,65\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t=20\text{cm}$, après cette augmentation on trouve les flèches suivantes :

$$\Delta f_t = 0,995\text{cm} < f_{adm} = 1,016\text{cm}$$

Sens y-y'

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ \Delta f_t &= 7,28 - 1,75 + 6,95 - 2,43 = 1,005\text{cm} \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{697}{1000} = 1,197\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis**

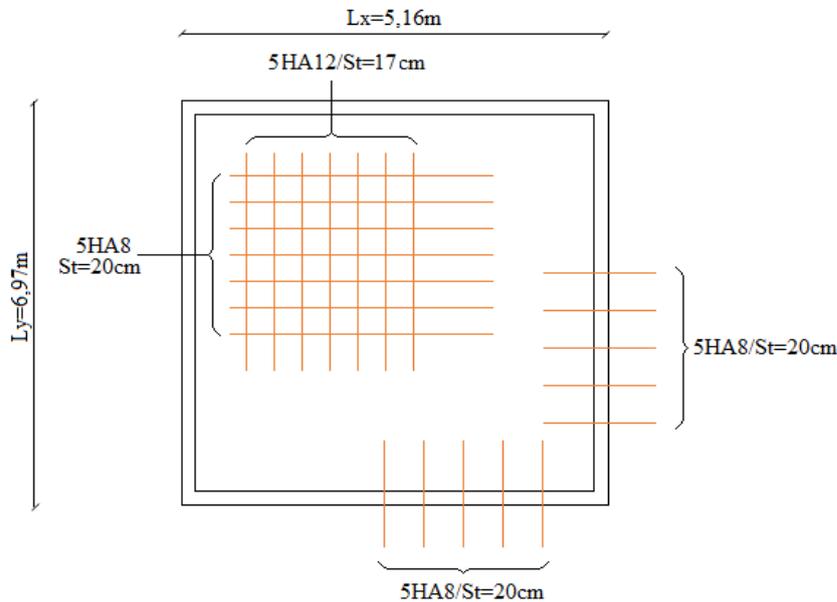


Figure III.9 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (EC-Ascenseur)

III.2.2.2 Dalle pleine sur 2 appuis perpendiculaires

➤ **Evaluation des charges**

$G=5,84\text{KN/m}^2$; $Q=3,5\text{KN/m}^2$; $e=14\text{cm}$
 ELU : $P_u=(1,35G+1,5Q)\times 1\text{ml}=13,134\text{KN/ml}$
 ELS : $P_s=(G+Q)\times 1\text{ml}=9,34\text{KN/ml}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{534} = 0,34 \Rightarrow \rho < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille selon le sens L_x (en console).

➤ **Calcul à l'ELU**

Calcul des sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} = \frac{13,134 \times 1,8^2}{2} = 21,277\text{KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l = 13,134 \times 1,8 = 23,641\text{KN}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} = \frac{9,34 \times 1,8^2}{2} = 15,13\text{KN.m}$$

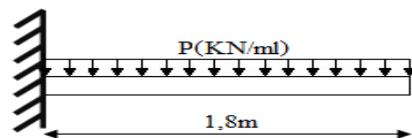


Figure III.10 schéma statique dalle sur 2appuis

• **Calcul de la section d'armatures**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b × h) = (1 × 0,14) m².

▪ **Armatures principales**

Tableau III.18 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 2appuis

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A' (cm ²)	A min(cm ²)	A adapté (cm ² /ml)	St (cm)
21,277	0,123	0,164	0,103	5,94	0	1,12	6HA12=6,79	17

▪ **Armatures secondaires**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69\text{cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}; S_t \leq \min(4e ; 45\text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm},$$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Vérification à l'ELU (Cisaillement)**

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{23,641 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} \Rightarrow \tau_U = 0,215\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,215\text{MPa} < \bar{\tau}_U = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **La contrainte dans le béton**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3,82\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7109\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{15,13 \times 10^{-3}}{7109 \times 10^{-8}} \times 0,0382 = 8,13\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **La contrainte dans l'acier**

On a fissuration nuisible donc on doit vérifier : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d-y}{y}\right) = 15 \times 8,13 \times \left(\frac{11-3,82}{3,82}\right) = 229,21\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \right] = 201,6\text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} ; \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ avec } 0 < \alpha < 1 ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{15,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 201,6} = 6,2 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve : $\alpha = 0,36 ; A_{st} = 7,81\text{cm}^2$

$$\sigma_{st} = 200\text{ MPa} < 201,6\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = \mathbf{7HA12} = 7,92\text{cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $st \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm})$; Soit $st = 14\text{cm}$

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h}{l} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0}) \Leftrightarrow$ Selon l_x : $0,077 > 0,05$Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV,10)
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0072 > 0,005$Non Vérifié.

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

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des autres dalles sauf pour f et f_{adm} dont leur formule devient comme suite :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{4 \times E \times I} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{250}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\rho = \frac{A_s}{b_{0,d}} = \frac{7,92}{100 \times 11} = 0,0072 ; y = 4,04\text{cm}; I = 7873\text{cm}^4 ; \lambda_i = 2,92 ; \lambda_v = 1,17$$

Tableau III.19 Calcul de la flèche de la dalle pleine sur 2 appuis.

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	$I f_{ji}$ (m^4)	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
3,5	5,67	0,000196	74,21	0,133	0,727
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I f_{gi}$ (m^4)	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
5,84	9,46	0,000134	123,83	0,351	1,771
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$I f_{pi}$ (m^4)	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
9,34	15,13	0,000107	198,05	0,529	3,557
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I f_{gv}$ (m^4)	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
5,84	9,46	0,000193	123,83	0,351	3,666

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,472\text{cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{250} = \frac{180}{250} = 0,72\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage dalle pleine sur 2 appuis**

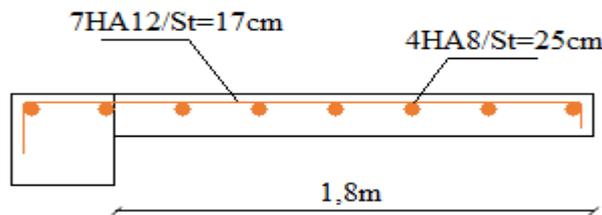


Figure III.11 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 2 appuis (balcon Sud).

III.2.2.3 Dalle pleine sur 1 appui

➤ **Evaluation des charges**

$$G = 5,84\text{KN/m}^2 ; Q = 3,5\text{KN/m}^2 ; e = 14\text{cm}$$

$$\text{ELU : } P_U = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 13,134\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_S = (G + Q) \times 1\text{ml} = 9,34\text{KN/ml}$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{422} = 0,31 \Rightarrow \rho < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon le sens } L_x \text{ (en console).}$$

➤ **Calcul à l'ELU**

Calcul des sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} = \frac{13,134 \times 1,3^2}{2} = 11,098KN.m$$

$$V_u = P_u \times l = 13,134 \times 1,3 = 17,074KN$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} = \frac{9,34 \times 1,3^2}{2} = 7,892KN.m$$

• **Calcul de la section d'armatures**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b × h) = (1 × 0,14) m².

▪ **Armatures principales**

Tableau III.20 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 1 appui

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A' (cm ²)	A min(cm ²)	A adapté (cm ²)/ml	St (cm)
11,098	0,0064	0,083	0,106	3,008	0	1,12	5HA10=3,93	20

▪ **Armatures secondaires**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98cm^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01cm^2/ml; S_t \leq \min(4e ; 45 cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm,$$

On opte pour : $S_t = 25cm$

➤ **Vérification à l'ELU (Cisaillement)**

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = 0,155MPa < \bar{\tau}_U = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **La contrainte dans le béton**

$$y = 3,06cm ; I = 4671cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{15,13 \times 10^{-3}}{4671 \times 10^{-8}} \times 0,0306 = 5,17MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **La contrainte dans l'acier**

On a fissuration nuisible don on doit vérifier : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{St}$

$$\sigma_{St} = 15 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d-y}{y}\right) = 15 \times 5,17 \times \left(\frac{11-3,06}{3,06}\right) = 201,22MPa < \bar{\sigma}_{St} = 201,6MPa$$

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \text{Selon } l_x : 0,107 > 0,05 \dots \dots \text{Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0035 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées donc on a pas à effectuer une vérification de la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage dalle pleine sur 1 appui**

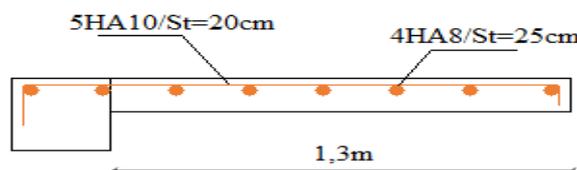


Figure III.12 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 1 appuis (balcon Nord).

III.3 Calcul de l'escalier

Le calcul de l'escalier se fait pour une section (b×h)=(1m×0,14m), à la flexion simple.

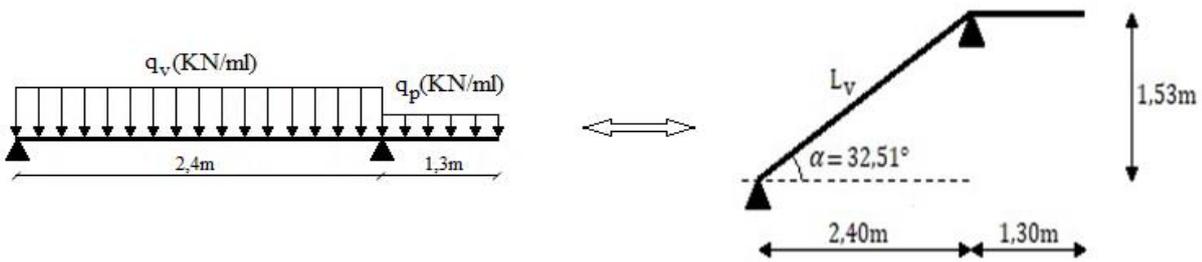


Figure III.13 Schéma statique de l'escalier.

➤ **Charges et surcharges**

$$G_v = 8,03\text{KN/m}^2 ; Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{ELU} : q_v^u = 1,35G_v + 1,5Q_v = 14,59\text{KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_v^s = G_v + Q_v = 10,53\text{KN/m}$$

$$G_p = 4,84\text{KN/m}^2 ; Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{ELU} : q_p^u = 1,35G_p + 1,5Q_p = 10,284\text{KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_p^s = G_p + Q_p = 7,34\text{KN/m}$$

➤ **Les sollicitations et les réactions d'appuis**

Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS (les moments max et l'effort tranchant max) à l'ELU et à l'ELS sont représentées sur les diagrammes suivants :

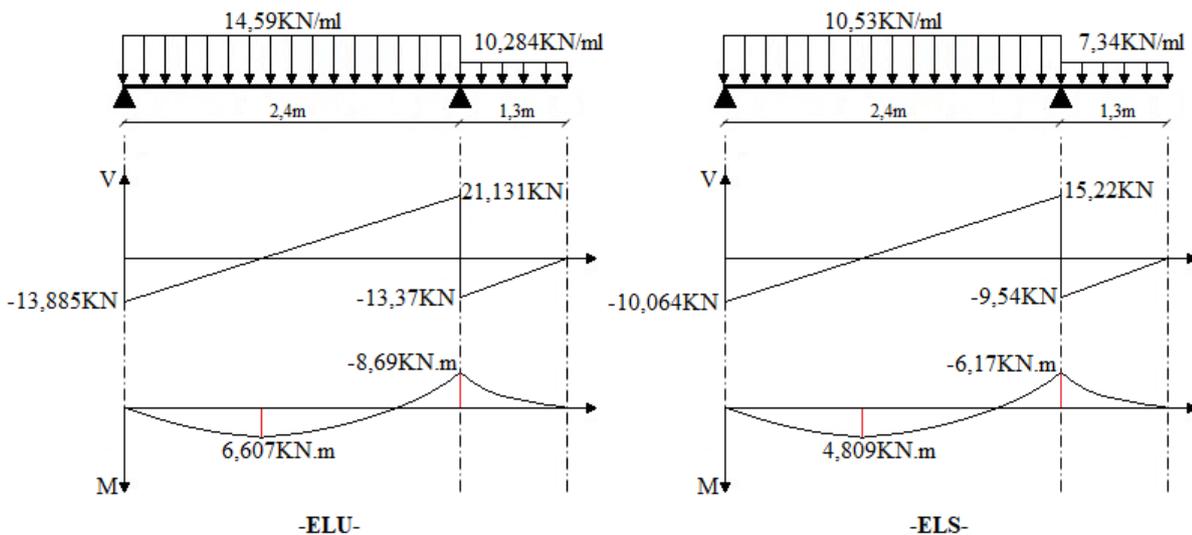


Figure III.14 Diagrammes des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Avec : les réactions d'appuis sont : $R_A^u = 13,885\text{KN} / \text{m}$; $R_B^u = 34,5\text{KN} / \text{m}$

$$R_A^s = 10,064\text{KN} / \text{m} ; R_B^s = 24,5\text{KN} / \text{m}$$

➤ **Le ferrailage**

Le calcul du ferrailage est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.21 Résultats de ferrailage de l'escalier.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	6,607	0,032	0,041	0,118	1,61	1,45	4HA10=3,14	25
Appui	-8,69	0,042	0,054	0,117	2,13	1,45	4HA10=3,14	25

- Les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 cm^2$$

On opte pour 4HA8=2,01cm, en travée et en appui avec un espacement st=25cm.

- Vérification des espacements des armatures (travée et appui)

- Armatures // L_x : $S_t=25cm \leq \min(3e, 33 cm) = 33 cm$Vérifiée

- Armatures // L_y : $S_t=25cm \leq \min(4e, 45 cm) = 45 cm$ Vérifiée

➤ Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{21,131 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_U = 0,176 MPa$$

$$\tau_U = 0,176 MPa < \bar{\tau}_U = \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_t \geq \left(V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(21,131 - \frac{8,69}{0,9 \times 0,12} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} \times 10^4 = -1,7 cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes limites dans l'escalier

Tableau III.22 Vérification des contraintes limites dans l'escalier.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
En travée	4,809	2,92	4713,13	2,98	15	Vérifiée
En appui	-6,17	2,92	4713,13	3,82	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation

Les conditions de vérification de la flèche :

$$1. \frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0}\right) \Leftrightarrow 0,058 > 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00026 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage

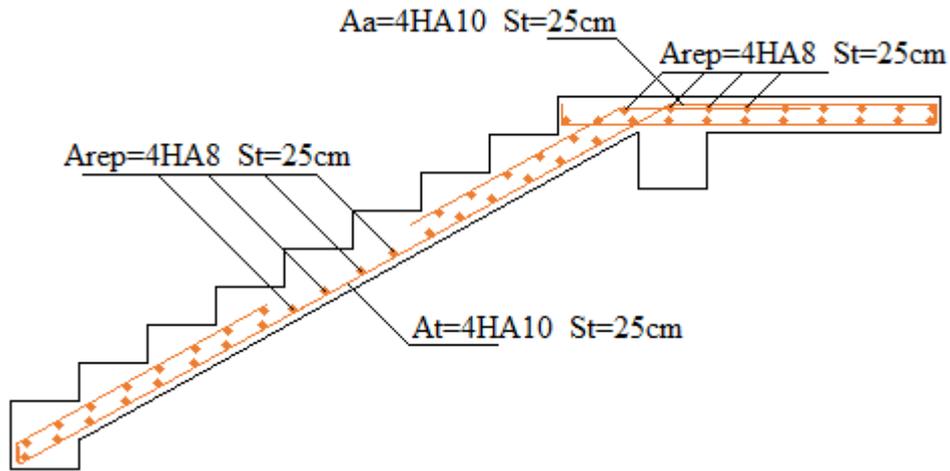


Figure III.15 Disposition des armatures dans la paillasse.

❖ Etude de la poutre palière

• Dimensionnement

$l = 3,00m$

$\Rightarrow \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

$\Rightarrow 20cm \leq h \leq 30cm$

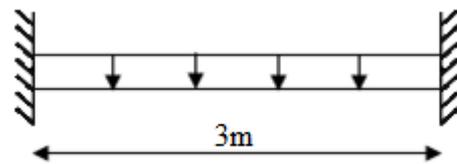


Figure III.16 Schéma statique de la poutre palière

D'après le RPA99, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{on adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

• Les charges et les sollicitations

- g_0 : poids de la poutre avec : $g_0 = 0,3^2 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$

-la charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B avec : $R_B^u = 34,5 \text{KN/m}$

$R_B^s = 24,5 \text{KN/m}$

$$ELU \begin{cases} P_U = 1,35 \times g_0 + R_B^u = 37,54 \text{KN/m} \\ \text{En travée: } M_t = \frac{P_U \times l^2}{24} = \frac{37,54 \times 3,00^2}{24} = 14,08 \text{KN.m} \\ \text{En appui: } M_a = -\frac{P_U \times l^2}{12} = -\frac{37,54 \times 3,00^2}{12} = -28,15 \text{KN.m} \\ \text{Effort tranchant: } V_u = \frac{P_U \times l}{2} = 56,31 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} P_S = g_0 + R_B^S = 26,75 \text{KN/m} \\ \text{En travée: } M_t = \frac{P_S \times l^2}{24} = \frac{26,75 \times 3,00^2}{24} = 10,03 \text{KN.m} \\ \text{En appui: } M_a = -\frac{P_S \times l^2}{12} = -\frac{26,75 \times 3,00^2}{12} = -20,06 \text{KN.m} \\ \text{Effort tranchant: } V_u = \frac{P_S \times l}{2} = 40,125 \text{KN} \end{cases}$$

• Ferrailage

a) A la flexion simple

Le calcul se fait pour une section (b × h)

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

Tableau III.23 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	14,08	0,042	0,054	0,274	1,48	1,01
En appuis	-28,15	0,084	0,11	0,268	3,02	1,01

• Exigence de l’RPA (Art7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{cm}^2$$

➤ Vérification à l’ELU

• Effort tranchant

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}.$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{56,31 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,67 \text{MPa} < \bar{\tau}_U \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A \geq \left(V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(56,31 - \frac{28,15}{0,9 \times 0,28}\right) \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} \times 10^4 = -1,59 \text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

• Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25,2 \text{cm} \Rightarrow \text{on opte pour } S_t = 15 \text{cm}$$

b) A la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l’épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu’il est possible d’inscrire dans le contour de la section BAEL (art I.II.b)

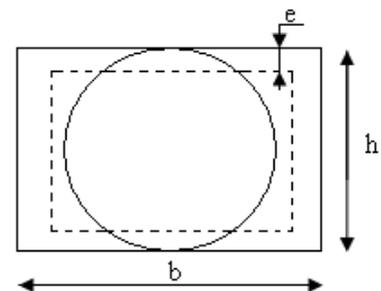


Figure III.17 Section creuse équivalente

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_I : section d’acier

$$\text{Avec : } e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{b}{6} = 5 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 0,0625 \text{m}^2$$

$$\Rightarrow U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}; \text{ Avec : } M_{Tu} = \frac{M_b \times l}{2}; \text{ Avec : } M_b = M_a \text{ de l'escalier}$$

$$M_{Tu} = \frac{M_b \times l}{2} = \frac{8,69 \times 3}{2} = 13,035 \text{ KN.m} \Rightarrow A_l = \frac{13,035 \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 3 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armatures finale**

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1,48 + \frac{3}{2} \Rightarrow A^t = 2,98 \text{ cm}^2$

Soit : $A^t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3,02 + \frac{3}{2} \Rightarrow A^a = 4,52 \text{ cm}^2$

Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL91 (Chap. I.III)

On a $V_{max} = 56,31 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0,67 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13,035 \times 10^{-3}}{0,0625 \times 2 \times 0,05} = 2,08 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,133 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$... Condition vérifiée

• **Calcul des armatures transversales à la flexion**

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 \times f_e} \text{ avec : } \tau_v = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{56,31 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,3} = 0,62$$

$$A_t \geq \frac{0,3 \times 0,15 \times (0,62 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400} \Rightarrow A_t \geq -0,014 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversales à la torsion**

$$\phi \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1^{\min} \right) \Rightarrow \phi \leq 8,57 \text{ mm}, \text{ On adopte : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{torsion}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{torsion}^t = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armature transversale à prendre**

$A = 0,45 + 1,35 \Rightarrow A = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On choisit : un cadre et un étrier de HA8 soit $A = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau III.24 Vérification des contraintes limites dans la poutre palière.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Condition
En travée	10,03	10,8	42728,4	2,53	15	Vérifiée
En appui	-20,06	10,8	42728,4	5,07	15	Vérifiée

• Evaluation de la flèche

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

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
2. $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,004 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$ BAEL91(Art L.VI.2)
3. $l \leq 8m \Rightarrow 3m \leq 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les conditions de flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage de la poutre palière

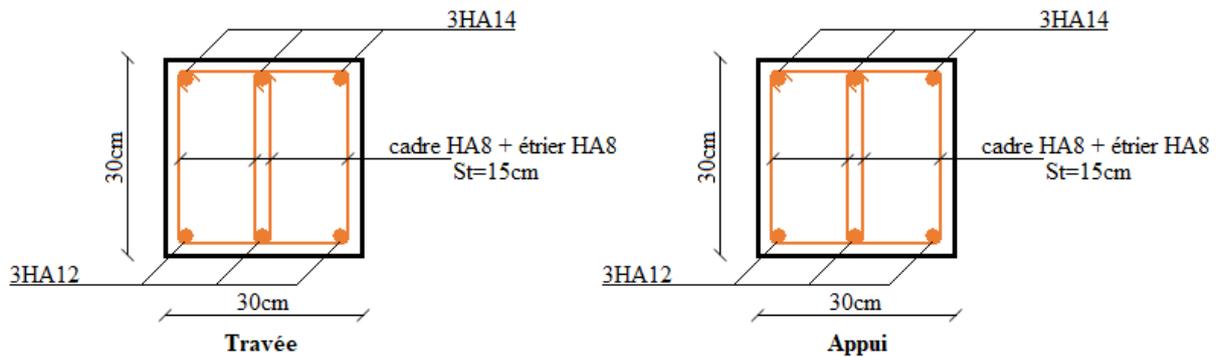


Figure III.18 Ferrailages de la poutre palière.

