

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Saad DAHLAB BLIDA 1
Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire

En vue de l'obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : structure

Thème

Etude comparative en zone de forte sismicité d'un
bâtiment R+5 en forme de L en béton arme selon
les RPA 2003 et 2024

Présenté par :

Melle SLIMANE Ikram

Melle BOUKADER Sara

Encadré par :

Dr. SI AHMED.M

M. BELHOUCHE.F

BET. BEREP Blida

Promotion 2025

Remerciements

Nous tenons à remercier tout d'abord le Dieu, Clément et Miséricordieux, qui nous a donné la santé, la force, le courage et la patience durant nos études pour arriver à ce jour-là.

Nous remercions ensuite « Mr. Si Ahmed.M » et « Mr. Belhouchet.F » pour leur encadrements, leur conseils, et surtout leur disponibilités tout au long dénoter travail.

Nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'examiner ce modeste travail.

Nous exprimons aussi notre profonde gratitude envers le bureau d'études BEREP de Blida pour son accompagnement, ses conseils technique et son appui tout au long de la réalisation de ce projet. Nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'université Saad Dahleb, et particulièrement aux enseignants du département de Génie civil.

Enfin, nous adressons aussi nos remerciements à nos familles, ainsi que tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à notre formation depuis les premières lettres d'alphabet.

Dédicaces

Nous dédions ce mémoire à nos chers parents et plus particulièrement à l'être le plus cher au monde qui est nos mères qui n'ont jamais cessé de soutenir nos études depuis notre jeune âge et à qui nous souhaitons une longue vie pleine de santé et de bonheur.

A nos familles et à nos chers frères et sœurs.

A notre chères copines Sarah et Samira.

A tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de réaliser ce modeste travail.

TABLE DES MATIERES

Abstract	
Table des matieres	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Vue en plan d'architecture	
Vue de la façade	
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1. Dimensions en élévation.....	2
I.2.2. Dimensions en plan	3
I.3. Description structurelle.....	3
I.3.1. Système de contreventement.....	3
I.3.1.1. Poteaux.....	3
I.3.1.2. Poutres.....	3
I.3.1.3. Voiles	3
I.3.2. Les Planchers	4
I.3.3. Les escaliers	5
I.3.4. Maçonnerie	5
a) Murs extérieurs.....	5
b) Murs intérieurs	6
I.3.5. Revêtement	6
I.3.6. Acrotères.....	6
I.3.7. L'infrastructure.....	6
I.3.7.1. Les fondations.....	6
I.4. Caractéristiques géotechniques du sol.....	6
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.5.1. Le béton	7
I.5.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	7
I.5.1.2. Composition du béton.....	8
I.5.1.3. Dosage du béton	10
I.5.1.3. Résistance mécanique du béton.....	11

a) Résistance à la compression : [Art A- 2-1-11 BAEL 91]	11
b) Résistance à la traction : [Art A-2 12 BAEL91]	12
c) Module de déformation longitudinale du béton.....	12
d) Module de déformation transversale (coefficient de poisson).....	13
I.5.2. L'acier	15
a) Ronds lisses (R.L).....	16
b) Les aciers à haute adhérence (HA).....	16
c) Treillis soudés	17
I.6. Hypothèses de calcul.....	18
I.7. Combinaison de calcul	19
I.8. Règlements et normes utilisés.....	20

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	21
II.2. Pré-dimensionnement des planchers.....	21
II.2.1 Plancher en corps creux	21
II.2.2. Plancher en dalle pleine	21
II.3. Les poutres	22
II.4. Les poteaux	25
II .5.Détermination des charges et des surcharges.....	26
a) Plancher à corps creux	26
b) Plancher terrasse inaccessible	27
c) Plancher à dalle pleine	27
d) Mur extérieur.....	28
e) Mur intérieur	28
II.6. La descente de charges	29
II.7. Dimensionnement des poteaux.....	32
II.8. Pré dimensionnement des voiles	34

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	36
III.2. L'acrotère.....	36
III.2.1. Introduction.....	36
III.2.2. Détermination des sollicitations	37