III.4 Calcul de l'acrotère

Le calcul se fera pour une bande de 1m sollicité en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable. Trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur l'acrotère: son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

➤ Evaluation des charge

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0,0685 \times 1 = 1,71 \text{KN}$.
 - Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment : $e=2\text{cm}$) : $G_2 = 18 \times 0,02 \times 0,6 \times 1 = 0,216 \text{KN}$.
 - Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment : $e=2\text{cm}$) : $G_3 = 18 \times 0,02 \times 0,6 \times 1 = 0,216 \text{KN}$
- $G_{\text{TOT}} = G_1 + G_2 + G_3 = 2,142 \text{KN}$; $Q = 1 \text{KN}$
- Force sismique : La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II.a, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,142 = 1,03 \text{KN}$

➤ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,06 \text{m} ; Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,33 \text{m}$$

L'acrotère est sollicités par :

$$N_G = W_p = 2,142 \text{KN}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1,03 \times 0,33 \Rightarrow M_{F_p} = 0,34 \text{KN.m}$$

Tableau III.25 Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,142	2,89	2,142
M (KN.m)	0,94	0,9	0,6

➤ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,89} = 0,311m ; \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). Donc on remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul. $e = e_1 + e_a + e_2$

$$\text{Avec : } e_1 = 31,1cm$$

$$e_a = \max(2cm ; \frac{h}{250}) = \max(2cm ; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0} \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \quad \text{et } l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2m$$

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

$$\text{Donc : } e = 0,311 + 0,02 + 0,0086 = 0,34m$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage est calculé à l'ELU, et la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$$h = 10cm ; d = 7cm ; b = 100cm ; \begin{cases} N_u = 2,89KN. \\ M_u = N_u \times e = 2,89 \times 0,34 = 0,983KN.m \end{cases}$$

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0,983 + 2,89 \times (0,07 - \frac{0,1}{2}) = 1,04KN.m$$

$$\text{On trouve : } \mu_{bu} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 0,019 ; z = 0,069 ; A_1 = 0,433cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 0,433 \times 10^{-4} - \frac{2,89 \times 10^{-3}}{348} = 0,35cm^2$$

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845cm^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On ferraillera avec } A_{min} \text{ et on adopte } A_s = 4HA8 = 2,01cm^2/ml.$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5025cm^2 \text{ on adopte } A_r = 3HA8 = 1,51cm^2/ml$$

• **Espacement**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25cm \Rightarrow$ on prend $S_t = 25cm$

Armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \Rightarrow$ on prend $S_t = 30cm$

• **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_U = \min(0.1 \times f_{ct28}; 3MPa) \text{ avec : } V_u = F_p + Q = 1,03 + 1 \Rightarrow V_u = 2,03 \text{ KN}$$

$$\text{On aura } \tau_U = \frac{2,03 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,029MPa < \bar{\tau}_U = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \text{ avec : } \psi = 1,5 \text{ pour acier HA}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 4 \times 8 = 100,48mm$$

$$\text{On aura } \tau_s = \frac{2,03 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,07 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,32MPa \leq \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83MPa$$

$$\tau_s = 0,32MPa \leq \bar{\tau}_s = 2,83MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$h=10cm ; d=7cm ; b=100cm ; \begin{cases} N_s = 2,142KN. \\ M_s = 0,6KN.m \end{cases}$$

• **Vérification de la contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d-y)}{\mu_t} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6MPa$$

On cherche la position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,6}{2,142} + \left(0,07 - \frac{0,6}{2}\right) = 0,3m ; C = 0,07 - 0,3 = -0,23$$

$$y = y_c - c$$

Pour le calcul de y_c on doit résoudre l'équation $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$

Après résolution on trouve : $p = -0,151 ; q = 0,02$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions:

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right); Y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right); Y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right)$$

Au final on trouve $y_c = 0,263 \Rightarrow y = 0,033m$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - A \times (d - y) = 5,37 \times 10^{-4}$$

$$\text{D'ou : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} = \frac{2,142 \times 10^{-3} \times 0,033}{5,37 \times 10^{-4}} = 0,13MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d-y)}{\mu_t} = 15 \times \frac{2,142 \times 10^{-3} \times (0,07 - 0,033)}{5,37 \times 10^{-4}} = 2,21 < \bar{\sigma}_{st} = 201,6MPa$$

$$\sigma_{st} = 2,21MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage

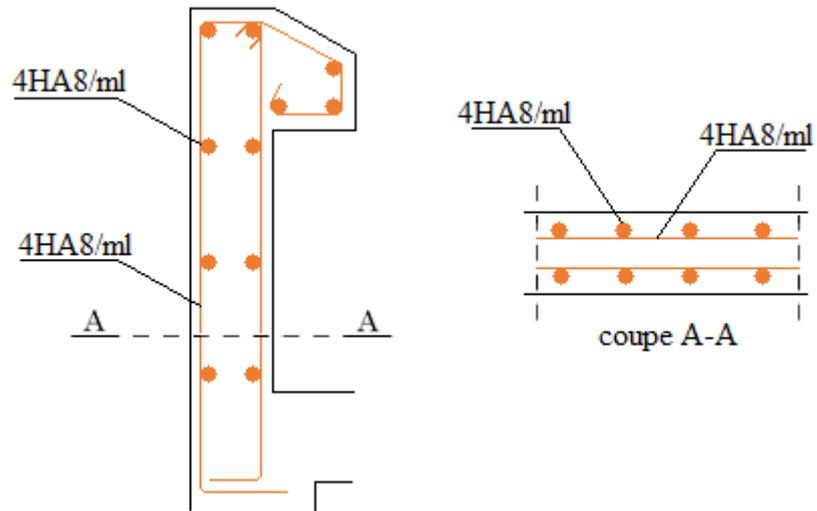


Figure III.19 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre 4

Etude

dynamique

IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastées à la base lors des sollicitations sismiques, qui s'appliquent comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

IV.2 Modélisation de la structure

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Le logiciel utilisé est l'**ETABS 2016**.

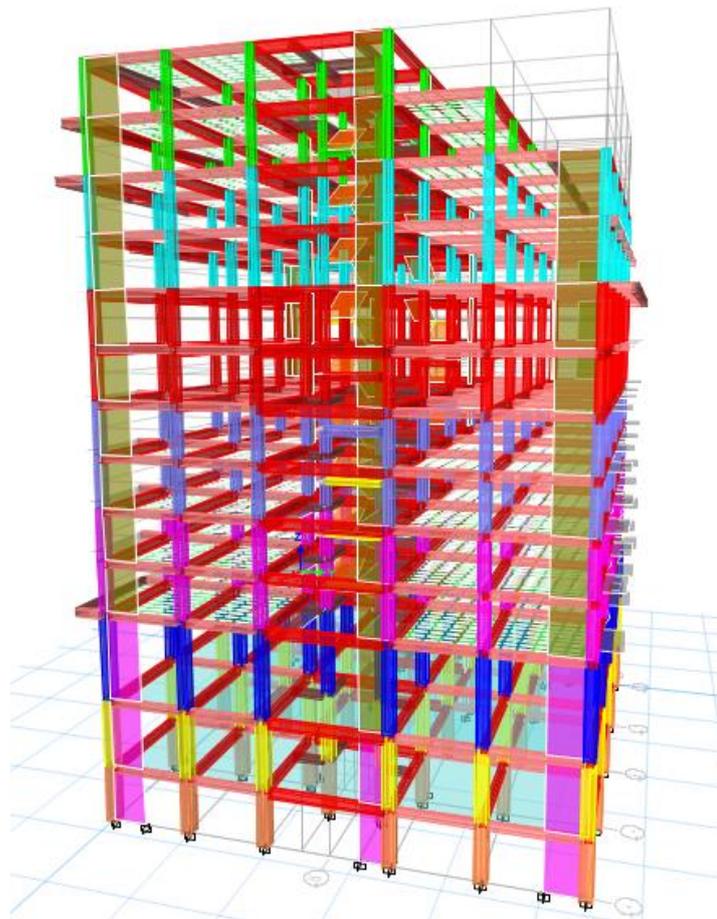


Figure IV.1 Vue 3D de la structure modélisée

IV.3 Méthodes de calculs

Le RPA propose deux méthodes de calculs des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique modale spectrale.

IV.3.1 Méthodes statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (Art 4.1.2) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) \quad T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.4)}$$

$$2) \quad T_2 = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = \min(T_1; T_2)$

h_N : La hauteur mesurée à partir du niveau d'encastrement jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 43,32 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA99 (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur de T

$$\text{D'où : } \begin{cases} \text{sens (X): } D = 28,27\text{m} & \text{donc : } T_x = 0,728\text{s.} \\ \text{sens (Y): } D = 27,27\text{m} & \text{donc : } T_y = 0,747\text{s.} \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times 0,728 = 0,946\text{s} \\ T_{Sy} = 1,3 \times 0,747 = 0,971\text{s} \end{cases}$$

➤ Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquée à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.3).}$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone (RPA tableau 4.1)

Dans ce cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans ce projet on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

- Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA 99 (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée dans tableau 4.4 du RPA99 2003.

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	1,2	1,1

Donc : $Q_x = 1,1$; $Q_y = 1,2$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et données par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

On a site ferme (S2) donc $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2* du RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

Construction portique en BA, remplissage dense $\rightarrow \xi = 7\%$. RPA (Article 4.2.3)
 Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,5\% \\ \eta = 0,816 \end{cases}$.

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{Sx} = 0,946s \\ T_{Sy} = 0,971s \end{cases}$

$$0,4s \leq T_{Sx} \leq 3s \quad \text{d'ou } D_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,946} \right)^{2/3} \quad \text{donc: } D_x = 1,149$$

$$0,4s \leq T_{Sy} \leq 3s \quad \text{d'ou } D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,971} \right)^{2/3} \quad \text{donc: } D_y = 1,129$$

• W : Poids total de la structure

$$W_X = W_Y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation qui est donnée par le tableau (4.5 RPA99), avec $\beta = 0,2$ (habitation) ; $\beta = 0,6$ (commerce)

A partir du logiciel **ETABS2016** on trouve : $W = 76402,89 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres on aura la force sismique totale à la base de la structure égale à :

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,149 \times 1,1}{5} \times 76402,89$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,129 \times 1,2}{5} \times 76402,89$$

$$\begin{cases} V_x = 2317,575 \text{ KN} \\ V_y = 2484,255 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.3.2 Méthodes d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Concernant l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

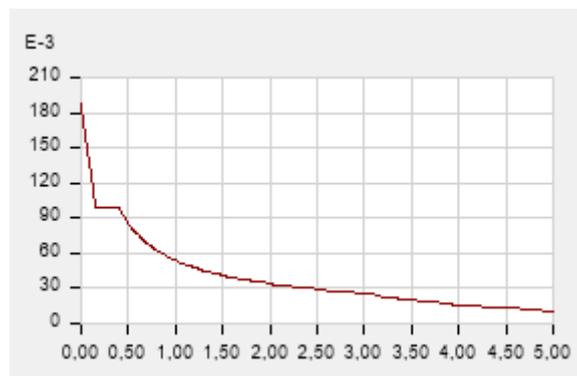


Figure IV.2 Spectre de réponse.

➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

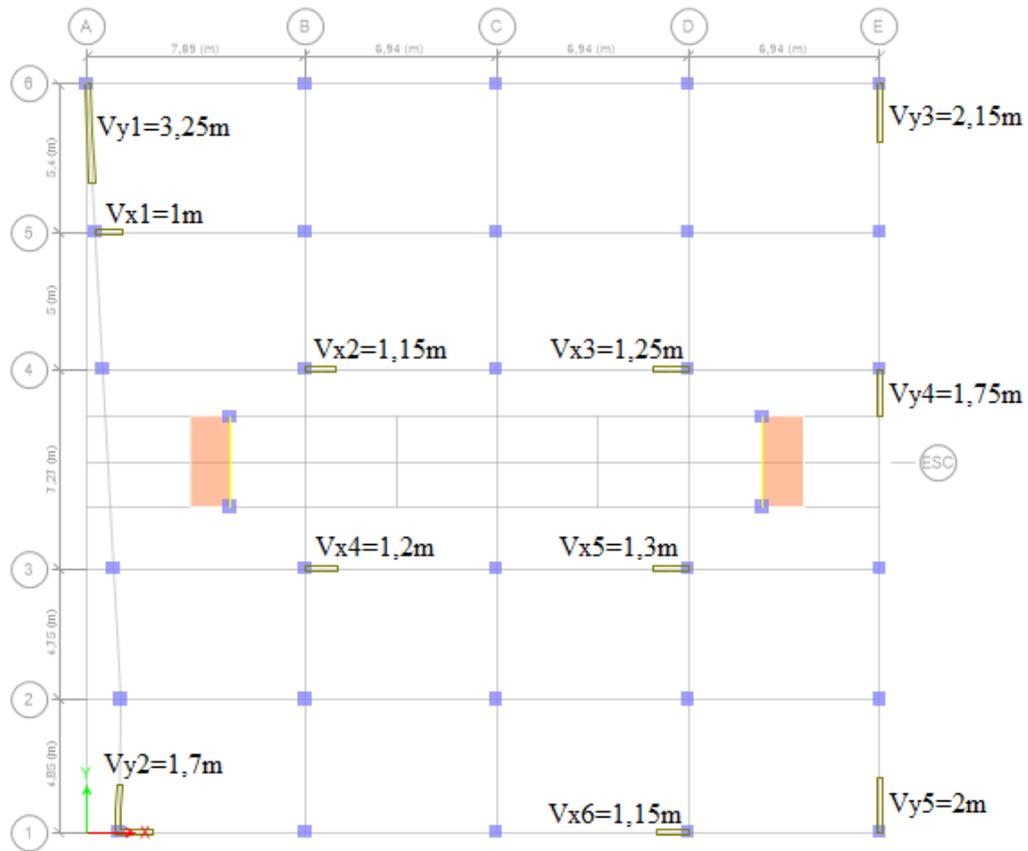


Figure IV.3 Disposition des voiles.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion aux deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, tout en respectant le plan architectural du bâtiment.

➤ **Interprétations des résultats de l'analyse dynamique donnée par l'ETABS2016**

Model 1 : Translation suivant l'axe X-X' (T=1,091s).

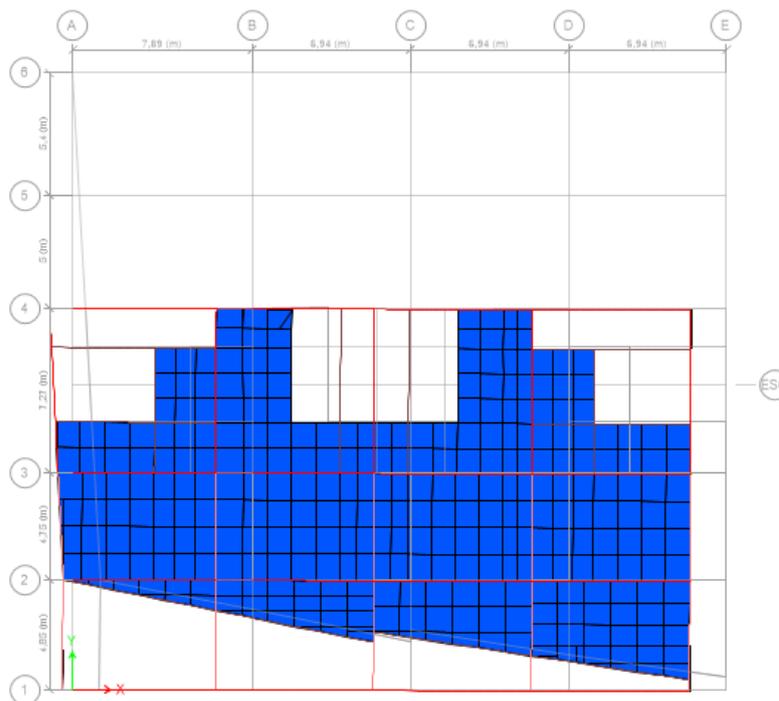


Figure IV.4 1^{er} Mode de déformation.

Mode2 : Translation suivant l'axe Y-Y' (T=0,944s).

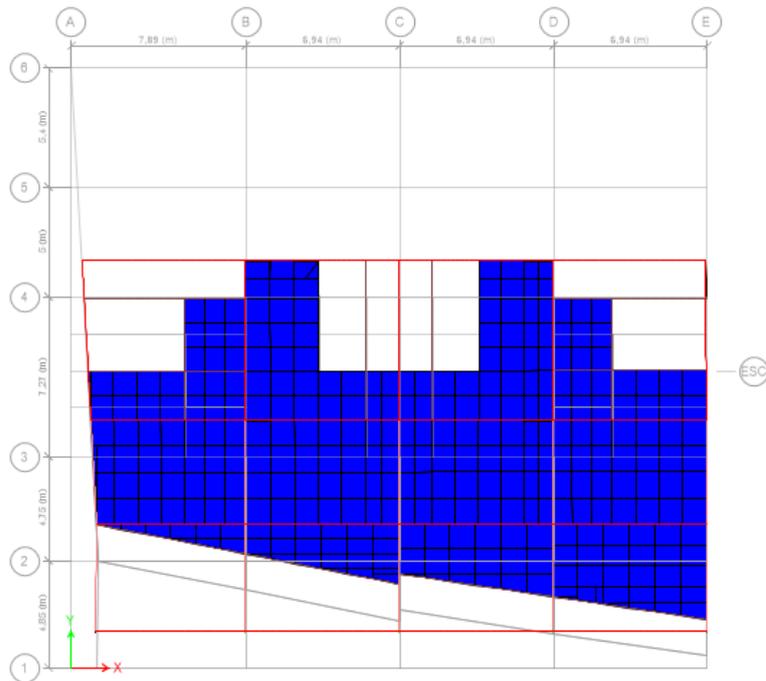


Figure IV.5 2^{em} Mode de déformation.

Mode3 : Torsion au tour de l'axe Z-Z' (T=0,853s).

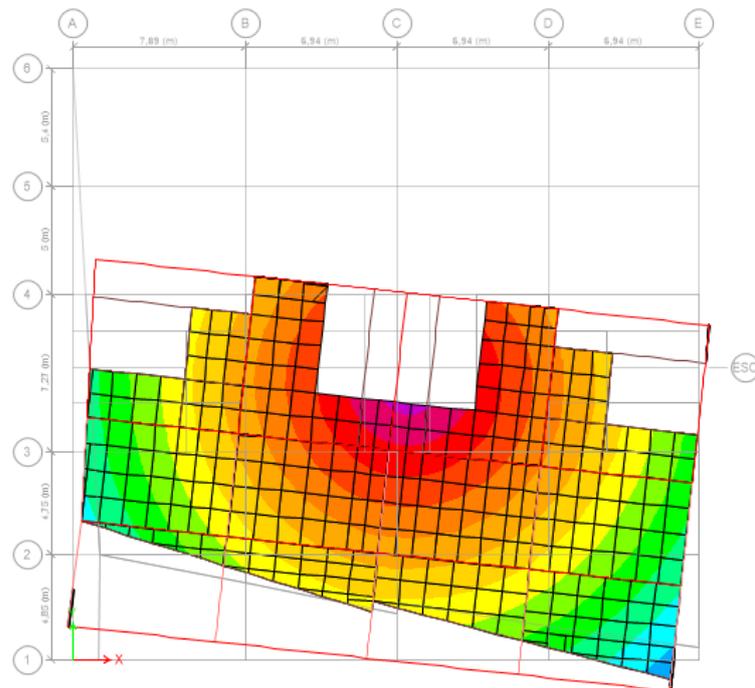


Figure IV.6 3^{em} Mode de déformation.

➤ **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période (s)	Mode individuel (unités)		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	1,543	0,7622	0,0011	0,7622	0,0011
2	1,391	0,001	0,7403	0,7632	0,7414
3	1,235	0,0012	0,0003	0,7644	0,7417
4	0,508	0,0865	0,0002	0,851	0,7418
5	0,44	0,0004	0,0969	0,8513	0,8387
6	0,384	0,0004	0,0042	0,8517	0,843
7	0,276	0,033	0,00001252	0,8846	0,843
8	0,229	0,0001	0,0362	0,8847	0,8792
9	0,205	0,0027	0,0002	0,8874	0,8794
10	0,183	0,0279	0,0001	0,9153	0,8795
11	0,148	0,0005	0,0331	0,9157	0,9126

❖ **Analyse des résultats**

La participation massique a atteint 90% selon les deux sens à partir du mode 11.

➤ **Vérification de l'interaction voiles portiques**

Les charges horizontales et verticales 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. Selon le *RPA (art 3.4.4.a)*, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticale.