III.2.3. Calcul de ferrailage.....	38
a) Calcul des armatures a L'ELU.....	39
b) Calcul des armatures a L'ELS.....	41
III.3. Les escaliers.....	46
III.3.1. Introduction.....	46
III.3.2. Pré dimensionnement des escaliers.....	47
III.3.3. Charges et surcharges.....	49
III.3.4. Calcul du ferrailage.....	52
III.4. Les planchers.....	54
III.4.1. Introduction.....	54
III.4.2. Méthode de calcul.....	54
III.4.3. Choix de la Méthode de calcul.....	59
III.4.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	62
a) Calcul de ferrailage.....	63
b) Vérifications à l'ELS... ..	65
c) Ferrailage de la dalle de compression.....	69
III.5. Balcon.....	70
III.5.1. Définition.....	70
III.5.2. Evaluation des charges.....	70
III.5.3. Calcul des efforts internes.....	72
III.5.4. Calcul de ferrailage.....	72
Chapitre 4 : Etude sismique	
IV.1. Introduction.....	76
IV.2. Choix de la méthode de calcul.....	76
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	76
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	78
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	78
IV.3.1 Analyse spectrale.....	78
IV.3.2. Calcul de la force sismique à la base.....	81
IV.3.3 généralités sur logiciel ETAB-22.....	85
IV.3.4. Résultats de l'analyse sismique.....	85
IV.3.4.1. Modèle initial.....	85
IV.3.4.2. Modèle final.....	88
IV.4. les vérifications.....	90

IV.4.1. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	90
IV.4.2Vérification des déplacements inter étage	91
IV.4.3.Vérification de l'effort normal réduit.....	92
IV.4.4.Vérification de l'effet P-Delta.....	93
IV.4.5.Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	94
IV.5. 1 Calcul de la force sismique par la méthode modale spectrale	95
IV.5.2. Résultats de l'analyse sismique	98
IV.5.2.1. Modèle initial.....	98
IV.5.2.2. Modèle finale.....	99
IV.6. les vérification.....	102
IV.6.1. Résultante des forces sismique de calcule.....	102
IV.6.2.Vérification des déplacements inter étage.....	102
IV.6.3. Vérification de l'effort normal réduit.....	103
IV.6.4.Vérification de l'effet P-Delta.....	104
IV.6.5.Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	105
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux	
V.1. Introduction.....	107
V.2. Calcul de ferrailage des poteaux.....	
V.2.1 Combinaison d'action.....	108
V.2.2. Les armatures longitudinales.....	109
V.2.3. Les armatures transversales.....	110
V.2.4 Méthode de calcul de ferrailage.....	111
V.3. Calcul de ferrailage des poutres.....	119
V.3.1. Les poutres principales section (30X50).....	120
V.3.2. Les poutres secondaires section (30X40)	128
V.4. Calcul de ferrailage des voiles.....	135
V.4.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	135
V.4.2. Rôle du contreventement.....	135
V.4.3. Recommandations réglementaires.....	135
a) Armatures verticales.....	135
b) Armatures horizontales.....	136
c) Armatures transversales.....	136

d) Armatures de couture.....	136
e) Règles communes.....	136
V.4.4. Combinaison.....	137
V.4.5. Ferrailage des voile 2003.....	137
V.4.5.1. Principe des calcules.....	138
V.4.5.2. Exemple de calcul.....	139
a) Armature verticale.....	139
b) Armatures de joint de bétonnage.....	140
c) Vérification de contraintes de compression.....	141
d) Vérification de contraint de cisaillement.....	141
V.4.6. Ferrailage des voiles.....	141
V.4.6.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit.....	141
V.4.6.2. Vérification de la condition d'élancement.....	141
V.4.6.3. Calcul de la hauteur critique.....	142
V.4.6.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissant.....	142
V.4.6.5. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	143
a) Dimensions des éléments de rive confinés.....	143
b) Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	143
c) Vérification du % des armatures longitudinales dans les éléments de rive	144
d) Armatures transversales dans les éléments de rive.....	144
e) Vérification de la contrainte de cisaillement.....	145
V.4.6.6. Ferrailage de l'âme du voile	145
a) Ferrailage horizontal dans l'âme du voile.....	145
b) Ferrailage vertical dans l'âme du voile	146
V.4.6.7. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique.....	146
a) Efforts de calcul.....	146
b) Ferrailage longitudinal aux extrémités (ferrailage de flexion).....	146
c) Ferrailage horizontal dans l'âme du voile.....	147
d) Ferrailage vertical dans l'âme du voile	148
V.4.6.8. Vérification des joints de reprise de bétonnage.....	148
Chapitre 6 : Etude des fondations	
VI.1. Introduction.....	149
VI.2. Rôles des fondations.....	149
VI.2.1. Définition.....	149

VI.2.2. Rôle principal.....	149
VI.2.3. Rôles secondaires.....	149
VI. 3. Type de fondations.....	150
VI. 3.1. Les fondations superficielles.....	150
VI. 3.2. Les fondations profondes et spéciales.....	151
VI.4. Contrainte admissible du sol.....	151
VI.5. Choix du type de fondation.....	151
VI.6.2. semelles filantes.....	152
VI.6.2.1Predementionement de semelle.....	152
a) Semelle.....	153
b) Poutre de rigidité (libage)	153
VI.6.2.2.calcul de ferrailage.....	154
a) Semelle.....	154
b) Nervure.....	155
VI.6.3.Vérification vis-à-vis l'ELS.....	156
VI.7. Schéma de ferrailage.....	157
a) Semelle.....	157
b) Nervure.....	157
Chapitre 7 : Comparaison RPA2003-RPA2024	
VII.1. Objectif	158
VII.2. Paramètres sismiques.....	158
VII.2.1. Zone sismique.....	158
VII.2.2. Contrainte du béton et du acier	159
VII.2.3. Accélération sismique.....	159
VII.2.4. Facteur de qualité (Qf)	160
VII.2.5. Coefficient de site (S).....	161
VII.2.6. Coefficient de comportement (R)	161
VII.3. Spectre de réponse	162
VII.3.1. Données de spectre de réponse Horizontal.....	162
VII.4. Combinaison d'actions sismiques	163
VII.5. Vérification de l'effort tranchant à la base	164
VII.6. Déplacements	164
VII.6.1.Vérification Des Déplacements Relatifs Sismiques	164
VII.7. Effort normal Réduit.	165
VII.8. Coefficients partiels de sécurité	166

VII.9. Infrastructure et Fondations	166
VII.9.1. Classification des sites	166
VII.9.2. Vérification e la capacité portante	168
VII.10. Etude de cas pratique.....	168
VII.10.1. Cas pratique d'une structure en R+5.....	168
VII.11. Critères de dimensionnement.....	170
VII.11.1. Critères de ferrailage des poteaux.....	170
VII.11.2. Critères de coffrage des poteaux.....	173
VII.11.3. Critères de ferrailage des poutres.....	174
VII.11.4. Critères de ferrailage et de coffrage voile.....	175
Conclusion.....	179
Reference bibliographique	
Annexe	

Liste des figures

Figure I.1 : plancher à dalle pleine	4
Figure I.2 : Plancher à corps-croix.....	4
Figure I.3 : Coupes vertical d'escalier	5
Figure I.4 : ciment poudre.....	8
Figure I.5 : différents types de granulats.....	9
Figure I.6 : différents types d'adjuvants.....	10
Figure I.7 : courbes de mélange selon la méthode de DREUX GORISSE.....	10
Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU	14
Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.....	15
Figure I.10 : les aciers ronds lisses	16
Figure I.11 : les aciers à haute adhérence.....	17
Figure I.12 : Treillis soudés.....	17
Figure II.1 : poutre porteuse.....	23
Figure II.2 : poutre secondaire.....	24
Figure II.3 : plancher corps creux.....	27
Figure II.4 : mur extérieur	28
Figure II.5 : mur intérieur.....	29
Figure II.6 : surface d'influence du le poteau.....	30
Figure II.7 : Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage	31
Figure II.8 : voile.....	34
Figure III.1: Vu en 3D de l'acrotère.....	36
Figure III.2 : dimension de l'acrotère.....	37
Figure III.3 : section de calcul d'acrotère.....	39
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III.5: Schéma Escalier	46
Figure III.6: Coupes vertical d'escalier.	46
Figure III.7 : Coupe verticale d'escalier.....	48
Figure III.8 : Schéma statique des escaliers à ELU.	49
Figure III.9 : Schéma statique des escaliers à ELS.....	50
Figure III.10 : Schéma des efforts équivalents à ELU aux escaliers	50