	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
Parking 2	75859,5987	15873,1078	82,696	17,303
Parking 1	68069,7727	14373,8724	82,565	17,434
RDC	57733,4029	13366,8406	81,200	18,799

Tableau IV. 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Parking 2	1453,2055	778,3866	65,119	34,880	1060,8834	1305,5953	44,829	55,170
Parking 1	1511,1842	688,0147	68,715	31,284	1064,2334	1274,0783	45,512	54,487
RDC	1283,9302	822,698	60,947	39,052	883,8713	1354,1037	39,494	60,505
1^{ère} étage	1135,1644	344,5653	76,714	23,285	1127,116	495,5587	69,460	30,539
2^{ème} étage	1201,4367	345,4455	77,668	22,331	1190,4467	293,5662	80,218	19,781
3^{ème} étage	1016,0576	448,3804	69,382	30,617	998,485	395,3895	71,633	28,366
4^{ème} étage	988,5691	324,0876	75,310	24,689	1063,593	234,4039	81,941	18,058
5^{ème} étage	794,5586	403,6215	66,313	33,686	835,8305	332,3088	71,552	28,447
6^{ème} étage	787,7499	293,824	72,833	27,166	809,6794	251,4506	76,303	23,696
7^{ème} étage	547,0241	329,0939	62,437	37,562	605,2242	273,2595	68,894	31,105
8^{ème} étage	525,2322	160,6476	76,577	23,422	592,9536	154,8577	79,291	20,708
9^{ème} étage	286,4661	182,7381	61,053	38,946	334,9079	107,7858	75,652	24,347
10^{ème} étage	208,442	72,0675	74,308	25,691	261,1515	103,6257	71,5924	28,407

❖ **Analyse des résultats** : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, 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 déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base.

	V_{st} (KN)	$0,8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$0,8 \times V_{st} \leq V_{dyn}$
Sens xx	2896,968	2317,574	2323,1224	Vérifiée
Sens yy	3105,319	2484,255	2491,246	Vérifiée

❖ **Analyse des résultats** : La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

➤ Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 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 sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.6 Vérification des déplacements de la structure.

Niveau	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 (%)
Parking 2	340	0,132	0,66	0	0,66	0,0019	0,104	0,52	0	0,52	0,0015
Parking 1	410	0,472	2,36	0,66	1,7	0,0041	0,404	2,02	0,52	1,5	0,0036
RDC	522	1,089	5,44	2,36	3,08	0,0059	0,928	4,64	2,02	2,62	0,0050
1 ^{ère} NIV	306	1,405	7,02	5,44	1,58	0,0051	1,218	6,09	4,64	1,45	0,0047
2 ^{ème} NIV	306	1,689	8,44	7,02	1,42	0,0046	1,486	7,43	6,09	1,34	0,0043
3 ^{ème} NIV	306	1,959	9,79	8,44	1,35	0,0044	1,737	8,68	7,43	1,25	0,0041
4 ^{ème} NIV	306	2,218	11,09	9,79	1,3	0,0042	1,967	9,83	8,68	1,15	0,0037
5 ^{ème} NIV	306	2,463	12,31	11,09	1,22	0,0039	2,183	10,91	9,83	1,08	0,0035
6 ^{ème} NIV	306	2,685	13,42	12,31	1,11	0,0036	2,382	11,91	10,91	1	0,0032
7 ^{ème} NIV	306	2,889	14,44	13,42	1,02	0,0033	2,564	12,82	11,91	0,91	0,0029
8 ^{ème} NIV	306	3,067	15,33	14,44	0,89	0,0028	2,727	13,63	12,82	0,81	0,0026
9 ^{ème} NIV	306	3,207	16,03	15,33	0,7	0,0023	2,874	14,37	13,63	0,74	0,0023
10 ^{ème} NIV	306	3,298	16,49	16,03	0,46	0,0014	3,01	15,05	14,37	0,68	0,0022

❖ **Analyse 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.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{K_{\max}} = 3,08\text{cm} < 1\% \times h_e = 5,22\text{cm}.$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{K_{\max}} = 2,62\text{cm} < 1\% \times h_e = 5,22\text{cm}.$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;
avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$v_k : \text{Effort tranchant d'étage de niveau « k ». } v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7 Vérification de L'effet P-Δ.

Niveau	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
Parking 2	340	76402,89	0,66	2323,1224	0,0638	0,52	2491,246	0,0469
Parking 1	410	68640,8131	1,7	2289,4865	0,0877	1,5	2455,3185	0,0852
RDC	522	60351,3803	3,08	2194,17	0,0990	2,62	2352,9476	0,0992
1^{ere} NIV	306	53504,1727	1,58	2064,3267	0,0914	1,45	2217,5003	0,0946

2^{ème} NIV	306	47568,8402	1,42	1927,1712	0,0943	1,34	2073,8602	0,0817
3^{ème} NIV	306	41633,5077	1,35	1779,8547	0,0840	1,25	1918,3715	0,0886
4^{ème} NIV	306	35825,0996	1,3	1620,0837	0,0939	1,15	1751,2893	0,0768
5^{ème} NIV	306	29990,2916	1,22	1445,9884	0,0826	1,08	1571,7958	0,0673
6^{ème} NIV	306	24273,9553	1,11	1255,2336	0,0701	1	1376,5365	0,0576
7^{ème} NIV	306	18468,9661	1,02	1038,7073	0,0592	0,91	1150,6847	0,0477
8^{ème} NIV	306	12817,4936	0,89	793,7638	0,04696	0,81	886,0462	0,0382
9^{ème} NIV	306	7710,4352	0,7	542,6943	0,0325	0,74	617,3778	0,0302
10^{ème} NIV	306	3328,432	0,46	274,039	0,01825	0,68	330,2353	0,0223

❖ **Analyse des résultats** : Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec : N_d : Désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants :

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normale réduit.

Poteaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	v	Remarque
Parking 2	65×70	3457,208	0,2942	Vérifié
Parking 1	65×65	3066,435	0,2903	Vérifié
RDC	60×60	2577,464	0,2863	Vérifié
1^{ère} et 2^{ème} étages	55x55	2330,863	0,2913	Vérifié

3^{ème} et 4^{ème} étages	50x50	1834,221	0,2934	Vérifié
5^{ème} et 6^{ème} étages	45x45	1357,264	0,2681	Vérifié
7^{ème} et 8^{ème} étages	40x40	899,751	0,2249	Vérifié
9^{ème} et 10^{ème} étages	35x35	477,076	0,1557	Vérifié

❖ **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0,3.

IV.4 Conclusion

Les voiles présentent, généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie de la structure et les contraintes architecturales. La période propre de la structure était très élevée donc on a dû augmenter la rigidité de la structure en augmentant la longueur des voiles, mais au même temps la charge verticale reprise par les portiques diminuait donc il fallait aussi augmenter les sections des poteaux.

Ci-après les nouvelles sections des poteaux :

Parking 2 (65×70) cm² ; Parking 1 (65×65) cm²
 RDC (60×60) cm² ; 1ere et 2ème étages (55×55) cm²
 3ème et 4ème étages (50×50) cm² ; 5ème et 6ème étages (45×45) cm²
 7ème et 8ème étages (40×40) cm² ; 9^{ème} et 10^{ème} étages (35×35) cm²

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta).

Chapitre 5

Etude des
éléments
principaux

V.1 Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2 Etude des poteaux

V.2.1 Définition

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

- | | | |
|--------------|---------|----------|
| * 1.35G+1.5Q | * G+Q+E | * 0.8G+E |
| * G+Q | * G+Q-E | * 0.8G-E |

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

V.2.2 Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinales

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\varphi_{\min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- (Zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

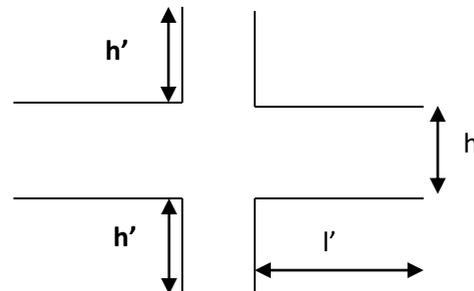


Figure V. 1 Zone nodale

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : 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 déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\varphi_l, 15 \text{ cm})$
 - Dans la zone courante : $t' \leq 15\varphi_l$
- Où : φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0,3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0,8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement 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,

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 10φ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (φ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.3 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *ETABS2016* qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section	N_{\max} et M_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Parking 2	65×70	4721,067	26,827	700,814	33,932	196,202	1831,801
Parking 1	65×65	4170,876	96,275	621,109	64,609	207,450	1614,478
RDC	60×60	3489,896	7,419	567,333	86,962	179,969	2425,494
Etages 1 et 2	55×55	3147,058	5,101	488,677	57,229	145,180	1663,670
Etages 3 et 4	50×50	2473,021	24,326	366,217	58,177	122,563	1075,273
Etages 5 et 6	45×45	1829,004	4,872	236,639	51,448	108,325	688,718
Etages 7 et 8	40×40	1227,307	6,470	40,285	15,475	93,829	253,747
Etages 9 et 10	35×35	343,650	2,031	12,761	12,731	87,914	155,727

V.2.4 Ferrailage des poteaux

V.2.4.1 Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone II.a, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel **SOCOTEC**

Les résultats de calcul du ferrailage des différents poteaux est résumé sur le tableau suivant :

Tableau V.2 Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section	A'_{cal} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	A_{maxRPA}		A_{adopte} (cm ²)
					Z courante	Z de recouvrement	
Parking 2	65×70	0	0	36,4	182	273	4HA20+12HA16=36,68
Parking 1	65×65	0	0	33,8	169	253,5	4HA20+12HA16=36,68
RDC	60×60	0	0	28,8	144	216	12HA16+4HA14=30,29
Etages 1 et 2	55×55	0	0	24,2	121	181,5	4HA20+8HA14=24,89
Etages 3 et 4	50×50	0	0	20	100	150	8HA16+4HA14=22,24
Etages 5 et 6	45×45	0	0,11	16,2	81	121,5	12HA14=18,48
Etages 7 et 8	40×40	0	4,54	12,8	64	96	12HA12=13,57
Etages 9 et 10	35×35	0	6,91	9,8	49	73,5	12HA12=13,57

V.2.4.2 Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (60×60) cm^2 :

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \Rightarrow \frac{0,6 \times 5,22}{0,6} = 6,09 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2,5 \times 66,228 \times 10^{-3} \times 15}{60 \times 400} = 1,03 cm^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{max}} \Rightarrow L_r = 64 cm$$

✓ Espacement

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{l_{min}} ; 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{min}} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

On a : $\lambda_g > 5$, d'où :

$$\text{Zone nodale : } A_t^{min} = 0,3\%(t \times b) = 0,3\%(10 \times 60) = 1,8 cm^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{min} = 0,3\%(t \times b) = 0,3\%(15 \times 60) = 2,7 cm^2$$

Donc : On opte pour un ferrailage de **4 HA8=4,02 cm²**

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 Armatures transversales des poteaux

Niveau	Parking 2	Parking 1	RDC	1ere et 2ème étages	3ème et 4ème étages	5ème et 6ème étages	7ème et 8ème étages	9ème et 10ème étages
Section	65×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
$\phi_{l_{max}} (cm)$	2	2	1,6	2	1,6	1,4	1,2	1,2
$\phi_{l_{min}} (cm)$	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
$L_0 (cm)$	340	410	522	306	306	306	306	306
$L_f (cm)$	238	287	365,4	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	3,4	4,41	6,09	3,89	4,28	4,76	5,35	6,12
ρ_a	3.75	3.75	2,5	3.75	3.75	3,75	2,5	2,5
$V_u (KN)$	68,843	89,731	66,224	166,236	93,77	74,88	61,815	64,675
$L_r (cm)$	80	80	64	80	64	56	48	48
S_t Zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10

S_i Zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	1,38	1,94	1,03	4,25	2,64	2,34	1,45	1,73
A_{min}^t (cm ²) z.nodale	2,14	2,92	1,8	3,19	2,4	1,69	1,2	1,05
A_{min}^t (cm ²) z.courante	3,22	4,39	2,7	4,78	3,6	2,43	1,8	1,57
$A_{adopté}^t$ (cm ²)	4,02	6,28	4,02	6,28	4,02	3,02	3,02	3,02
N^{br} de cadre	4HA8	4HA10	4HA8	4HA10	4HA8	3HA8	3HA8	3HA8

V.2.4.3 Vérifications

➤ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3489,896 \text{ KN} ; L_f = 365,4 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 21,125 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1,075} = 0,79$$

$$B_r = (0,60 - 0,02) \times (0,60 - 0,02) = 0,3364$$

$$N_u = 0,79 \times \left[\frac{0,3364 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{30,29 \times 10^{-3} \times 400}{1,15} \right] = 5754,13 \text{ KN}.$$

$$N_d = 3489,896 \text{ KN} < 5754,13 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴) $\times 10^{-2}$	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_u^{\max} (KN)
Parking 2	3,4	2,38	1,858	0,202	11,78	0,83	36,68	0,4284	7644,14	4721,067
Parking 1	4,1	2,87	1,487	0,188	15,27	0,82	36,68	0,3969	7073,67	4170,876
RDC	5,22	3,654	1,08	0,173	21,12	0,79	30,29	0,3364	5754,13	3489,896
Etages 1 et 2	3,06	2,142	0,762	0,159	13,47	0,82	24,89	0,2809	4975,77	3147,058
Etages 3 et 4	3,06	2,142	0,521	0,144	14,87	0,82	22,24	0,2304	4135,17	2473,021
Etages 5 et 6	3,06	2,142	0,342	0,130	16,48	0,81	18,48	0,1849	3294,38	1829,004
Etages 7 et 8	3,06	2,142	0,213	0,115	18,63	0,80	13,57	0,1444	2517,03	1227,307
Etages 9 et 10	3,06	2,142	0,125	0,101	21,20	0,79	13,57	0,1089	1966,18	343,650

On remarque bien que $N_d < N_U^{\max}$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{be1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{be1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre supérieur.}$$

$$\sigma_{be1} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre inférieur.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Vérification des contraintes dans le béton.

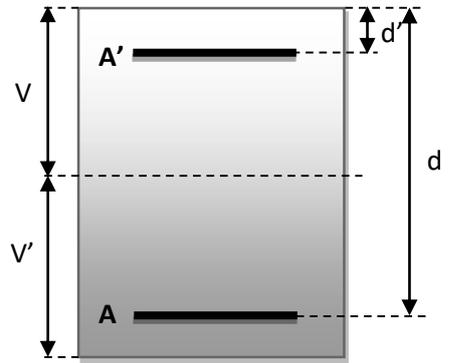


Figure V.2 Section du poteau.

Niveau	Section (cm ²)	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Parking 2	65×70	67	36,68	38,68	31,57	0,024	3412,05	48,86	7,52	Vérifiée
Parking 1	65×65	62	36,68	35,9	29,1	0,019	3014,87	93,41	10,87	Vérifiée
RDC	60×60	57	30,29	33,02	26,98	0,014	2528,66	77,34	10,65	Vérifiée
Etages 1 et 2	55×55	52	24,89	30,19	24,81	0,009	2283,21	74,43	12,10	Vérifiée
Etages 3 et 4	50×50	47	22,24	27,59	22,41	0,007	1794,57	76,55	12,01	Vérifiée
Etages 5 et 6	45×45	42	18,48	24,85	20,15	0,004	1326,95	75,06	13,15	Vérifiée
Etages 7 et 8	40×40	37	13,57	21,92	18,08	0,003	890,66	67,71	11,76	Vérifiée
Etages 9 et 10	35×35	32	13,57	19,56	15,44	0,002	468,35	63,67	10,99	Vérifiée

➤ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version 2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	L _t (m)	λ_g	ρ_d	d(m)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Parking 2	65×70	2,38	3,4	0,04	0,67	68,843	0,16	1	Vérifiée
Parking 1	65×65	2,87	4,41	0.04	0.62	89,731	0,22	1	Vérifiée
RDC	60×60	3,654	6,09	0.075	0.57	66,224	0,19	1,875	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	55×55	2,142	3,89	0.04	0,52	166,236	0,58	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	50×50	2,142	4,28	0.04	0,47	93,77	0,4	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45×45	2,142	4,76	0,04	0,42	74,88	0,39	1	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	40×40	2,142	5,35	0,075	0,37	61,815	0,42	1,875	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	35×35	2,142	6,12	0,075	0,32	64,675	0,6	1,875	Vérifiée

V.2.4.4 Disposition constructive des poteaux

• Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \varphi:$$

$$\varphi = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte: } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\varphi = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte: } L_r = 65\text{cm}.$$

$$\varphi = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte: } L_r = 60\text{cm}.$$

$$\varphi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte: } L_r = 50\text{cm}.$$

Détermination de la zone nodale

$$l' = 2h; h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

- Parking 2 : $l' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$; $h' = \max(56; 65; 70; 60\text{cm}) = 70\text{cm}$
- Parking 1 : $l' = 110\text{cm}$; $h' = 70\text{cm}$
- RDC : $l' = 110\text{cm}$; $h' = 90\text{cm}$
- 1^{ère}, 2^{ème} étages : $l' = 110\text{cm}$; $h' = 60\text{cm}$
- 3^{ème}, ..., 10^{ème} étages : $l' = 110\text{cm}$; $h' = 60\text{cm}$

V.2.4.5 Schéma de ferrailage des poteaux

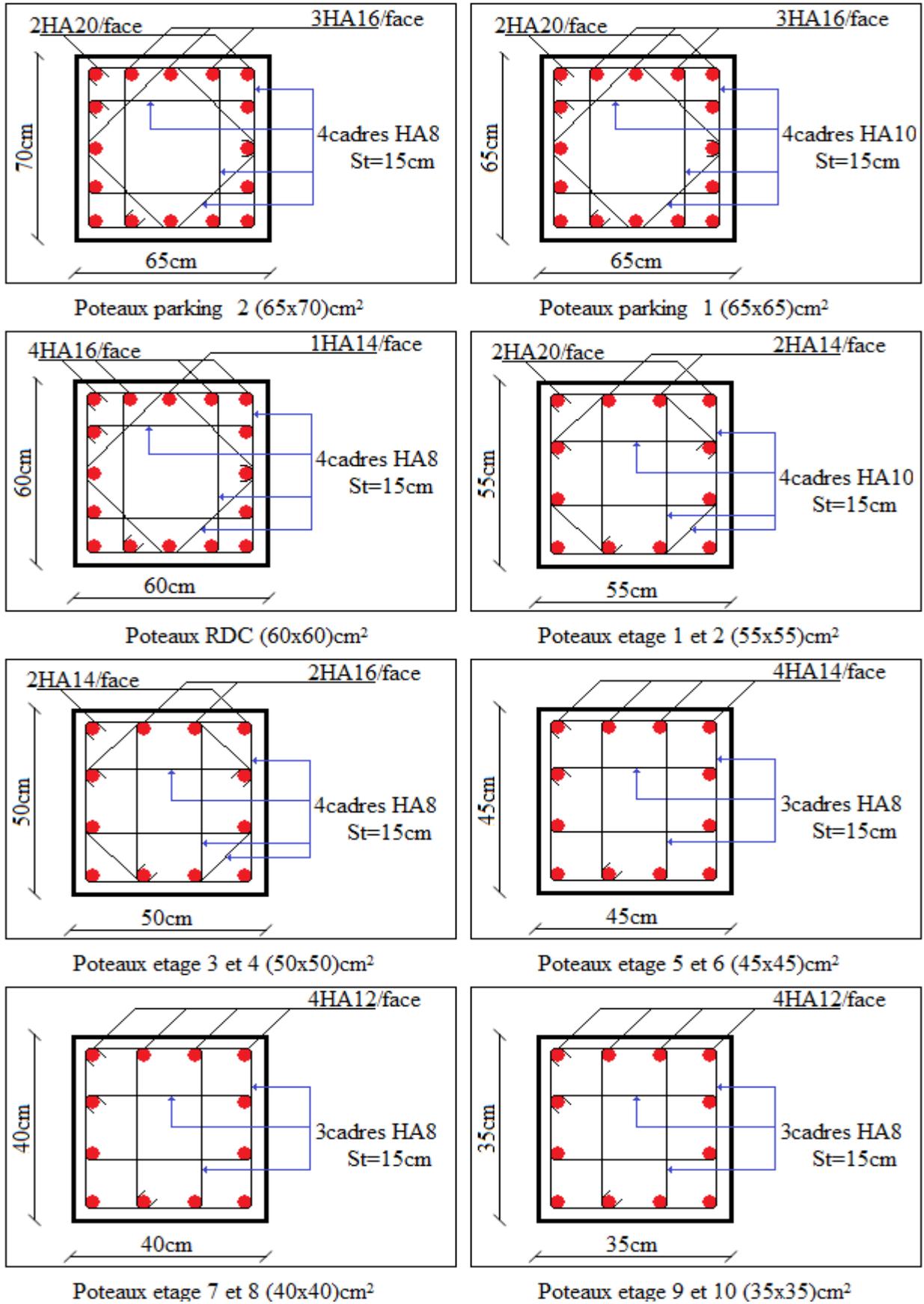


Figure V.3 Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 Étude des poutres

V.3.1 Définition

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($30 \times 55 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($30 \times 40 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel *ETABS2016*, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version2003* suivantes :

* $1.35G+1.5Q$	* $G+Q+E$	* $0.8G+E$
* $G+Q$	* $G+Q-E$	* $0.8G-E$

V.3.2 Les recommandations du RPA99/version2003

a. Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - * $4\% b \times h$ En zone courante.
 - * $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\varphi_{max}$ en zone (II.a). Avec : φ_{max} : le diamètre maximal utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

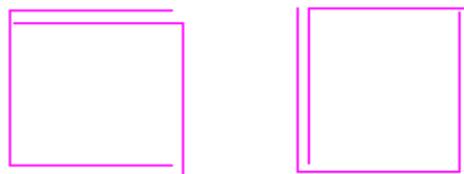


Figure V.4 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

➤ **Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003**

Tableau V.7 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Principale	30×55	8,25	66	99
Secondaire	30×40	6,00	48	72

b. Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$
 - L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12\phi_t)$
 - En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$
- Avec : h : La hauteur de la poutre

• La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

• Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.3 Sollicitations de calculs

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *ETABS2016*. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appuis}	V	M _{travée}	M _{appuis}	V
Parking 1, RDC, 1...8ème étages	128,280	-257,735	173,081	94,616	-126,229	93,547
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	98,702	-187,927	145,297	72,002	-79,880	98,568
Terrasse inaccessible	124,913	-176,038	147,862	81,934	-73,315	117,898
	M _{travée}		M _{appuis}		V	
Consol	7,975		-70,971		51,836	
Poutre chaînage	53,058		-107,636		77,064	

V.3.4 Ferrailage des poutres

V.3.4.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple, Prenons comme exemple de calcul de ferrailage de la poutre principale (30×55) des étages supérieurs.

Avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} Ma = -187,927 \text{KN.m} \dots (1,35G + 1,5Q) \\ Mt = 98,702 \text{KN.m} \dots (1,35G + 1,5Q) \end{cases}$$

En suivant la même méthode utilisée lors des calculs précédents pour la flexion simple, on trouve comme suite :

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = 0,163 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,223 ; Z = 0,474m \Rightarrow A = 11,39cm^2$$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = 0,086 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,112 ; Z = 0,497m \Rightarrow A = 5,71cm^2$$

Le calcul des autres poutres est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9 Armatures longitudinales des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Parking 1, RDC,1...8 ^{ème} étages	Principales	30×55	Appuis	12,05	8,25	2(3HA16)=12,06
			Travées	7,54		3HA16+3HA14=10,65
	Secondaires	30×40	Appuis	9,39	6,00	3HA16+3HA14=10,65
			Travées	6,86		3HA12+3HA14=8,01
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	Principales	30×55	Appuis	11,39	8,25	2(3HA16)=12,06
			Travées	5,71		3HA16+3HA14=10,65
	Secondaires	30×40	Appuis	5,72	6,00	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	5,99		3HA12+3HA14=8,01
Terrasse inaccessible	Principales	30×55	Appuis	10,63	8,25	3HA16+3HA14=10,65
			Travées	7,32		3HA16+3HA14=10,65
	Secondaires	30×40	Appuis	6,11	6,00	3HA12+ 3HA14=8,01
			Travées	6,88		3HA12+3HA14=8,01
Autre types	Console	30×40	Appuis	5,13	6,00	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	0,54		2(3HA12)=6,79
	P chainage	30×40	Appuis	8,11	6,00	2(3HA14)=9,24
			Travées	3,77		2(3HA12)=6,79

• **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \varphi:$$

$$\varphi = 16mm \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64cm \Rightarrow \text{On adopte: } L_r = 65cm.$$

$$\varphi = 14mm \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56cm \Rightarrow \text{On adopte: } L_r = 60cm.$$

$$\varphi = 12mm \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48cm \Rightarrow \text{On adopte: } L_r = 50cm.$$

V.3.4.2 Armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit φ_t le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \varphi_t \leq \min \left(\varphi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

BAEL91 (article H.III.3)

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(14; \frac{550}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 15,71; 30); \text{ Donc on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

✓ **Poutres secondaires, poutres de chainages et les consoles**

$$\phi_t \leq \min\left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 11,43; 30); \text{ Donc on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

On prend **4T10** = 3,14cm² (un cadre et un étrier) pour tous les types de poutres

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le *RPA99/version2003* (art 7.5.2.2).

• **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{tmin}\right)$

- Poutres principales : $S_t \leq \min(13,75; 16,8) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10$ cm
- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 14,4) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10$ cm

• **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq 27,5\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 20$ cm
- Poutres secondaires : $S_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15$ cm

➤ **Section minimale d'armatures transversales**

$$A_{min}^t = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm} \Rightarrow \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min}^t = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm} \Rightarrow \text{ Pour les poutres}$$

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{min}^t \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres}$$

V.3.4.3 Vérification à l'ELU➤ **Condition de non fragilité**

- Poutres principales : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,88\text{cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34\text{cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

On doit vérifier : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$

Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	173,081	1,11	Vérifiée
Poutres secondaires	114,898	1,03	Vérifiée
P chainage	77,064	0,69	Vérifiée
Console	51,836	0,47	Vérifiée

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- ✓ En appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
	Appui					
Principale	12,06	173,081	257,735	4,98	-10,86	Vérifiée
Secondaires	10,65	114,898	126,229	3,3	-7,59	Vérifiée
P chainage	9,24	77,064	107,636	2,21	-7,07	Vérifiée
Console	8,01	51,836	32,625	1,49	-1,32	Vérifiée

V.3.4.4 Vérification à l'ELS

➤ **État limite de compression du béton**

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

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

$$\text{Calcul de } y: \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I: I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

Poutres	Éléments	M _{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	143,712	19,73	265184,28	10,69	15	Vérifiée
	Travée	91,22	18,21	241240,54	6,88	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	53,478	13,67	90941,28	7,95	15	Vérifiée
	Travée	60,178	13,67	90,941,28	9,04	15	Vérifiée
P chainage	Appui	78,79	14,44	100650,33	11,3	15	Vérifiée
	Travée	38,901	12,81	80618,86	6,18	15	Vérifiée

Console	Appui	50,907	13,67	90941,28	7,65	15	Vérifiée
	Travée	6,15	12,81	80618,86	0,98	15	Vérifiée

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Pour les poutres principales, poutres secondaires et les poutres de chainages la fissuration est peu préjudiciable donc il n'y a pas de vérification à faire. Pour les consoles la fissuration est préjudiciable donc on doit vérifier : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 201,6MPa$

En appui :

$$\sigma_{St}=15 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d-y}{y}\right) = 15 \times 7,65 \times \left(\frac{37-13,67}{13,67}\right) = 195,84MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201,6MPa.....v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

En travée :

$$\sigma_{St}=15 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d-y}{y}\right) = 15 \times 0,98 \times \left(\frac{37-12,81}{12,81}\right) = 27,76MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201,6MPa.....v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

➤ **État limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tableau V.13 Vérification des conditions de la flèche

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	0,069 > 0,0625	0,069 > 0,04	0,0051 < 0,01
	Vérifié	Vérifié	Vérifié
Secondaires	0,074 > 0,0625	0,074 > 0,052	0,0072 < 0,01
	Vérifié	Vérifié	Vérifié
P chainage	0,05 < 0,0625	0,05 > 0,033	0,006 < 0,01
	Non vérifié	Vérifié	Vérifié
Console	0,205 > 0,0625	0,205 > 0,011	0,006 < 0,01
	Vérifié	Vérifié	Vérifié

On remarque que les trois conditions sont vérifiées pour les poutres principales, les poutres secondaires et les consoles donc on n'aura pas besoin de vérifier leurs flèches contrairement aux poutres de chaînage ou il y a eu de vérifier la flèche.

Suivant la même procédure donnée dans le calcul de la flèche de le chapitre III, avec :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} ; f = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E \times I_f}$$

$$M_{jser} = 25,48KN.m ; M_{gser} = 35,297KN.m ; M_{pser} = 25,48KN.m$$

On trouve les résultats suivants :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 15,098 - 4,459 + 8,987 - 7,718 \\ \Rightarrow \Delta f_t = 11,878mm$$

$$\Delta f = 1,188cm > f_{adm} = 0,5 + \frac{789}{1000} = 1,289cm..... La flèche est vérifiée$$

V.3.4.5 Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

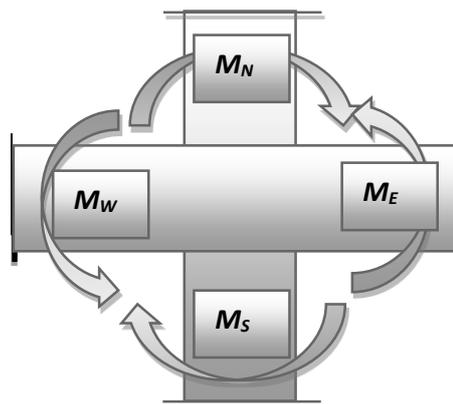


Figure V.5 Les moments dans la zone nodale.

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0,85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Moment résistant dans les poteaux.

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
65×70	63,75	36,68	813,74
65×65	55,25	36,68	705,24
60×60	51,00	30,29	537,58
55×55	46,75	24,89	404,93
50×50	42,50	22,24	328,93
45×45	38,25	18,48	245,99
40×40	34,00	13,57	160,56
35×35	29,75	13,57	140,49

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Parking 1, RDC, 1...8 ^{ème} étages	P.P (30×55)	46,75	12,06	196,20
	P.S (30×40)	34	10,65	126,01
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	P.P (30×55)	46,75	12,06	196,20
	P.S (30×40)	34	8,01	94,77
Terrasse inaccessible	P.P (30×55)	46,75	10,65	171,80
	P.S (30×40)	34	8,01	94,77

➤ Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Plan	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _w = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _w +M _E) (KN.m)	Vérification
Parking 1	PP	705,24	813,74	196,20	1518,98	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
R D C	PP	705,24	705,24	196,20	1410,48	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	537,58	705,24	196,20	1242,82	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	537,58	537,58	196,20	1075,16	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	404,93	537,58	196,20	942,51	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	404,93	404,93	196,20	809,86	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	328,93	404,93	196,20	733,86	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	328,93	328,93	196,20	657,86	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	245,99	328,93	196,20	574,92	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	245,99	245,99	196,20	491,98	490,5	Vérifiée
	PS			126,01		315,025	Vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	160,56	245,99	196,20	406,55	490,05	Non vérifiée
	PS			94,77		236,95	Vérifiée
10 ^{ème} étage	PP	140,49	160,56	171,80	301,05	429,5	Non vérifiée
	PS			94,77		236,95	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux sauf pour les deux derniers niveaux, d'ailleurs le RPA99/03 dit que cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

V.3.4.6 Schéma de ferrailage des poutres

➤ Poutres principales

- Parking 1, RDC, étages 1, 2, ..., 8, 9 et 10

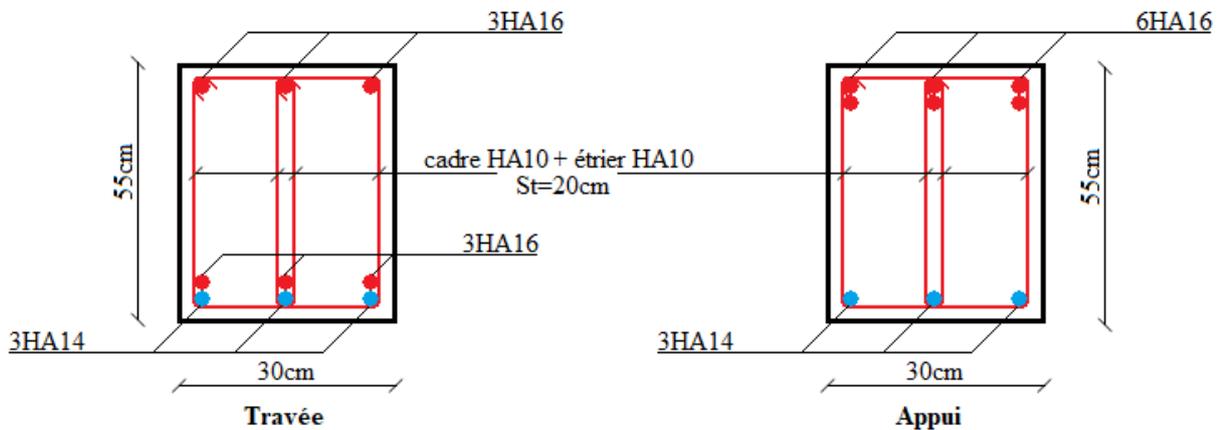


Figure V.6 Schéma de ferrailage des poutres principales de parking 1 jusqu'à étage 10.

- Terrasse

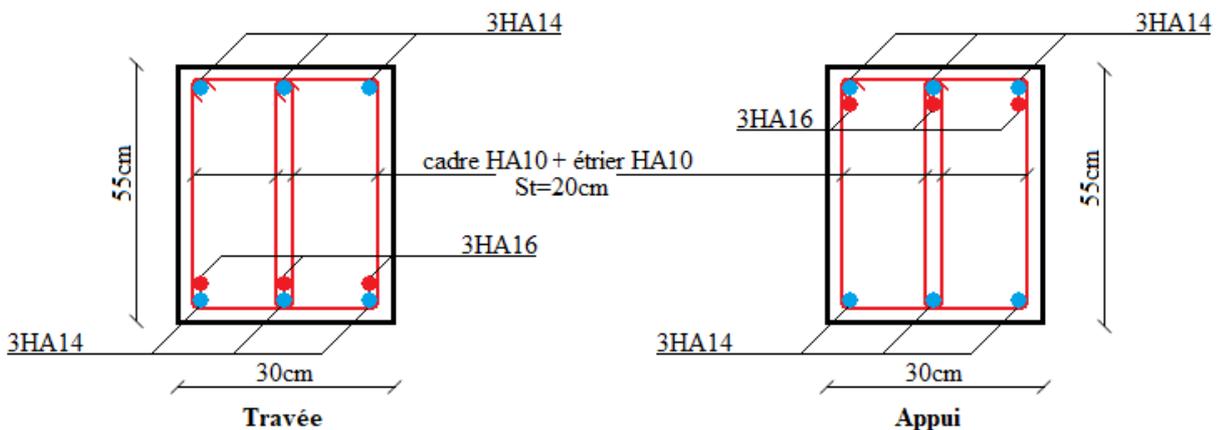


Figure V.7 Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse.

➤ Poutres secondaires

- Parking 1, RDC, étages 1, 2, ..., 7 et 8

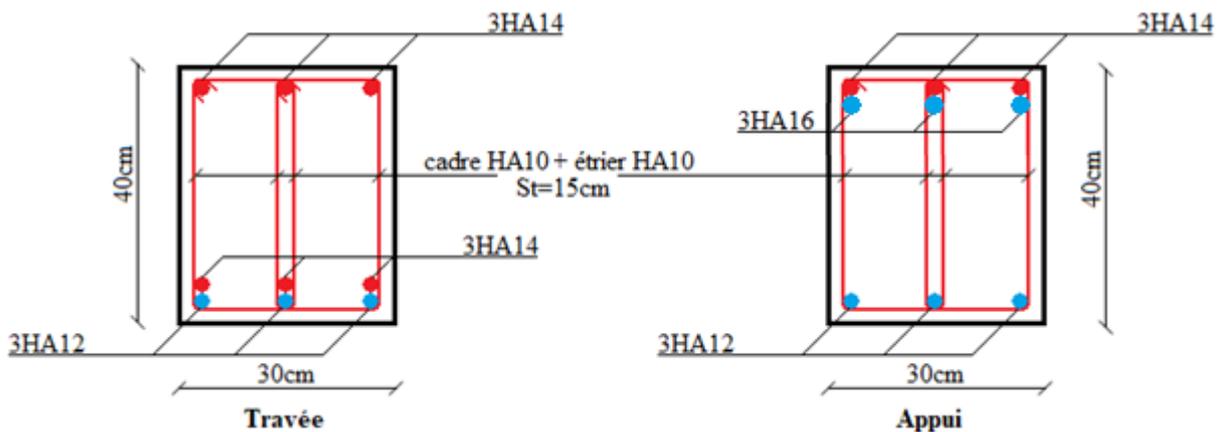


Figure V.8 Schéma de ferrailage des poutres secondaires de parking 1 jusqu'à étage 8.

• Etages 9,10 et terrasse

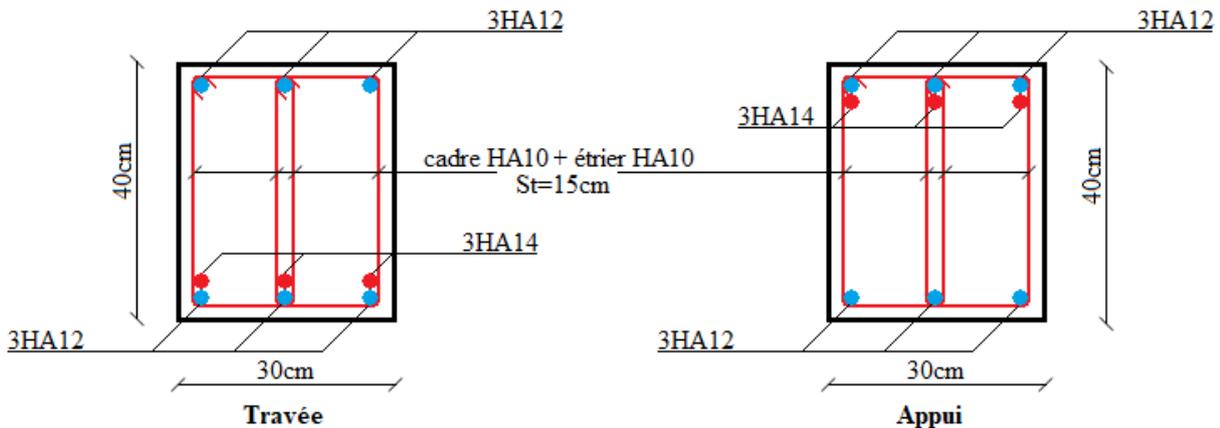


Figure V.9 Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse et étages 9 et 10.

➤ Poutres chainages et consoles

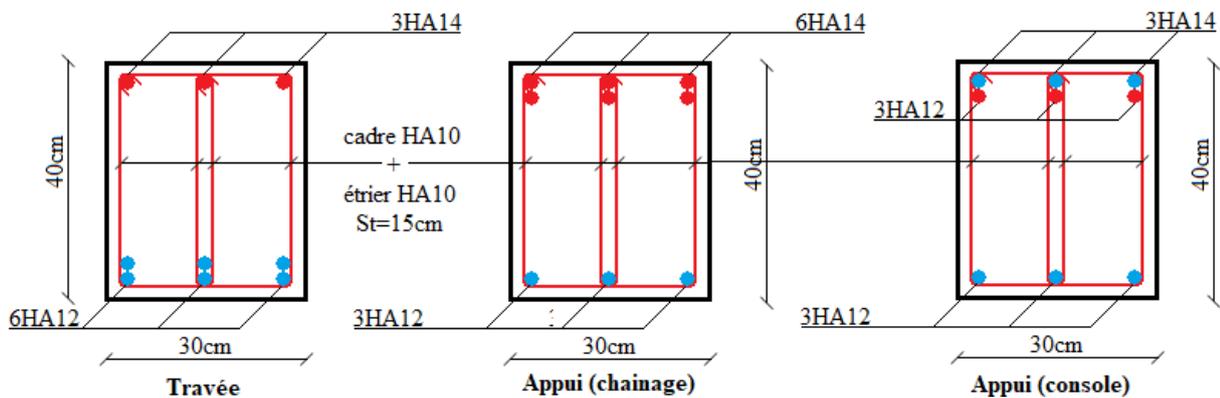


Figure V.10 Schéma de ferrailage des poutres de chainages et les consoles.

V.4 Étude des voiles

V.4.1 définition

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone II.a (moyenne sismicité). Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles élancés : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.

- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

- * 1.35G+1.5Q * G+Q+E * 0.8G+E
- * G+Q * G+Q-E * 0.8G-E

Le ferraillage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

V.4.2 Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ 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 ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la

longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

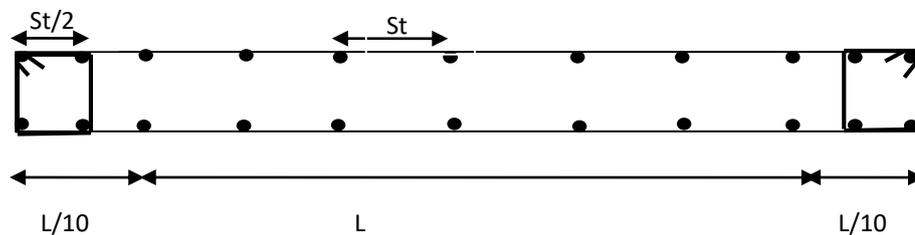


Figure V.11 Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \varphi$.

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$; avec: $V = 1,4V_u$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{min} = 0,15\% b \times h$ Dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{min} = 0,10\% b \times h$ Dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1,5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
 - ✓ 40φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et possible.
 - ✓ 20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V.4.3 Disposition des voiles

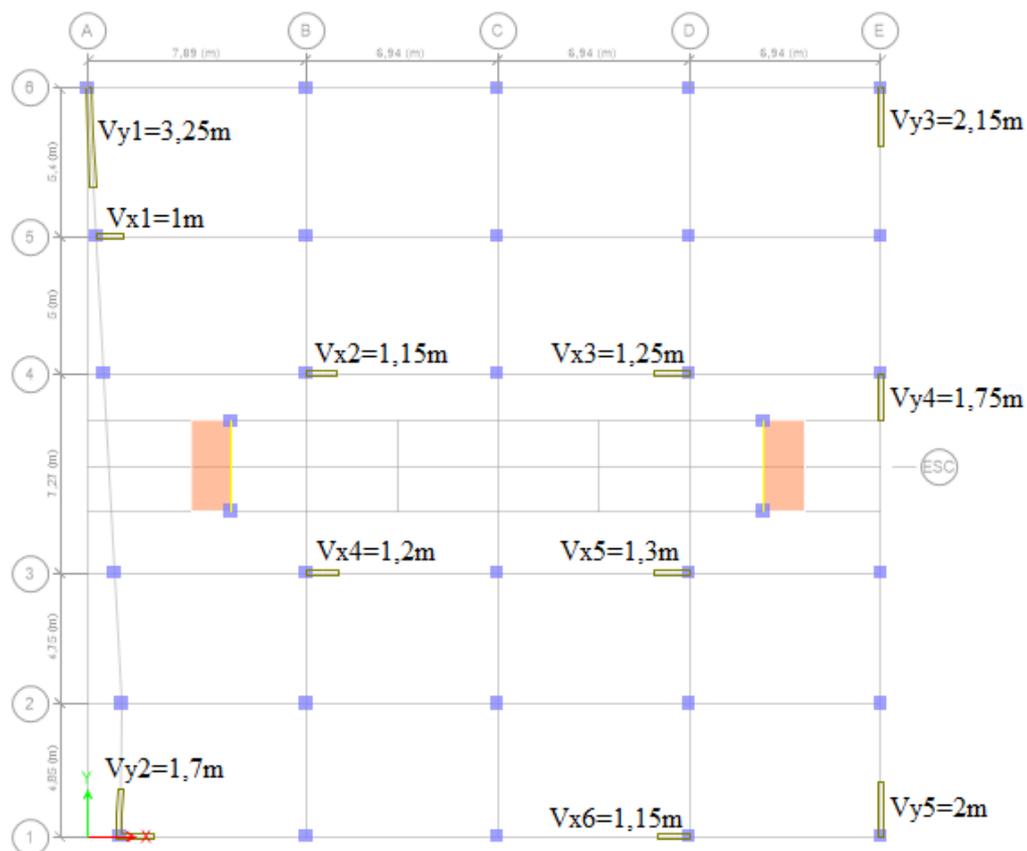


Figure V.12 Schéma de répartition des voiles.

V.4.4 Les sollicitations dans les différents types de voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **ETABS 2016** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables (on prend comme exemple les voiles Vx5, Vy1 et Vy5) :

Sens x-x' : $V_x = 1,3m$

Tableau V.17 Sollicitations maximales dans le voile $V_x = 1,3m$ à tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Parking 2 et 1 et RDC	2766,995	379,137	379,137	2766,995	190,501	362,009	158,612
1, 2 et 3 ^{ème} étage	1941,215	68,086	89,0149	1281,558	676,247	36,051	90,531
4,5 et 6 ^{ème} étage	1526,529	97,973	132,0624	992,129	573,403	54,378	116,331
7,8,9, et 10 ^{ème} étage	1082,743	130,092	145,145	706,950	437,840	107,819	130,877

Sens y-y' : $V_y = 3,25m$

Tableau V.18 Sollicitations maximales dans le voile $V_y = 3,25m$ à tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Parking 2 et 1 et RDC	3391,047	4078,843	4078,843	3391,047	-891,55	3960,796	569,167
1, 2 et 3 ^{ème} étage	1451,481	27,693	440,449	890,833	551,695	425,140	262,770
4,5 et 6 ^{ème} étage	931,738	31,889	512,853	462,141	246,200	499,192	104,558
7,8,9, et 10 ^{ème} étage	399,663	376,532	500,447	135,865	54,8364	471,472	142,223

$V_y = 2m$

Tableau V.19 Sollicitations maximales dans le voile $V_y = 2m$ à tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Parking 2 et 1 et RDC	2270,436	1019,942	1024,151	-81,707	-81,707	1024,151	254,384
1, 2 et 3 ^{ème} étage	1473,111	7,589	100,880	1416,682	363,311	97,529	73,974
4,5 et 6 ^{ème} étage	1107,450	26,191	138,668	1025,933	313,071	106,447	51,860
7,8,9, et 10 ^{ème} étage	707,910	57,126	140,885	641,903	220,298	71,876	58,523

V.4.5 Ferrailage des voiles

➤ Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

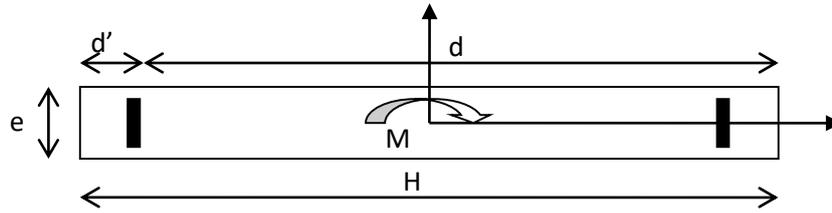


Figure V.13 Schéma d'un voile plein.

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' pour le voile $V_x = 1,3m$ du RDC, parking 1 et 2 ($e=0,25m$; $d=1,27m$) et les autres seront résumés dans les tableaux.

1) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$$N^{max} = 2766,995KN \Rightarrow M^{corr} = 379,137KN.m \quad (\text{Accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{379,137}{2766,995} = 0,13m < \frac{h}{2} = \frac{1,3}{2} = 0,65m \Rightarrow C \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}) = 2,094674MN.m$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 1,336MN.m \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337h - 0,81d')b.h.f_{bu} = 2,484MN.m \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) Donc la section est partiellement comprimée, la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2,094674 \times 10^{-3}}{0,25 \times (1,3)^2 \times 18,47} = 0,281 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{st} = 3,5\text{‰} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) ; \text{avec: } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,423$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{st} = 4,77\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

On a : $\mu_{bu} = 0,281 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} \text{ Avec : } Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 1,055m \Rightarrow A_1 = 49,63cm^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = 49,63 \times 10^{-4} - \frac{2766,995 \times 10^{-3}}{400} = -19,54cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0cm^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira .

2) Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N^{min} = 190,501KN \Rightarrow M^{corr} = 362,009KN.m \quad (\text{Accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{362,009}{190,501} = 1,9m > \frac{h}{2} = \frac{1,3}{2} = 0,65m \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section}$$

On a N de traction et C est l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée, la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}) = 0,480119MN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,064 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{st} = 1,74 \text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} \text{ Avec : } \alpha = 0,083 ; Z = 1,227m \Rightarrow A_1 = 9,77cm^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = 9,77 \times 10^{-4} - \frac{190,501 \times 10^{-3}}{400} = 5,02cm^2$$

3) Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M^{max} = 379,137KN.m \Rightarrow N^{corr} = 2766,995KN \quad (\text{Accidentelle})$$

Ce couple de sollicitations est le même que celui du premier couple de sollicitations donc on aura le même résultat c'est à dire $A = 0cm^2$, donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile $V_x = 1,3m$ aux niveaux des deux parking et du RDC.

$$\text{Soit : } A_v/\text{face} = 5,02cm^2.$$

• Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \frac{190,501 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,3} + \frac{362,009 \times 10^{-3}}{0,0457} \times 0,65 = 5,727MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \frac{190,501 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,3} - \frac{362,009 \times 10^{-3}}{0,0457} \times 0,65 = -4,556MPa$$

$$L_t = \frac{4,556 \times 1,3}{4,556 + 5,727} = 0,58m$$

➤ Armatures horizontales

Elles se calculent selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$V_{max} = 158,612KN \Rightarrow \tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 158,612 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,27} = 0,699MPa.$$

$$\text{Soit } S_h = 30cm \Rightarrow A_h = 1,64cm^2.$$

➤ Les vérifications nécessaires

1. Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du *RPA99/version 2003* comme suit :

$$\tau_u = 0,699MPa < \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 3,33MPa$$

$$RPA99Art (7.7.2.)$$

2. Vérification des sections minimales

$$A_{min}(BAEL) = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 127 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 3,83\text{cm}^2$$

$$A_{min}(ZTendu) = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 25 \times 58 = 2,9\text{cm}^2$$

$$A_{min}(ZComprimé) = 0,1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0,1\% \times 25 \times (130 - 2 \times 58) = 0,35\text{cm}^2$$

$$A_{min}(ZGlobale) = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 25 \times 130 = 4,875\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_v/\text{face}=5,02 \text{ cm}^2$.

On opte pour : **8HA10+1HA8** =6,78cm²

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x' : $V_x = 1,3\text{m}$

Tableau V.20 Ferrailage du voile $V_x = 1,3\text{m}$ à tous les niveaux.

Niveau		Parking 2 et 1 et RDC	1, 2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8,9, et 10 ^{ème} étage
L (cm)		130	130	130	130
e (cm)		25	20	20	20
V(KN)		158,612	90,531	116,331	130,877
Section		S. P .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C
Lt (cm)		58	/	/	/
τ_U (Mpa)		0,669	0,499	0,641	0,721
Av cal /face (cm ²)		5,02	0	0	0
Av min/face (cm ²)		4,875	3,9	3,9	3,9
Av adop/face (cm ²)		6,78	6,28	6,28	6,28
N ^{barre} /face		8HA10+1HA8	8H10	8H10	8H10
S _t (cm)	Extrémité	11	10	10	10
	Milieu	21	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)		1,64	0,94	1,2	1,35
Ah min/face(cm ²)		1,12	0,9	0,9	0,9
Ah adop/face (cm ²)		2,26	2,26	2,26	2,26

N^{barre}	2H12	2H12	2H12	2H12
S_t (cm)	30	30	30	30

Sens y-y' : $V_y = 3,25m$

Tableau V.21 Ferrailage du voile $V_y = 3,25m$ à tous les niveaux.

Niveau		Parking 2 et 1 et RDC	1, 2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8,9, et 10 ^{ème} étage
L (cm)		325	325	325	325
e (cm)		25	20	20	20
V(KN)		569,167	262,770	104,558	142,223
Section		S. E .T	S. E .C	S. P .C	S. P .C
Lt (cm)		325	/	120	153
τ_U (Mpa)		0,990	0,571	0,227	0,309
Av cal /face (cm²)		43,64	0	0,85	3,00
Av min /face (cm²)		12,187	9,75	9,75	9,75
Av adop /face (cm²)		23,98	11,00	15,59	13,06
N^{barre} /face		14H20	14H10	12H12+4HA8	16H10+1HA8
S_t (cm)	Extrémité	15	15	15	12
	Milieu	28	28	30	25
Ah cal /face (cm²)		2,32	1,07	0,43	0,58
Ah min /face (cm²)		1,12	0,9	0,9	0,9
Ah adop /face (cm²)		3,08	2,26	2,26	2,26
N^{barre}		2H114	2H12	2H12	2H12
S_t (cm)		30	30	30	30

$V_y = 2m$ Tableau V.22 Ferrailage du voile $V_y = 2m$ à tous les niveaux.

Niveau	Parking 2 et 1er RDC	1, 2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8,9, et 10 ^{ème} étage
L (cm)	200	200	200	200
e (cm)	25	20	20	20
V(KN)	254,384	73,974	51,860	58,523
Section	S. E .T	S. E .C	S. E .C	S. E .C
Lt (cm)	200	/	/	/
τ_U (Mpa)	0,723	0,262	0,184	0,207
Av cal /face (cm ²)	14,38	0	0	0
Av min/face (cm ²)	7,5	6	6	6
Av adop/face (cm ²)	14,7	9,42	9,42	9,42
N ^{barre} /face	13H12	12H10	12H10	12H10
S _t (cm)	Extrémité	10	12	12
	Milieu	20	24	24
Ah cal/face (cm ²)	1,69	0,49	0,34	0,39
Ah min/face(cm ²)	1,12	0,9	0,9	0,9
Ah adop/face (cm ²)	2,26	2,26	2,26	2,26
N ^{barre}	2H112	2H12	2H12	2H12
S _t (cm)	30	30	30	30

- S. E. C : section entièrement comprimée.
- S. E. T : section entièrement tendu.
- S. P. C : section partiellement comprimée.

V.4.6 Exemple de schéma de ferrailage du voile $V_y = 2m$ du RDC

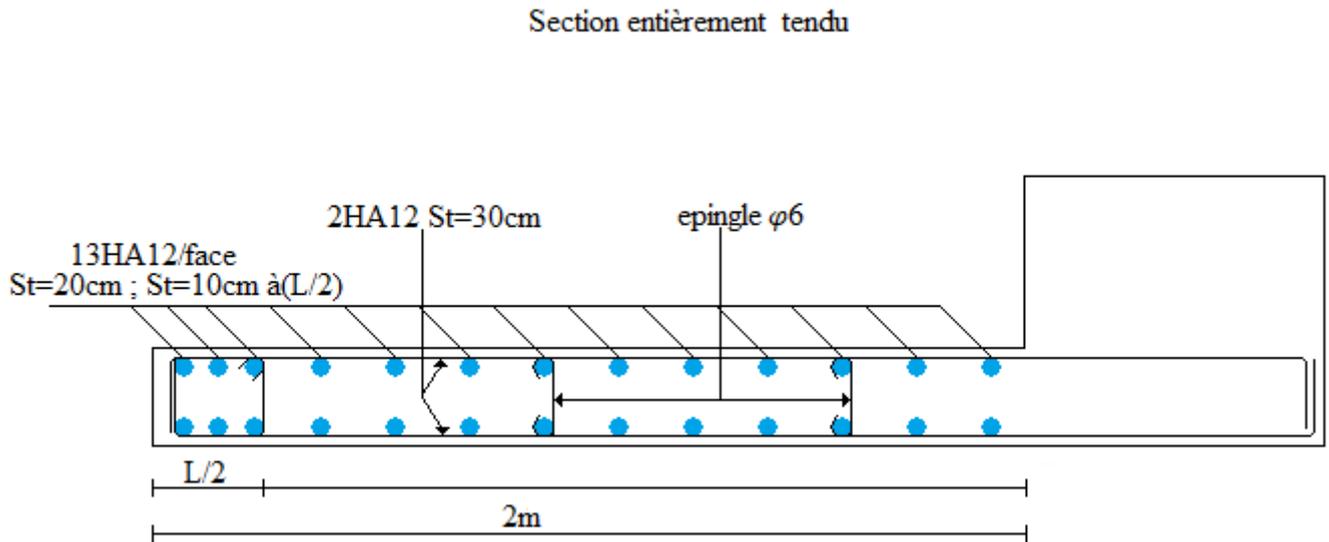


Figure V.14 Schéma de ferrailage du voile $V_y=2m$ du RDC.

V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Grâce à la modélisation de notre bâtiment sur l'ETABS on a réussi à retirer toutes les sollicitations dont on a eu besoin pour l'étude de ces éléments principaux. Avec ces sollicitations on a ferrillé les poteaux, les voiles à la flexion composée et les poutres à la flexion simple tout en respectant les recommandations de RPA et le BAEL.

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculer qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

VI.2 Etude des fondations

VI.2.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.2 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 : $G + Q \pm E$; $0.8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 : $1.35G + 1.5Q$; $G + Q$.

VI.2.3 Les caractéristiques du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué essentiellement par des argiles schisteuses marron, selon le résultat des essais pressiométriques la classification de ce sol est : S2 site ferme.

Au vu de la nature géologique du site ainsi que le résultat des essai in situ il est recommandé des fondations superficiel, ancrées à partir de 7,5m (présence des deux entre sol) de profondeur et de prendre comme contrainte admissible $\bar{\sigma}_{adm} = 1,7bars$

VI.2.4 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de cette structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$), La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée à l'ELS obtenu par l'ETABS 2016.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{adm} = 1,7bars$

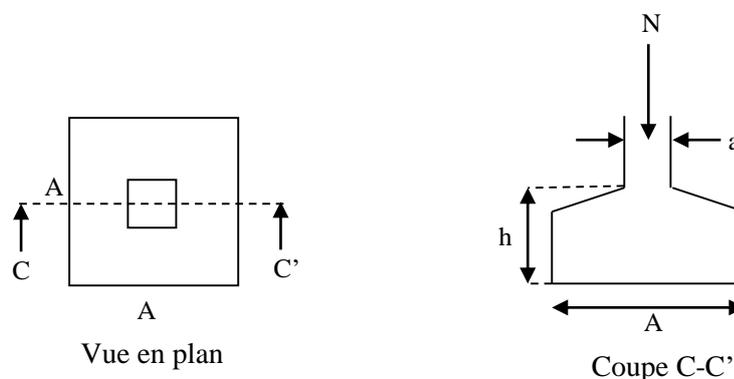


Figure VI.1 Semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre : $N=3896,8404KN$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}}} = \sqrt{\frac{3896,8404 \times 10^{-3}}{0,17}} = 4,8m$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

VI.2.5 Vérification des semelles filantes

On vérifie avec une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de n poteaux.

$$\text{On doit vérifier : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{adm}}$$

$$\text{Avec : } L = 2L_{\text{débordement}} + \sum L_i = 28,99m ; L_{\text{débordement}} = 0,75m .$$

L_i : Distance entre axe des poteaux.

$$N = \sum N_i ; N_i: \text{Effort normal provenant du poteau.}$$

Selon X-X' :

$$N1 = 2162,66KN ; N2 = 3707,746KN ; N3 = 3896,84KN ; N4 = 3834,076KN ;$$

$$N5 = 2268,041KN$$

$$\text{On a: } L = 28,99m ;$$

$$N = 15869,364KN \Rightarrow B \geq \frac{15869,364 \times 10^{-3}}{28,99 \times 0,17} = 3,22m$$

On a la largeur de la semelle égale à 3,25m. Dans le cas où on néglige le chevauchement de ces semelles filantes avec les semelles des quatre poteaux des deux cages d'escalier, en passant à la vérification de la contrainte du sol en tenant compte du poids propre de l'infrastructure on trouve :

$$N_{\text{totale}} = N_{\text{superstructure}} + N_{\text{infrastructure}}$$

$$\text{Avec : } N_{\text{superstructure}} = 15869,364KN$$

$$N_{\text{infrastructure}} = N_{\text{avant poteau}} + N_{\text{semelle}} ;$$

$$\text{Avec : } N_{\text{avant poteau}} = n \times S_{\text{poteau}} \times \gamma_b \times 1m = 70,3125KN$$

$$N_{\text{semelle}} = S_{\text{semelle}} \times \gamma_b \times h_t ; h_t = d + d'$$

$$d = 0,05m ; d' \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d' = 0,625 \Rightarrow h_t = 0,7m$$

$$\Rightarrow N_{\text{semelle}} = 94,22 \times 25 \times 0,7 = 1648,85KN \Rightarrow N_{\text{infrastructure}} = 1719,1625KN$$

$$\Rightarrow N_{\text{totale}} = 15869,364 + 1719,1625 = 17588,5265KN$$

$$\text{On vérifie : } \frac{N_{\text{totale}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow \frac{17588,5265 \times 10^{-3}}{94,22} = 0,187 > 0,170MPa$$

On remarque que la contrainte de la semelle est supérieure à celle du sol ce qui revient à dire que ce type de fondation ne convient pas à notre cas.

Selon Y-Y' :

$$N1 = 3258,257KN ; N2 = 3896,84KN ; N3 = 3141,6825KN ; N4 = 3383,3532KN ;$$

$$N5 = 3778,4836KN ; N6 = 3106,7462KN$$

$$\text{On a : } L = 28,77m ;$$

$$N = 20565,363KN \Rightarrow B \geq \frac{20565,363 \times 10^{-3}}{28,77 \times 0,17} = 4,20m$$

On a la largeur de la semelle égale à 4,2m. En effectuant le même travail que celui pour sens X-X' on trouve :

$$N_{\text{avant poteau}} = 84,375KN ; N_{\text{semelle}} = 2873,75KN (h_t = 0,95m ; S_{\text{semelle}} = 121m^2)$$

$$\Rightarrow N_{\text{infrastructure}} = 2958,135KN \Rightarrow N_{\text{totale}} = 23523,498KN$$

$$\text{On vérifie : } \frac{N_{\text{totale}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow \frac{23523,498 \times 10^{-3}}{121} = 0,194 > 0,170MPa$$

On remarque que la contrainte de la semelle est supérieure à celle du sol ce qui revient à dire que ce type de fondation ne convient pas à notre cas.

VI.2.6 Etude du radier général

VI.2.6.1 Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

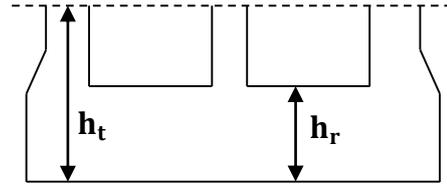


Figure VI.2 Dimensions du radier.

VI.2.6.2 Prédimensionnement

➤ **La condition de coffrage**

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

Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$; $L_{max} = 7,14m \Rightarrow h_t \geq \frac{714}{10} = 71,4cm \Rightarrow$ On prend $h_t = 75cm \dots (a)$

Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$; $L_{max} = 7,14m \Rightarrow h_r \geq \frac{714}{20} = 35,7cm \Rightarrow$ On prend $h_r = 40cm$

➤ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

Avec : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young. $E = 3,21642 \times 10^7 KN/m^2$

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

b : Largeur de l'élément considéré par (ml).

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on à un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

On a : $I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$

Donc : $h_t \geq 1,16m \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 1,2m$ (dalle et nervure).

➤ **La surface du radier**

$N_{tot} = N_{sup} + N_{inf}$; $N_{sup} = N_s$ donné par l'ETABS2016 ; N_{inf} : poids du radier

$$N_{tot} = 91732,71 + 7635 = 99367,71 \text{KN}$$

$$\frac{N_{tot}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{tot}}{\bar{\sigma}_{adm}} = \frac{114652,7624}{170} = 584,51 \text{m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 763,5 \text{m}^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 763,5 \text{m}^2$ (Le radier ne comporte pas de débord).