Figure III.11 : Schéma des efforts équivalents à ELU aux escaliers.....	51
Figure III.12 : Ferrailage des escaliers.....	53
Figure.III.13 : Dimensions en plan du corps creux.....	54
Figure.III.14 :Schéma poutrelles.....	56
Figure III.15 : Poutrelle à quatre travées et à 5 appuis.....	60
Figure III.16 : diagramme de moment fléchissant à ELU.....	60
Figure III.17 : diagramme de moment fléchissant à ELS.....	60
Figure III.18 : diagramme d'effort tranchant à ELU.....	61
Figure III.19 : diagramme d'effort tranchant à ELS.....	61
Figure III.20 : Poutrelle à deux travées et à 3 appuis.....	61
Figure III.21 : diagramme de moment fléchissant à ELU.....	61
Figure III.22 : diagramme de moment fléchissant à ELS.....	62
Figure III.23 : diagramme d'effort tranchant à ELU.....	62
Figure III.24 : diagramme d'effort tranchant à ELS.....	62
Figure III.25: Plan de ferrailage du plancher.....	68
Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	70
Figure III.27 : schéma statique de balcon.....	70
Figure III.28:Schéma de ferrailage de balcon.....	75
Figure IV.1 : représentation graphique Spectre de réponse.....	80
Figure IV.2 : vue en 3D.....	85
Figure IV.3 : vue en plan du planche RDC+ étage courant.....	85
Figure IV.4 : vue en plan de la terrasse.....	85
Figure IV.5 : les modes de déformation.	87
Figure IV.6 : vue en 3D.	88
Figure IV.7 : vue en plan du plancher RDC+ étage courant.....	88
Figure IV.8 : vue en plan de la terrasse.....	88
Figure IV.9 : les modes de déformation.....	89
Figure IV.10 : vue en 3D	98
Figure IV.11. vue en plan du plancher étage RDC+ étage courant.....	98
Figure IV.12 : vue en plan de la terrasse.....	98

Figure IV.13 : vue en 3D.	99
Figure IV.14 : vue en plan du plancher étage RDC+ étage courant.....	99
Figure IV.15 : vue en plan de la terrasse.....	99
Figure IV.18 : les modes de déformation.	100
Figure V.1 : Crochet des barres horizontales.	117
Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux selon le RPA99 version 2003.....	118
Figure V. 3 : Schéma de ferrailage des poteaux selon le RPA version 2024.....	118
Figure V. 4 : Diagramme des Moments des poutres.....	120
Figure V. 5 : Arrêt des barres.	125
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm ² en travée selon le RPA99 version 2003.	126
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm ² sur appui selon le RPA99 version 2003.	127
Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm ² en travée selon le RPA version 2024.	127
Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm ² sur appui selon le RPA version 2024.	127
Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm ² en travée selon le RPA99 version 2003.	133
Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm ² sur appui selon le RPA99 version 2003.....	134
Figure V.12:Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm ² en travée selon le RPA version 2024.	134
Figure V.13 :Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm ² sur appui selon le RPA version 2024.....	134
Figure V.14 : Plan de repérage des voiles.	137
Figure V.15 : ferrailage du voile selon RPA V2003.....	141
Figure V.16 : Enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile.....	142
Figure V.17 : Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile.....	143
Figure V.18 : ferrailage du voile selon RPA V2024.	148
Figure VI.1 : Les différents types de fondations superficielles.....	150

Figure VI.2 : Dimensions des semelles filantes.	152
Figure VI.3 : ferrailage semelle.	157
Figure VI.4 : ferrailage appui.	157
Figure VI.5 : ferrailage travée.	157
Figure VII.1 : classification sismique des wilayas d'Algérie.....	159
Figure VII.2 : spectre de réponse sismique horizontale RPA2003/2024.....	162
Figure VII.3 : combinaison d'action sismiqueRPA2003/2024.....	163
Figure VII.4 : comparaison des déplacements inter étage selon RPA V2003/2024.....	165
Figure VII.5:comparaison de l'effort normal réduit.....	166
Figure VII.6:spectre de réponse groupe d'usage 2.....	169
Figure VII.7:définition des différents paramètres.....	170
Figure VII.8:comparaison de ferrailage du poteau.....	173
Figure VII.9:comparaison de ferrailage des poutres.	175
Figure VII.10:enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	176
Figure VII.11:enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes a contreventement mixte.....	177
Figure VII.12:épaisseur minimale des éléments de rive confinés.....	178
Figure VII.13:comparaison de ferrailage des voiles.	178