VI.2.6.3 les vérifications nécessaires

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

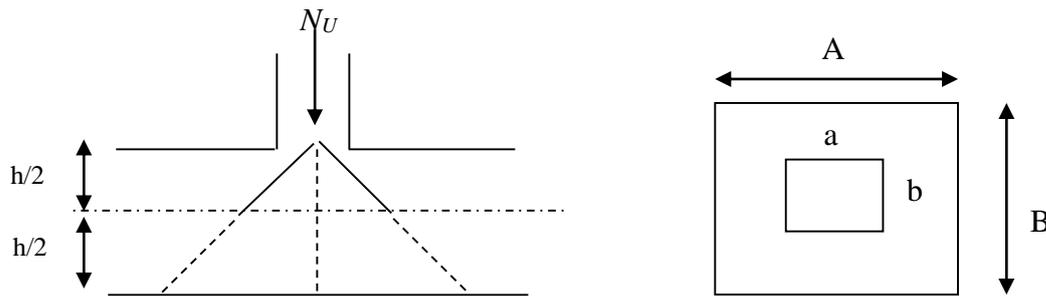


Figure VI.3 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : Charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0,65+0,70+ 2 \times 1,2) \Rightarrow \mu_c = 7,5 \text{m}$$

$$Q_u = 5,38 \text{MN} < 0,045 \times 7,5 \times 1,2 \times \frac{25}{1,5} = 6,75 \text{MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right)$$

On considère une bande de largeur $b=1 \text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{137022,0943 \times 7,14 \times 1}{2 \times 763,5} = 640,69 \text{KN}$$

$$d = 0,9 \times h_r = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{640,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} = 1,86 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa}$$

C'est vérifier, donc pas risque de cisaillement dans le radier.

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1.(a)).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot X_G}{I_x} ; \sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot Y_G}{I_y}$$

A partir du programme *SOCOTEC* on trouve :

$$I_x = 47377,4m^4 \text{ et } X_G = 14,71m \quad ; \quad I_y = 46936,6m^4 \text{ et } X_G = 13,74m.$$

Avec : σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base

• Sens X-X

$$N' = 99367,71KN \text{ et } M_x = 63209,46KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \cdot X_G}{I_x} = 0,149MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \cdot X_G}{I_x} = 0,110MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,139 < \bar{\sigma}_{adm} = 0,170MPa \text{ (condition vérifiée)}$$

• Sens Y-Y

$$N' = 99367,71KN \text{ et } M_y = 57570,74KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \cdot Y_G}{I_y} = 0,147MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \cdot Y_G}{I_y} = 0,113MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,138 < \bar{\sigma}_{adm} = 0,170MPa \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens.

➤ Vérification de la stabilité au renversement

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA99 (article 10.1.5)}$$

$$\bullet \text{ Suivant X-X : } e = \frac{63209,46}{99367,71} = 0,636m < \frac{28,71}{4} = 7,177m \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\bullet \text{ Suivant Y-Y : } e = \frac{57570,74}{99367,71} = 0,579m < \frac{27,27}{4} = 6,81m \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10KN/m^3$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1,5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 7,5m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 763,5m^2$).

$$N = 99367,71KN \geq 1,5 \times 7,5 \times 763,5 \times 10 = 85893,75KN$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2.6.4 le ferrailage

a) La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversée, appuyé sur les nervures vers le haut 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.

$$L_x = 6,19m \text{ et } L_y = 6,52m$$

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0,4 = 10KN/m^2$$

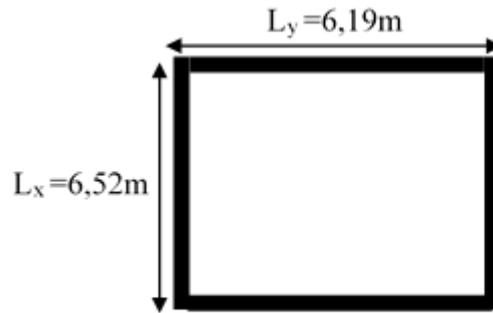


Figure VI.4 Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_U = \frac{N_U}{S} = \frac{157838,1351}{763,5} = 206,73 \text{KN/m}^2$$

$$q_S = \frac{N_S}{S} = \frac{114652,7624}{763,5} = 150,17 \text{KN/m}^2$$

Avec N_U : L'effort normale ultime ; N_S : est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **A'ELU**

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,95 \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 324,76 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 288,23 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{ox} = 243,57 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 216,17 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_{ox} = -163,38 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{oy} = -144,11 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = 1 \times 0,40 \text{m}^2$

▪ **Condition de non fragilité** $h_r = 40 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$; $\rho = 0,95$;

$$\text{HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

▪ **En travée :**

$$A_{x\min} = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_r = 3,28 \text{cm}^2$$

$$A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h_r = 3,2 \text{cm}^2$$

▪ **En appui :**

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,47 \text{cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrillages du radier.

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_i \text{ (cm)}$
Sens x-x	Travée	243,57	20,29	3,28	7HA20=21,99	14
	Appui	163,38	13,19	4,47	7HA16=14,07	14
Sens y-y	Travée	216,17	17,85	3,2	9HA16=18,10	11
	Appui	144,11	11,65	4,47	8HA14=12,32	12,5

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,047 \times f_{c28} = 1,17 \text{MPa}.$$

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 353,03 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{375,91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} \Rightarrow \tau_u = 0,95 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **A l'ELS**

▪ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} ; \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,63 \text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN .m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	208,43	10,04	289,19	15	201,63
	M_a	138,96	7,86	294,99	15	201,63
y-y	M_t	192,51	9,93	321,38	15	201,63
	M_a	128,34	7,63	309,39	15	201,63

On remarque que $\sigma_s \text{ (MPa)} > \bar{\sigma}_s \text{ (MPa)} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

Donc la solution est de recalculer la section de ferrailage à l'ELS, avec :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Après avoir fait plusieurs itérations on trouve :

Tableau VI.3 Résultats de recalcul de la section d'acier à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN .m)	A_{st}	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)	σ_s (MPa)
x-x	M_t	208,43	31,54	7HA25=34,36	14	189,66
	M_a	138,96	20,58	7HA20=21,99	14	192,79
y-y	M_t	192,51	29,58	7HA25=34,36	14	175,17
	M_a	128,34	18,9	7HA20=21,99	14	178,06

▪ **Espacement des armatures**

Sens x-x :

- Appui : $S_t = 14 \text{cm} \leq \min(3 \times h; 33) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots$ vérifié.
- Travée : $S_t = 14 \text{cm} \leq \min(3 \times h; 33) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots$ vérifié.

Sens y-y :

- Appui : $S_t = 14\text{cm} \leq \min(4 \times h; 45) = 45\text{cm}$vérifié.
- Travée : $S_t = 14\text{cm} \leq \min(4 \times h; 45) = 45\text{cm}$vérifié.

➤ Schéma de ferrailage

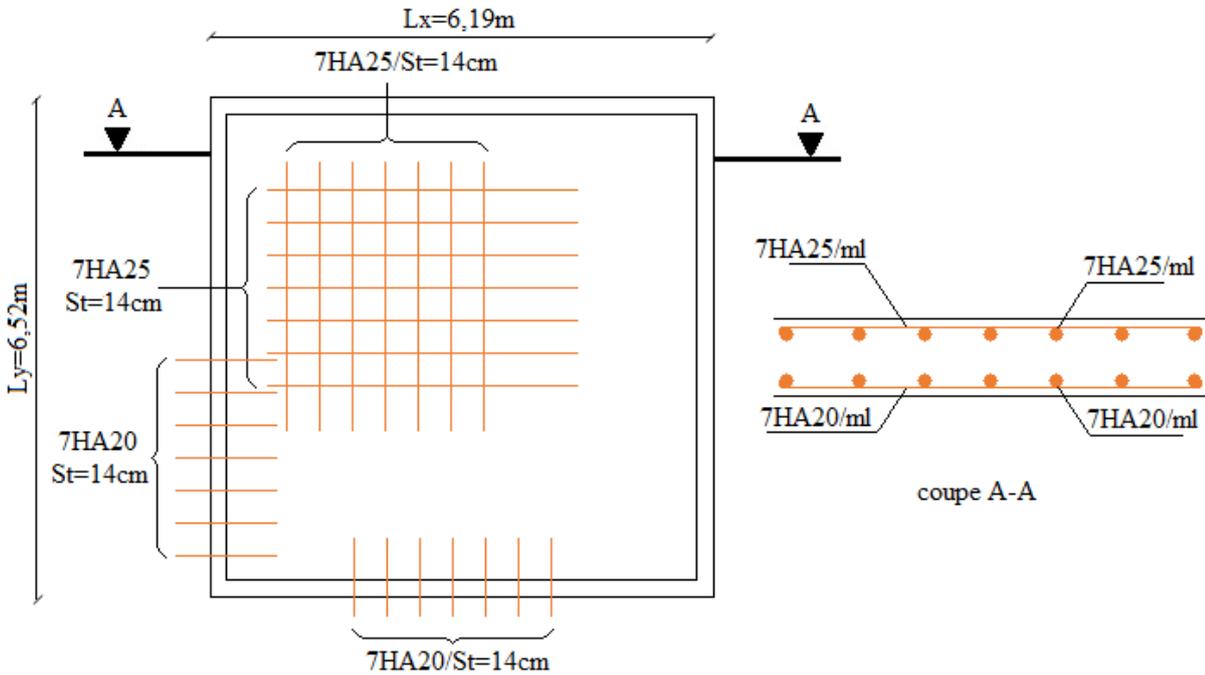


Figure VI.5 Schéma de ferrailage du radier.

b) Calcul des nervures

➤ Définition

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

➤ Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot, car on a des charges élevées et la fissuration est préjudiciable.

• Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

• Charges triangulaires :

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec : $\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}}$; $\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$; $q_U = 206,73\text{KN/m}^2$; $q_S = 150,17\text{KN/m}^2$

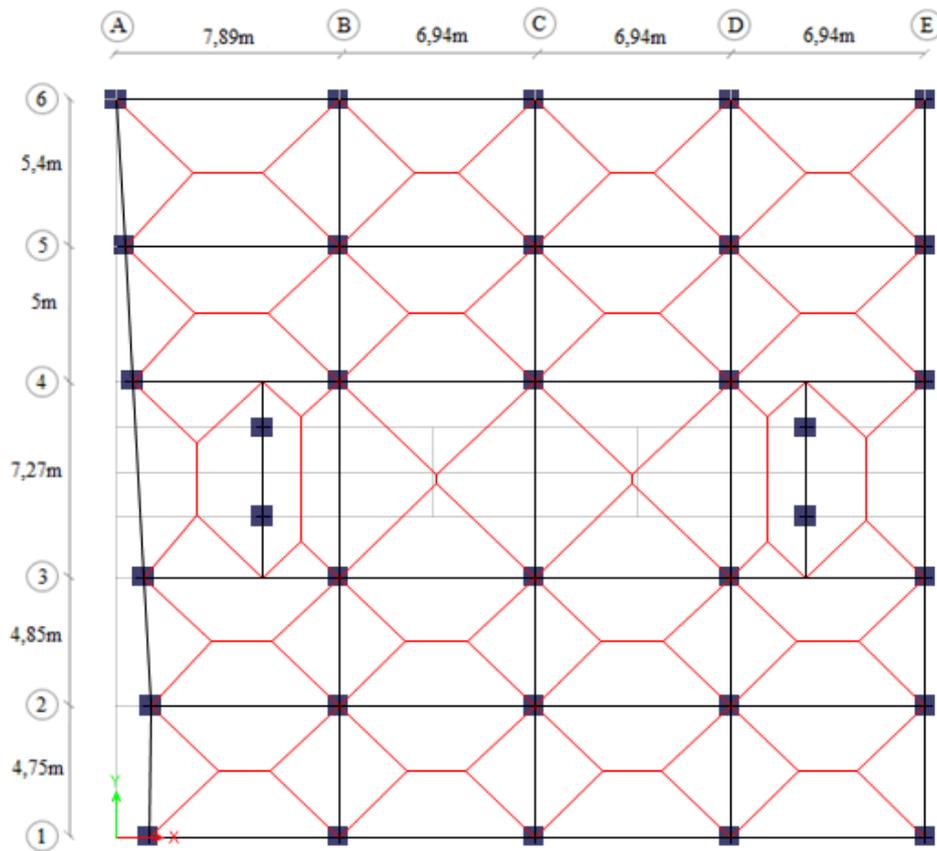


Figure VI.6 Schéma de rupture de dalle du radier.

▪ **Moments aux appuis :** $M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ **Moment en travée :**

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

• **Sens X-X'**

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU).

Travée	L(m)	L'(m)	P(kN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	7,6	7,6	412,96	0	-2219,41	1975,12	940,8	-1524,89
B-C	6,94	5,55	390,52	-2219,41	-1416,19	550,45	1158,12	-916,27
C-D	6,94	5,55	390,52	-1416,19	-1858,75	711,34	976,35	-1108,42
D-E	6,94	6,94	390,52	-1874,49	0	1511,57	1312,49	-772,28

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS).

Travée	L(m)	L'(m)	P(KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
A-B	7,60	7,60	299,97	0	-1606,76	1436,91
B-C	6,94	5,55	280,14	-1606,76	-1015,91	388,17
C-D	6,94	5,55	280,14	-1015,91	-1333,38	515,66
D-E	6,94	6,94	280,14	-1333,38	0	1085,76

• Sens Y-Y'

Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELU).

Travée	L(m)	L'(m)	P(kN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,40	5,40	480,64	0	-1299,11	1162,58	1057,15	-1538,30
B-C	5,00	4,00	439,3	-1299,11	-1391,76	27,77	1079,72	-1190,9
C-D	7,27	5,82	447,35	-1391,76	-1354,3	1582,47	1226,18	-1254,51
D-E	4,75	3,80	413,46	-1354,3	-966,12	13,95	1063,69	-900,24
E-F	4,85	4,85	423,78	-966,12	0	809,80	1226,68	-828,47

Tableau VI.7 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELS).

Travée	L(m)	L'(m)	P(KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
A-B	5,40	5,40	349,14	0	-943,68	844,51
B-C	5,00	4,00	319,11	-943,68	-1017,87	16,79
C-D	7,27	5,82	327,88	-1017,87	-990,8	1161,86
D-E	4,75	3,80	300,34	-990,8	-701,68	6,90
E-F	4,85	4,85	307,85	-701,68	0	588,28

▪ Les sollicitations maximales

Tableau VI.8 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale.

Localisation	Travée	Appui
M _U (KN.m)	1975,12	-2219,41
M _S (KN.m)	1436,91	-1606,76
V(KN)	1524,89	

Tableau VI.9 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	Travée	Appui
M _U (KN.m)	1582,47	-1391,76
M _S (KN.m)	1161,86	-1017,87
V(KN)	1538,30	

➤ Ferrailages

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

$$h=1,2m ; h_0=0,40m ; b_0=0,75m ; d=1,15m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{6,52}{10} ; \frac{6,19}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,652 ; 3,095)$$

$$\text{soit: } b_1 = 0,65m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 2,05m$$

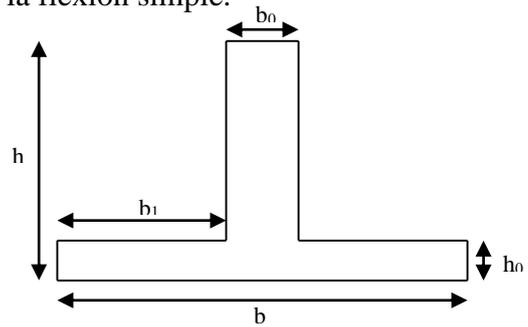


Figure VI.7 Section a ferrillé.

• Calcul des armatures

▪ En travée :(sens x-x)

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 11061,8KN.m$$

$$M_T > M_{trav}^{max} = 1975,12KN.m$$

⇒ calcul se fera comme une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,043 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,055 ; \Rightarrow Z = 1,125m \Rightarrow A = 50,45cm^2$$

▪ En appuis :(sens x-x)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{app}^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,057 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,073 ; \Rightarrow Z = 1,116m \Rightarrow A = 57,14cm^2$$

Les résultats du ferrailage selon le sens X-X et le sens Y-Y sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

Sens	Localisation	$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
X-X	Travée	1975,12	53,29	28,47	14HA20+7HA14=54,76
	Appuis	2219,41	57,14	28,47	14HA20+7HA16=58,05
Y-Y	Travée	1582,47	40,60	28,47	14HA14+7HA20=43,54
	Appuis	1391,76	35,42	28,47	14HA14+7HA16=35,62

• Vérification à l'ELU

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1538,30 \times 10^{-3}}{0,75 \times 1,15} = 1,78MPa \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 3MPa\right) = 2.5MPa$$

⇒ La condition est vérifiée.

▪ Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(34,3mm; 37,5mm; 14mm) = 14mm$$

$$\text{Soit : } \varphi_t = 10mm ; \text{ Soit : } 6HA10 = 4,71cm^2$$

▪ **Espacement Armatures transversales**

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(103,5; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4,74 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,75} = 62,8\text{cm}.$$

$$3). S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0,8 \times 4,71 \times 10^{-4} \times 400}{0,75[1,78 - 0,3 \times 2,1]} = 17,59\text{cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 15\text{cm}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa} ; \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right] = 201,63\text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	M_t	1436,91	4,96	15	247,26	201,63
	M_a	1606,76	5,42	15	261,38	201,63
Y-Y	M_t	1161,86	4,4	15	249,45	201,63
	M_a	1017,87	4,19	15	265,41	201,63

On remarque que σ_s (MPa) > $\bar{\sigma}_s$ (MPa) dans les deux sens.

Donc la solution est de recalculer la section de ferrailage à l'ELS comme nous l'avons fait pour la dalle du radier, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 Résultats de recalcul de la section d'acier à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	A_{st}	A_{adop} (cm ² /ml)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	M_t	1436,91	67,61	14HA25=68,72	198,73	201,63
	M_a	1606,76	75,88	14HA20+7HA25=78,25	196,19	201,63
Y-Y	M_t	1161,86	54,08	14HA20+7HA14=54,76	199,93	201,63
	M_a	1017,87	47,38	14HA16+7HA20=50,14	190,68	201,63

• Schéma de ferrailage

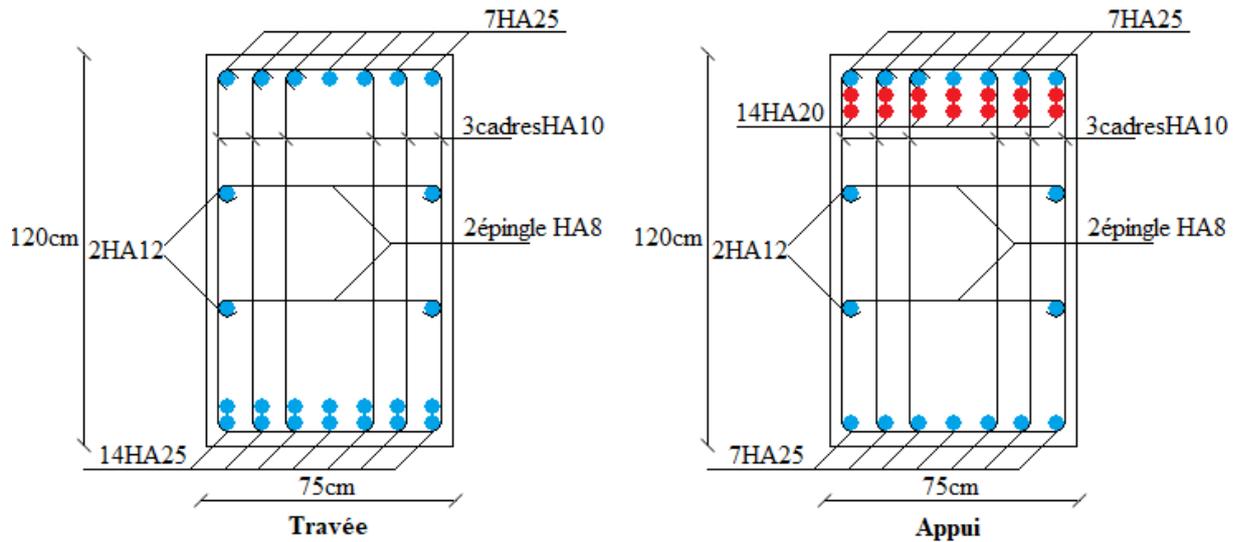


Figure VI.8 Schéma de ferrailage des nervures sens X-X.