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Type d'acier.....	15
Tableau II.1 : dimensions des poutres.....	25
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher corps creux.....	26
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux).....	27
Tableau II.4 : Charges permanentes de la dalle pleine.....	27
Tableau II.5 : Charges permanentes mur extérieur.....	28
Tableau II.6 : Charges permanentes mur intérieur.....	28
Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges.....	32
Tableau II.8 : Dimensionnement des poteaux.....	32
Tableau II.9 : Vérification relative au coffrage du poteau selon le RPA99 version 2003..	33
Tableau II.10 : Vérification relative au coffrage du poteau selon le RPA version2024.	33
Tableau III.1 : les charges des escaliers.....	49
Tableau III.2 : Le calcul des moments et efforts tranchants des escaliers.....	51
Tableau III.3 : Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	57
Tableau III.4 : combinaisons de charges.	59
Tableau III.5 : calcul de ferrailage.....	64
Tableau III.6 : Contrainte du béton.....	66
Tableau III .7 : calcul de la flèche.....	67
Tableau III.8 : évaluation des charges de balcon.....	71
Tableau III.9 : charges permanentes du panneau.....	71
Tableau III.10 : combinaison des charges.....	72
Tableau III.11 : combinaison des charges.....	72
Tableau III.12 : calcul de ferrailage.....	73
Tableau III.13: tableau des données.....	74
Tableau III.14: tableau des résultats.....	74
Tableau IV.1 : conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	77
Tableau IV.2 : Facteur de qualité	84
Tableau IV.3 : Participation massique du modèle initial.....	86
Tableau IV.4 : Participation massique du modèle final.....	89
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	90

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements selon x-x.....	91
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon y-y.....	92
Tableau IV.8 :Vérification de l'effort normal réduit.....	93
Tableau IV.9: Vérification de l'effort P-Δ dans le sens x-x.....	93
TableauIV.10 : Vérification de l'effort P-Δ dans le sens y-y.....	94
Tableau IV.11 : justification des voiles sous charge verticale.....	94
Tableau IV.12 : valeurs des pondérations.....	97
Tableau IV.13 : Participation massique du modèle initial.....	99
Tableau IV.14 : Participation massique du modèle finale	100
Tableau IV.15:valeur de la période pour le calcul de l'effort tranchant a la base	101
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements selon x-x.....	102
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements selon y-y.....	103
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit	103
Tableau IV.19 : Vérification de l'effort P-Δ dans le sens x-x.....	104
Tableau IV.20 : Vérification de l'effort P-Δ dans le sens y-y.....	105
Tableau IV.21 : Justification des voiles sous charge verticale horizontale	105
Tableau IV.22 : Justification des voiles sous charge verticale	105
Tableau V.1 : Contraintes du béton et de l'acier selon l'RPA99/version 2003.....	108
Tableau V.2 : Contraintes du béton et de l'acier selon l'RPA version 2024.....	108
Tableau V.3 : comparaison des armatures longitudinales selon les deux versions du RP..	109
Tableau V.4 : comparaison de l'espacement des armatures transversales selon les deux versions du RPA.	110
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , M_{corr}).....	111
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_{max} , N_{corr})	111
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{min} , M_{corr}).....	112
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentel (N_{max} , M_{corr}) RPA2003.....	112
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentel (M_{max} , N_{corr}) RPA2003.....	112
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentel (N_{min} , M_{corr}) RPA2003....	112
Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{max}^{ser} , M_{corr}^{ser})	114
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{corr}^{ser} , M_{max}^{ser}).....	114
Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{min}^{ser} , M_{corr}^{ser}).....	114
Tableau V.14 : Ferrailages des poteaux situation accidentel (N_{max} , M_{corr}) RPA2024....	114
Tableau V.15 : Ferrailages des poteaux situation accidentel (M_{max} , N_{corr}) RPA2024...	115
Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux situation accidentel (N_{min} , M_{corr}) RPA2024....	115
Tableau V.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux RPA2003.....	115

Tableau V.18: Choix des armatures transversales pour les poteaux RPA2024.....	116
Tableau V. 19 : calcul de ferrailage des poutres 30x50 <i>cm</i> ² situation durable.....	120
Tableau V. 20 : calcul de ferrailage des poutres 30x50 <i>cm</i> ² RPA2003.....	120
Tableau V. 21 : calcul de ferrailage des poutres 30x50 <i>cm</i> ² RPA2024.....	120
Tableau V. 22 : Calcul des armatures transversales PP RPA2003.....	123
Tableau V. 23 : Calcul des armatures transversales PP RPA2024.....	123
Tableau V.24 : Vérifications des contraintes pour les poutres porteuses.....	125
Tableau V. 25 : calcule de la flèche PP.....	126
Tableau V. 26 : calcul de ferrailage des poutres 30x40 <i>cm</i> ² situation durable.....	128
Tableau V. 27 : calcul de ferrailage des poutres 30x40 <i>cm</i> ² RPA2003.....	128
Tableau V. 28 : calcul de ferrailage des poutres 30x40 <i>cm</i> ² RPA2024.....	128
Tableau V. 29 : Calcul des armatures transversales PNP RPA2003.....	131
Tableau V. 30 : Calcul des armatures transversales PNP RPA202.....	131
Tableau V.31 : Vérifications des contraintes pour les poutres secondaires.....	132
Tableau V. 32 : calcule de la flèche PNP.....	133
Tableau V. 33 : Choix des barres pour le ferrailage horizontal.....	145
Tableau V. 34 : Efforts de calcul N, M et V du voile V1,Y au-dessus de la zone critique.	146
Tableau V. 35 : Ferrailage longitudinal aux extrémités.....	147
Tableau V. 36 : Ferrailage horizontal de l'âme du voile.....	147
 Tableau VI.1 : Vérifications des contraintes pour la nervure.....	 156
 Tableau VII.1 : les zones sismique RPA2003/2024.....	 158
Tableau VII.2 : Contraintes du béton et de l'acier selon l'RPA99/version 2003et 2024....	159
Tableau VII.3 : Zone sismique et accélération.....	160
Tableau VII.4 : Facteur de qualité.	160
Tableau VII.5 : valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastiques.....	161
Tableau VII.6 : coefficient de comportement R selon le RPA2003 et 2024.....	161
Tableau VII.7 : valeurs du coefficient d'accompagnement.....	163
Tableau VII.8 : valeurs limites des déplacements inter-étage	164
Tableau VII.9 : Vérification de l'effort normal réduit.....	165
Tableau VII.10 : coefficient de sécurité RPR2003/2024.....	166
Tableau VII.11 : catégorie des sites selon le RPR2003/2024.....	166
Tableau VII.12 : classification des sites RPR2003.....	167

Tableau VII.13 : classification des sites RPR2024.....	167
Tableau VII.14 : combinaison d'action pour les fondations.....	168
Tableau VII.15 : spectre de réponse RPA2003/2024.....	169
Tableau VII.16 : Comparaison des Accélérations sismique moyennes.....	169
Tableau VII.17 : armatures longitudinales RPA 2003.....	171
Tableau VII.18 : armatures longitudinales RPA 2024.....	172
Tableau VII.19 : critères de coffrage des poteaux selon le RPA 2003.....	173
Tableau VII.20 : critères de coffrage des poteaux selon le RPA 2024.....	173
Tableau VII.21 : critères de ferrailage des poteaux selon le RPA 2003.....	174
Tableau VII.22 : critères de ferrailage des poteaux selon le RPA 2024.....	174
Tableau VII.23 : critères de ferrailage et de coffrage voile RPR2003.....	175
Tableau VII.24 : Critères de ferrailage et de coffrage voile RPA2024.....	175

LES ABREVIATIONS

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

$\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 f : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.

Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

I_g : Moment d'inertie du voile.