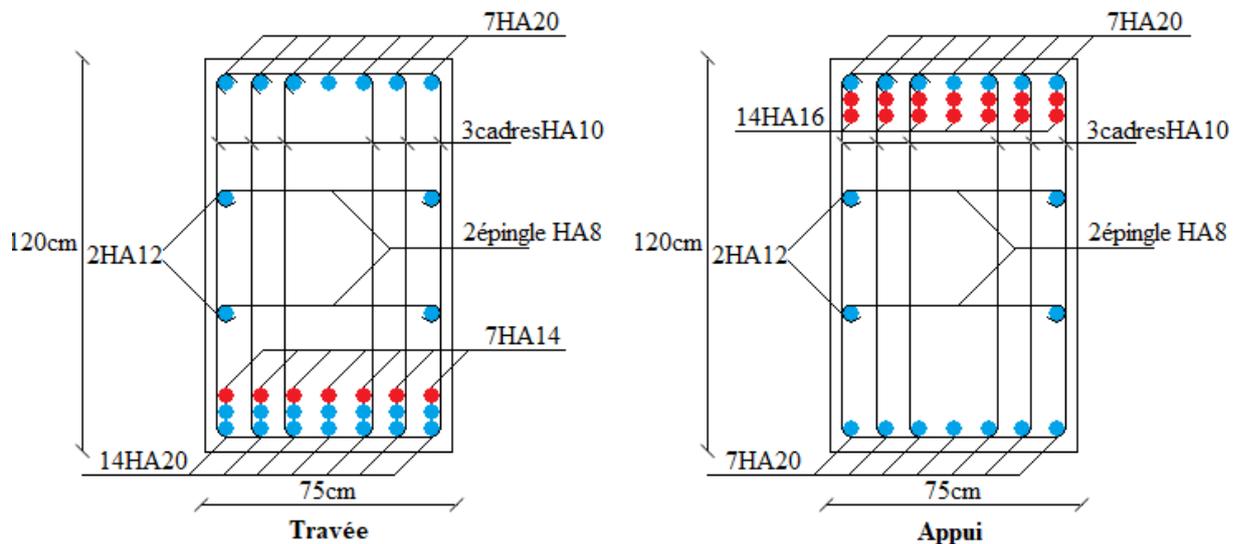


Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y

VI.3 Etude du voile périphérique

VI.3.1 Introduction

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm ;
- Il doit contenir deux nappes d'armatures ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens ;
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.2 Dimensionnement du voile

La hauteur : $h=4,1\text{m}$; La longueur : $L=7,89\text{m}$; L'épaisseur : $e=20\text{cm}$

VI.3.3 Caractéristiques du sol (selon le rapport du sol)

Le poids spécifique $\gamma_h = 19,8\text{KN/m}^3$; L'angle de frottement $\phi = 24,06^\circ$;
La cohésion $C = 17\text{KPa}$

VI.3.4 Evaluation des charges et surcharges

a) La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma_h \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}))$$

$$G = 4,10 \times (19,8 \times tg^2(\frac{180}{4} - \frac{24,06}{2}) - 2 \times 17 \times tg(\frac{180}{4} - \frac{24,06}{2})) = 12,1 \text{KN/m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : ($q = 10 \text{KN/m}^2$)

$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \Rightarrow Q = 4,21 \text{KN/m}^2$$

VI.3.5 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a) A L'ELU

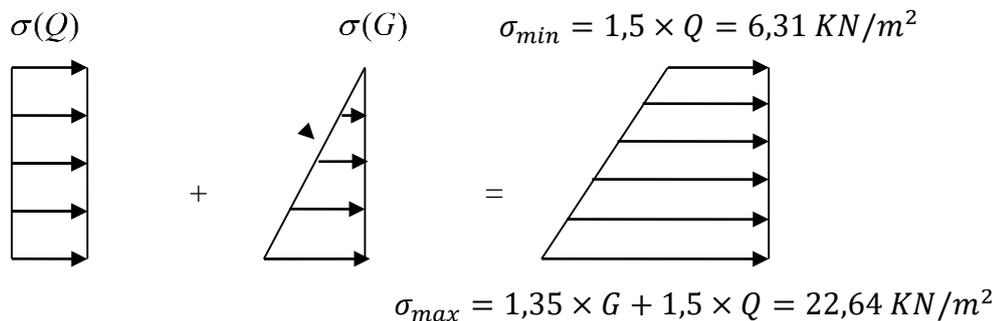


Figure VI.10 Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18,56 \text{KN/ml}$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 18,56 \text{KN/ml}$$

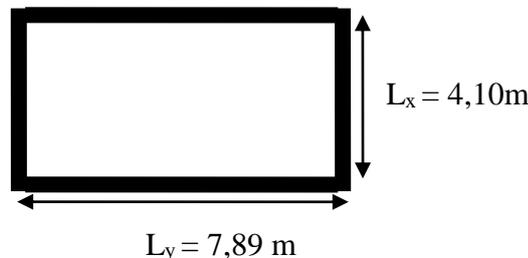


Figure VI.11 Panneau le plus sollicité.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4,1 \text{m} ; L_y = 7,89 \text{m} ; b = 100 \text{cm} ; e = 20 \text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{9,89} = 0,52 \Rightarrow \rho > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,52 \begin{cases} \mu_x = 0,0937 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 29,23 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 6,21 \text{KN.m} \end{cases} \text{BAEL91 (Annexe II)}$$

➤ Correction des moments

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} = 24,84 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} = 6,21 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_{0x} = -14,61 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_{0y} = -3,65 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0,1\% b \times h$condition exigée par le RPA

Tableau VI.13 Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	24,84	0,121	0,162	0,112	6,37	2	6HA14=9,24
	y-y	6,21	0,03	0,038	0,118	1,51	2	4HA12=4,52
Appui	x-x	-14,61	0,071	0,092	0,115	3,65	2	6HA12=6,79
	y-y	-3,65	0,018	0,023	0,119	0,88	2	4HA10=3,14

➤ **Calcul de l'espacement des armatures en travée et en appuis**

// à L_x : $S_t \leq \min(2e; 25cm)$. $\Rightarrow S_t \leq 25cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à L_y : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. $\Rightarrow S_t \leq 33cm$; On opte : $S_t=25cm$

➤ **Vérfications à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{18,56 \times 4,1}{2} \times \frac{7,89^4}{4,1^4 + 7,89^4} = 35,46KN$$

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa)$

On a : $\tau_u = 0,129MPa < \bar{\tau} = 2,5MPa$condition vérifiée.

b) A l'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 4,21 KN/m^2 ; \sigma_{max} = G + Q = 16,31 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 13,28KN/ml$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 13,28KN/ml$$

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,52 \begin{cases} \mu_x = 0,0947 \\ \mu_y = 0,3853 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 21,74KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 8,38KN.m \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Annexe II)}$$

➤ **Correction des moments**

$$M_{tx} = 0,85. M_{ox} = 18,48KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85. M_{oy} = 7,12KN.m$$

$$M_{ax} = -0,5. M_{ox} = -10,78KN.m$$

$$M_{ay} = -0,5. M_{oy} = -4,19KN.m$$

➤ **Vérification des contraintes**

• **Contraintes dans le béton et l'acier**

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15MPa ; \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,63MPa.$$

$$\text{Avec : } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

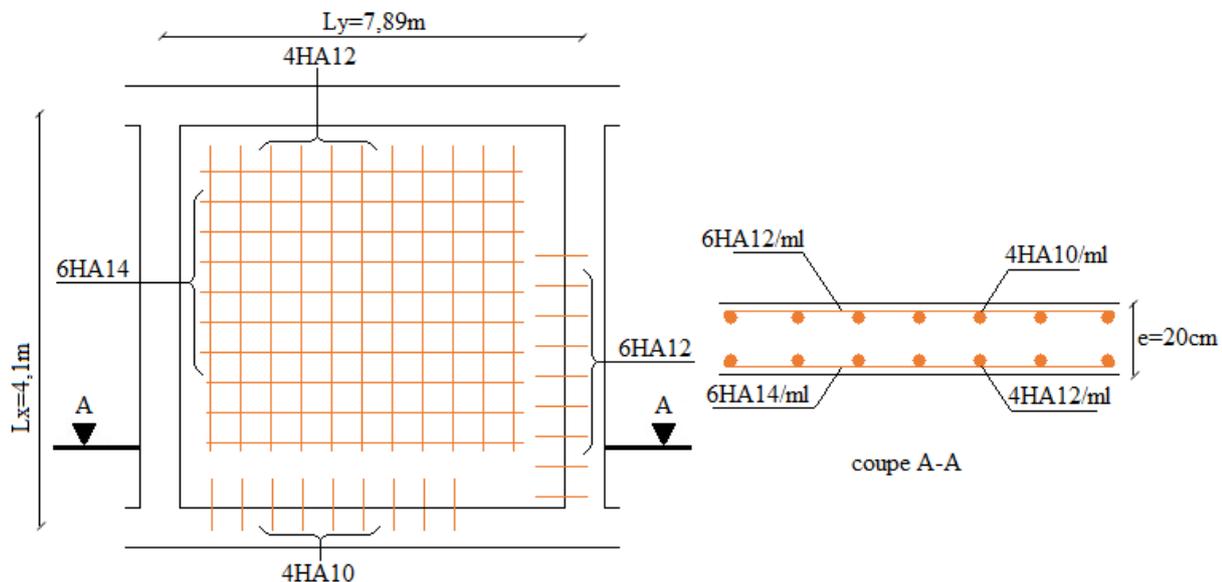
$$I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	18,48	9,24	4,54	10832	7,74	15	190,9	201,63	Vérifié
	y-y	7,12	4,52	3,41	6324	3,84	15	145,05	201,63	Vérifié
Appui	x-x	-10,87	6,79	4,03	8561	5,06	15	150,21	201,63	Vérifié
	y-y	-4,19	3,14	2,92	4713	2,59	15	121,08	201,63	Vérifié

VI.3.6 Schéma de ferrailage du voile

**Figure VI.12** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.4 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 à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portance de (1.7 bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées et les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Lors de ce chapitre on a aussi étudié le voile périphérique qui est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées.

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel, elle permet aussi une exploitation optimale de la rigidité de la structure.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 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.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Annexe I

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

NON

OUI

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

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

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe II

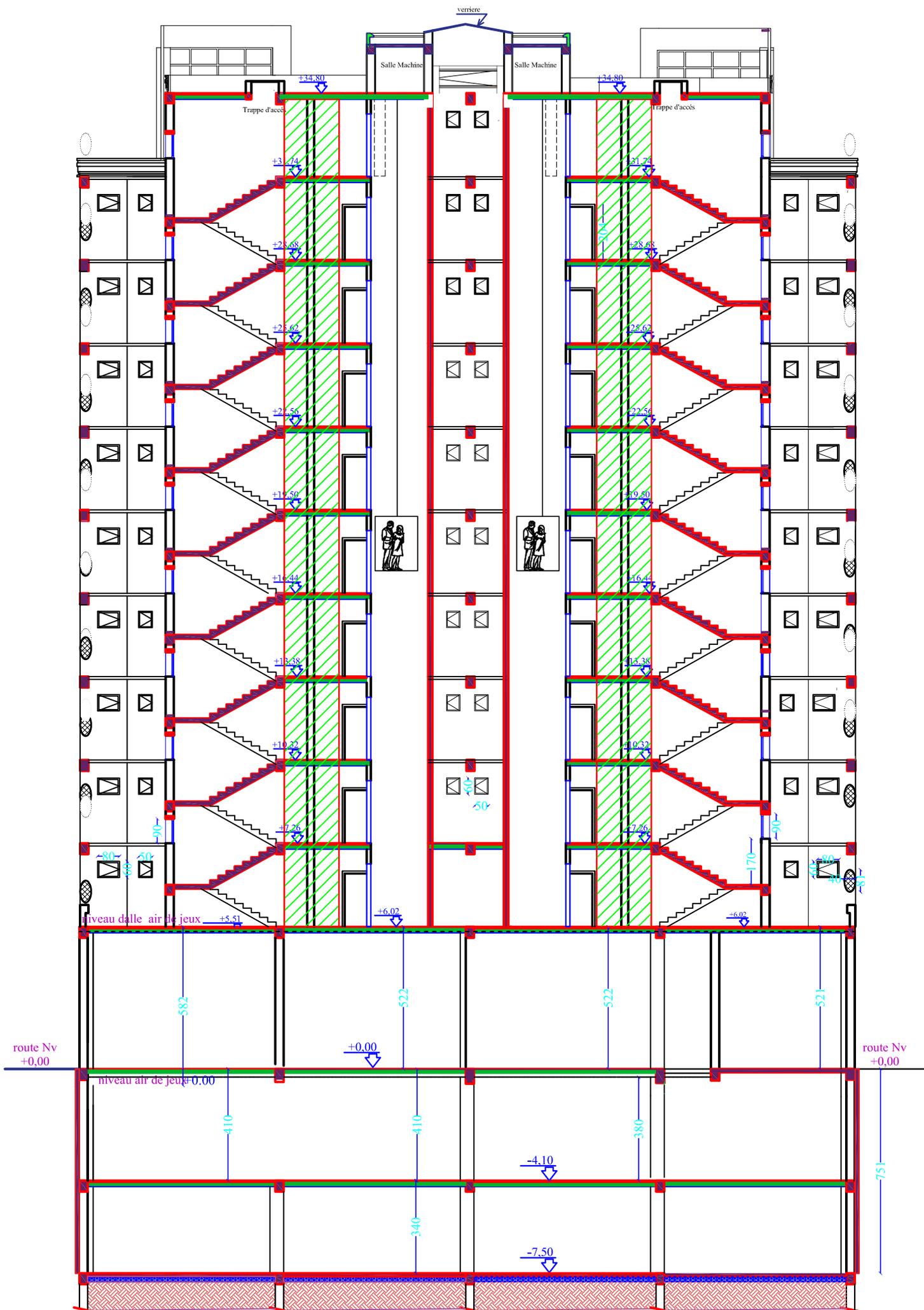
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

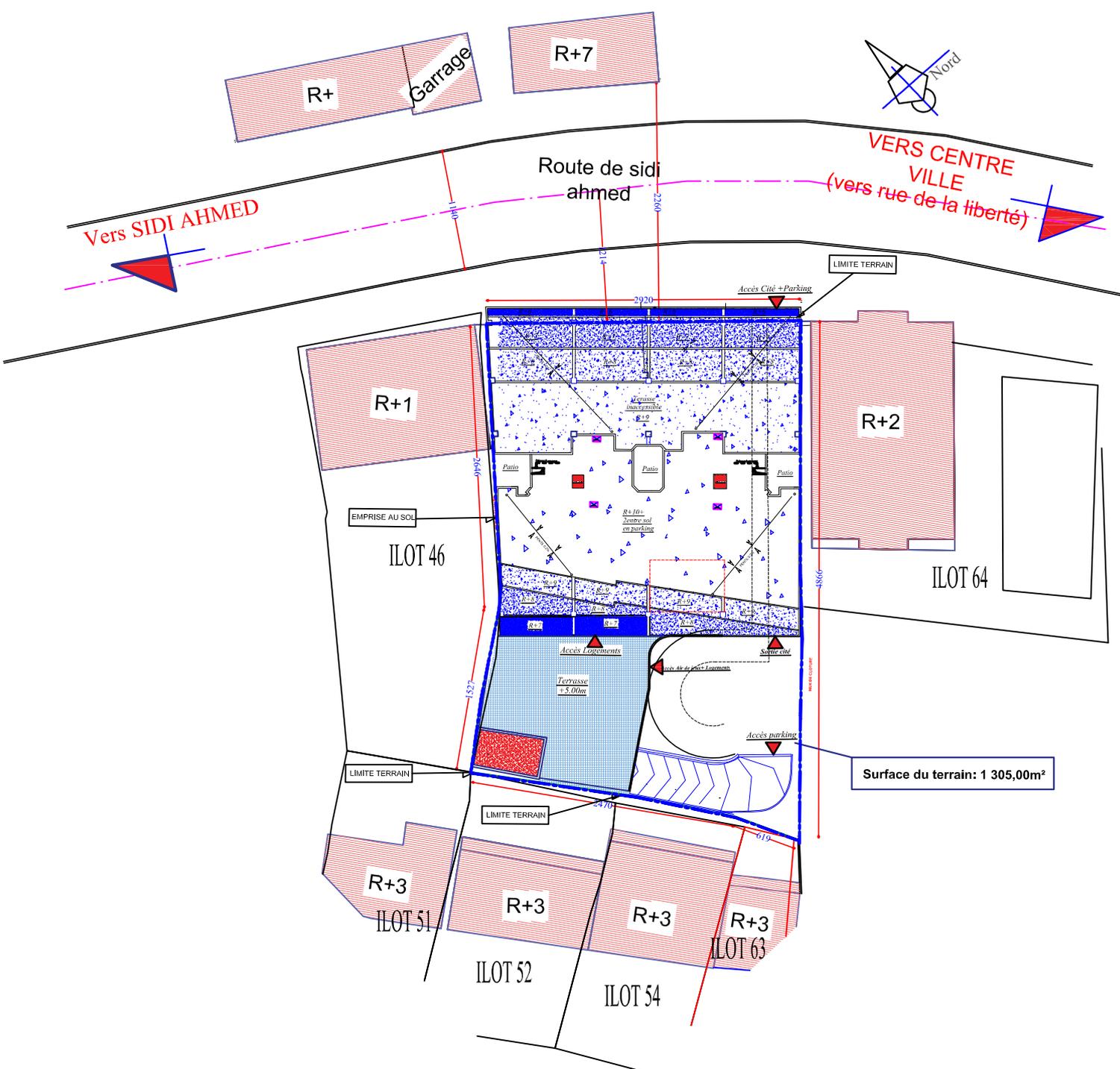
Tableau des Armatures (en cm²)

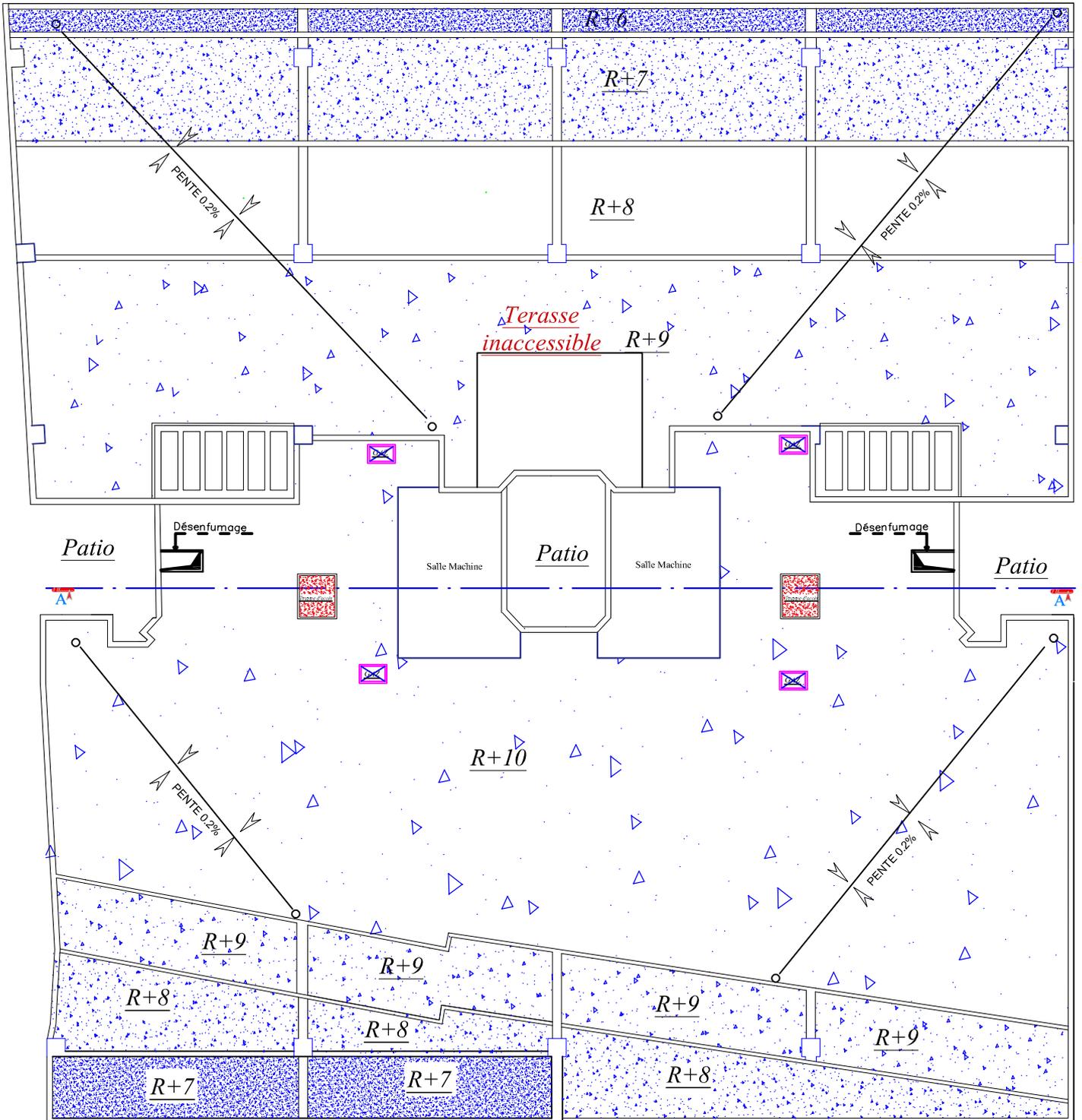
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Les plans

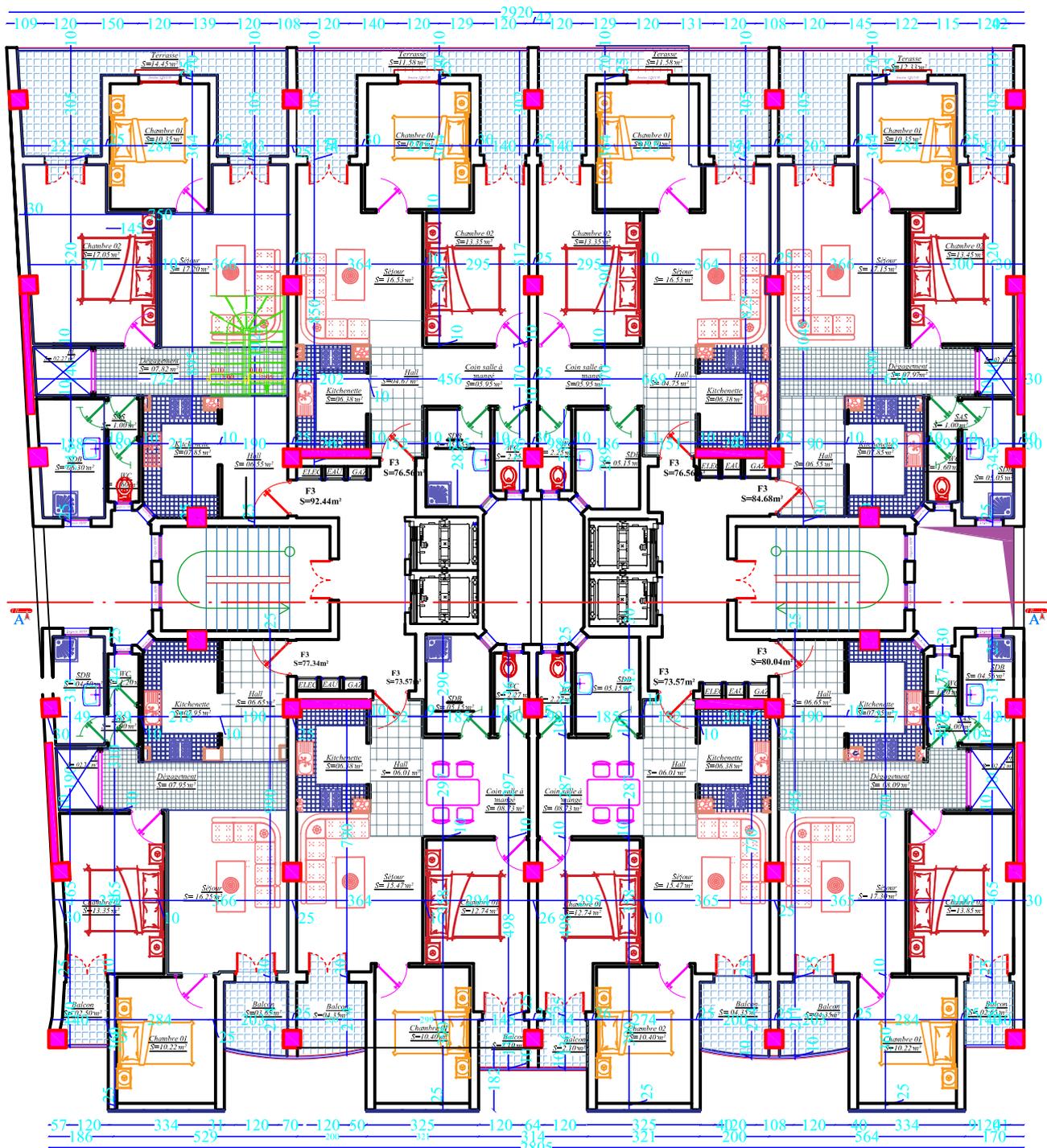


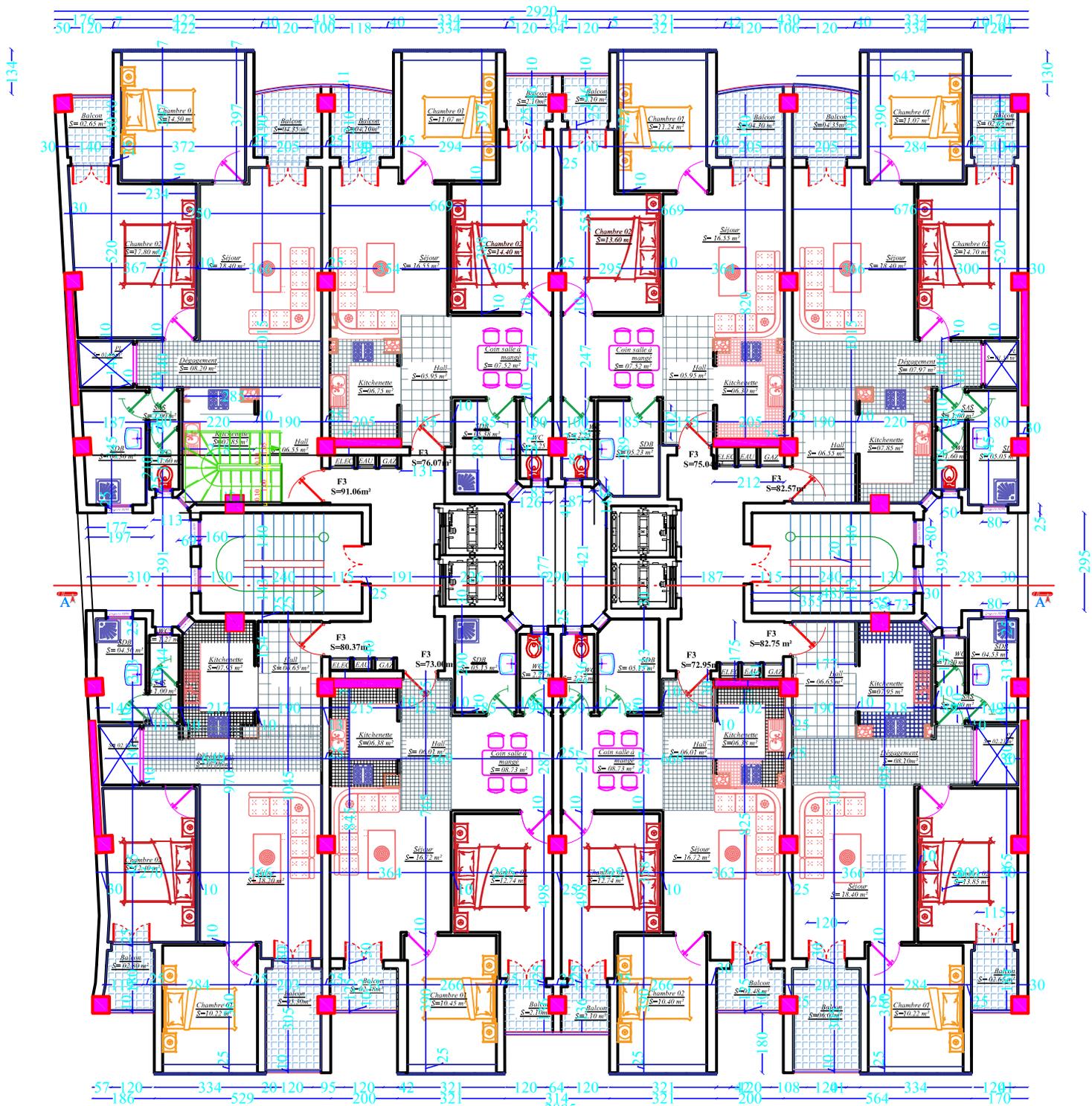
COUPE A-A Ech : 1/50



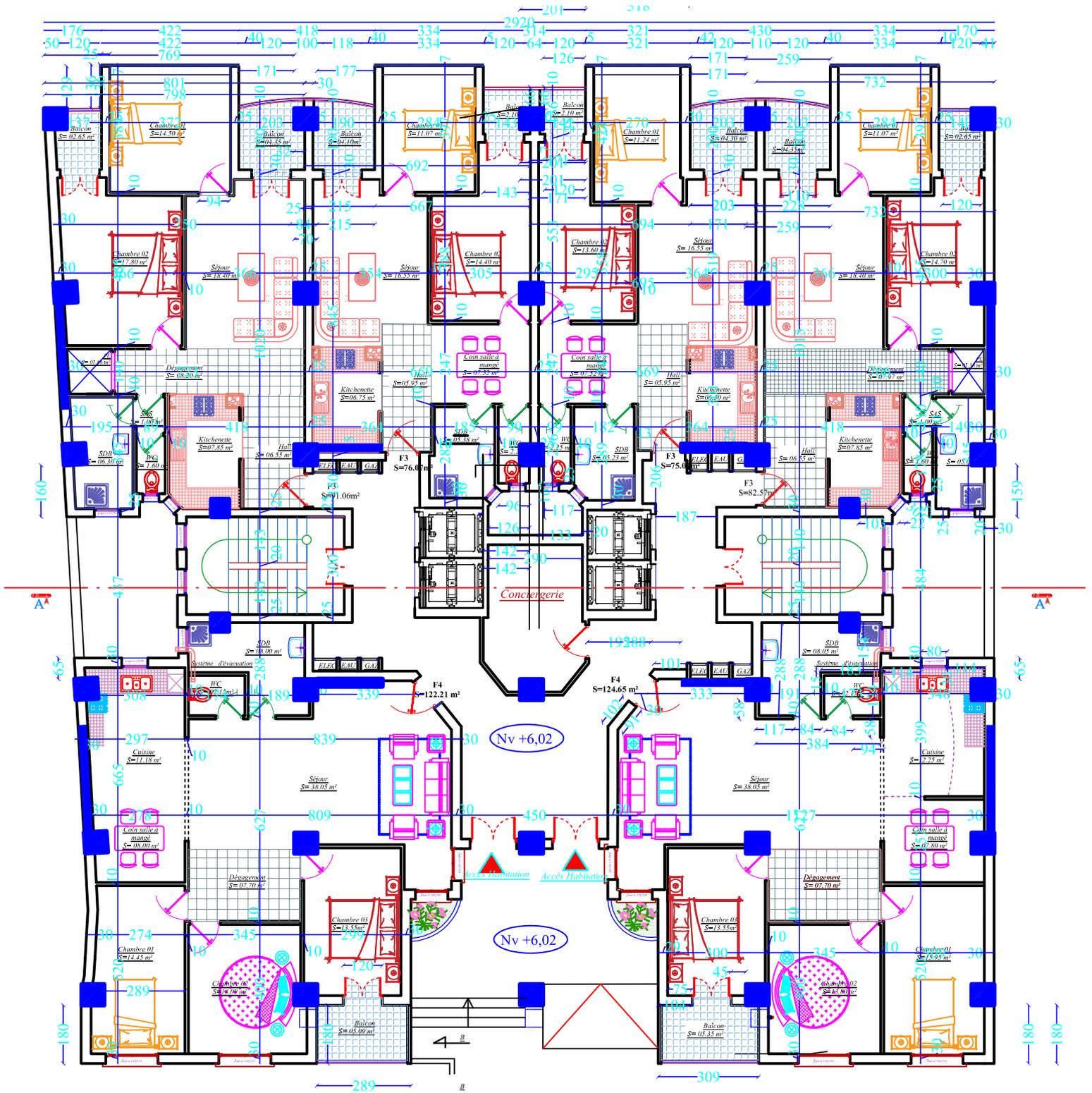


PLAN DE Terrasse Ech : 1/50

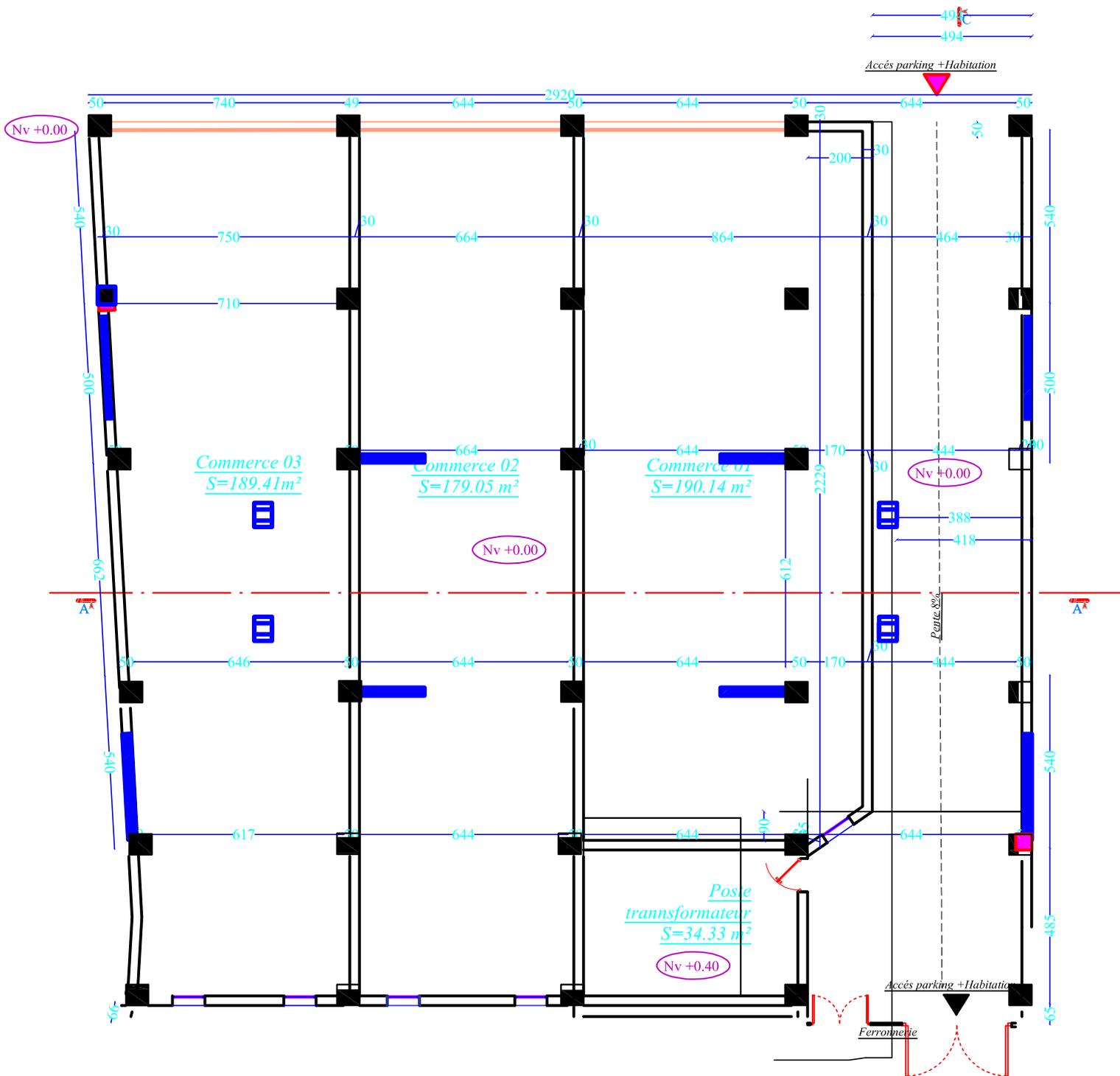




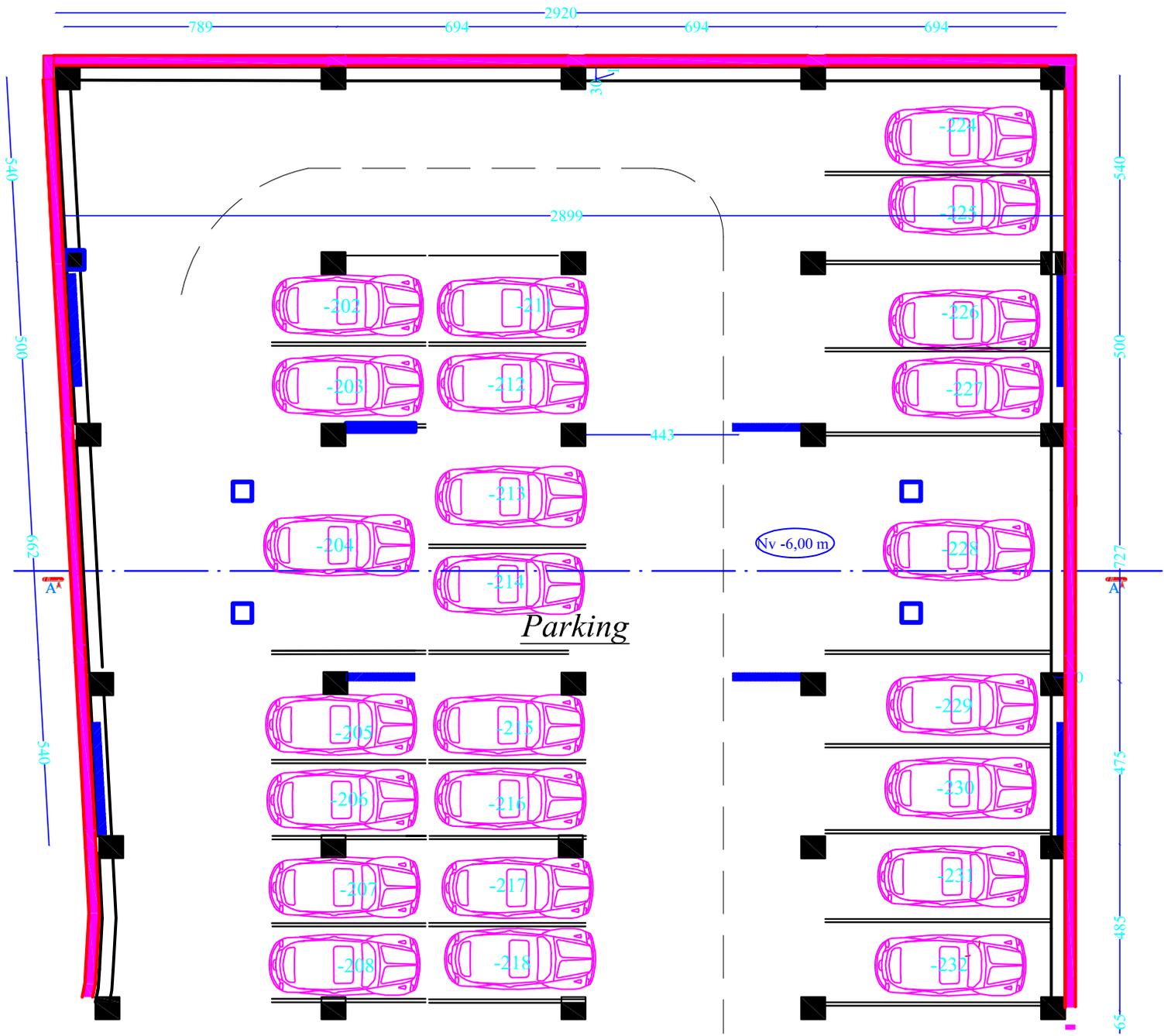
PLAN DE L'ETAGES 2.3.3.4.5 ET 6 Ech : 1/50



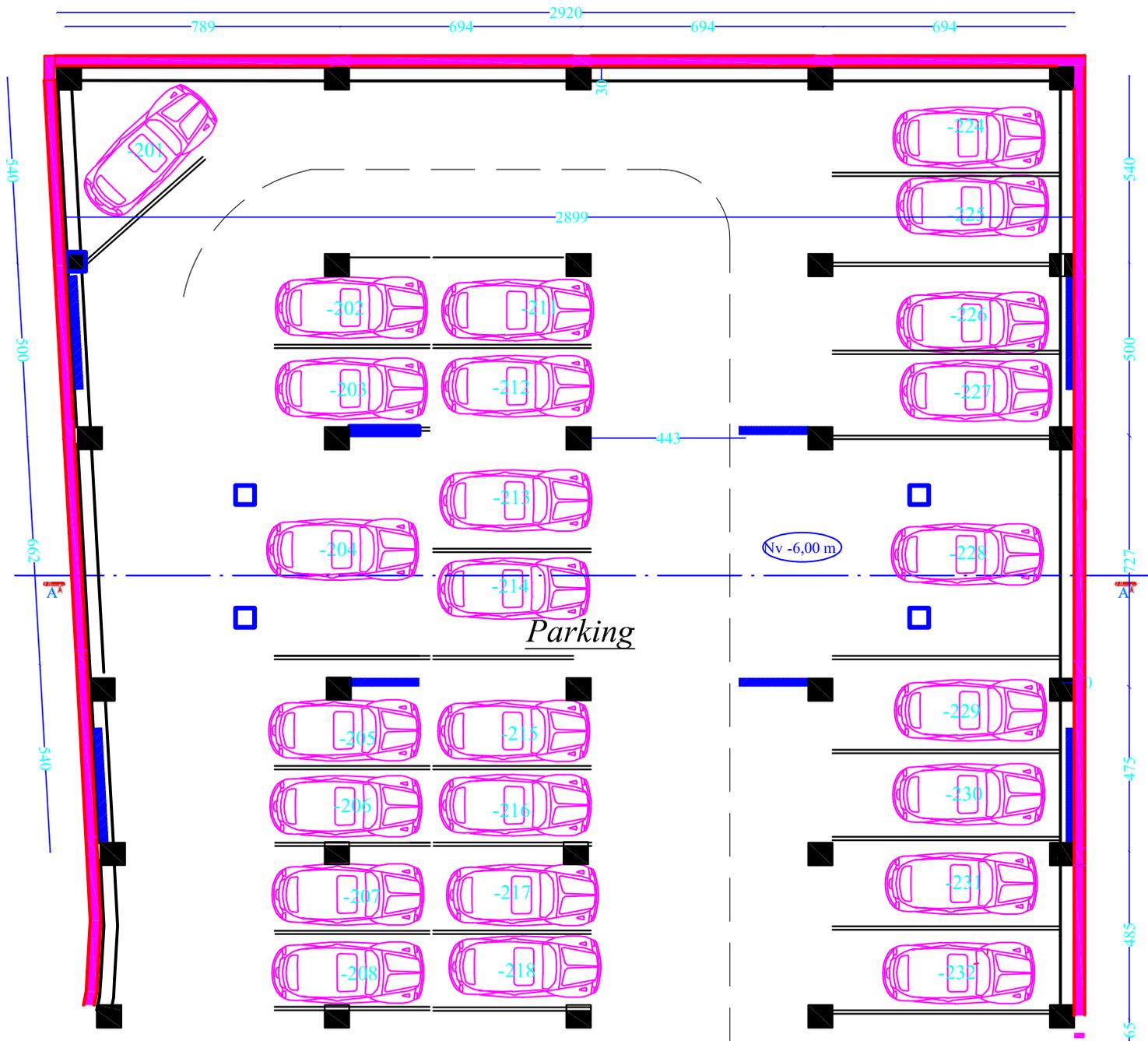
PLAN DE L'ETAGE 01 Ech : 1/50



PLAN DU RDC Ech : 1/50



PLAN DU PARKING 01 Ech : 1/50



PLAN DU PARKING 02 Ech : 1/50

Bibliographie

- *Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.*
- *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.*
- *Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.*
- *Cours Béton armé.....Université de Bejaia.*
- *Cours genie parasismique.....Université de Bejaia.*
- *Logiciel d'analyse des structures ETABS2016.*
- *Outil de dessin PAINT.*
- *Outil de de calcul EXCEL 2019.*
- *Outil de saisie Word 2019.*
- *Outil de calcul de ferrailage SOCOTEC.*
- *Anciens mémoires de fin d'étude.*
- *Rapport de sol.*