ملخص:

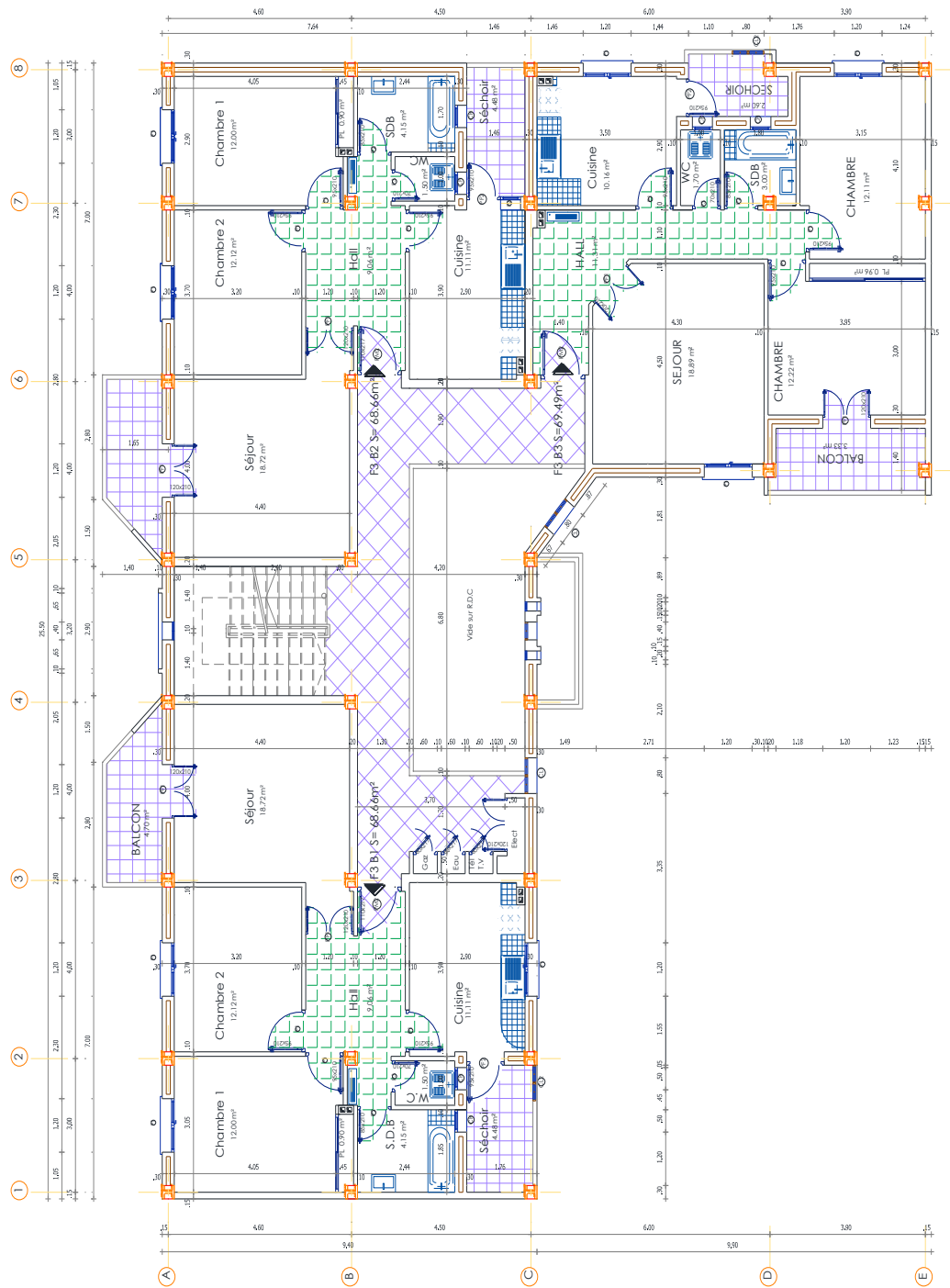
يقدم هذا المشروع دراسة مقارنة لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق، يقع في ولاية البليدة المصنفة كمنطقة زلزالية عالية وفقاً للوائحتين الجزائريتين للزلازل 2003/99 واللائحة الجديدة 2024. تتكون هذه الدراسة من عدة أجزاء، بما في ذلك وصف عام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر المبنى، ثم تحديد الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال. ويأتي بعد ذلك قسم مخصص للعناصر الثانوية المحسوبة يدوياً وباستخدام برنامج من أجل مقارنة النتائج. تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل من أجل تحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن الأحمال. تم إجراء تعزيز العناصر المختلفة المقاومة للهيكل (الأساسات والأعمدة والعوارض والجدران) وكذلك مقارنة النتائج.

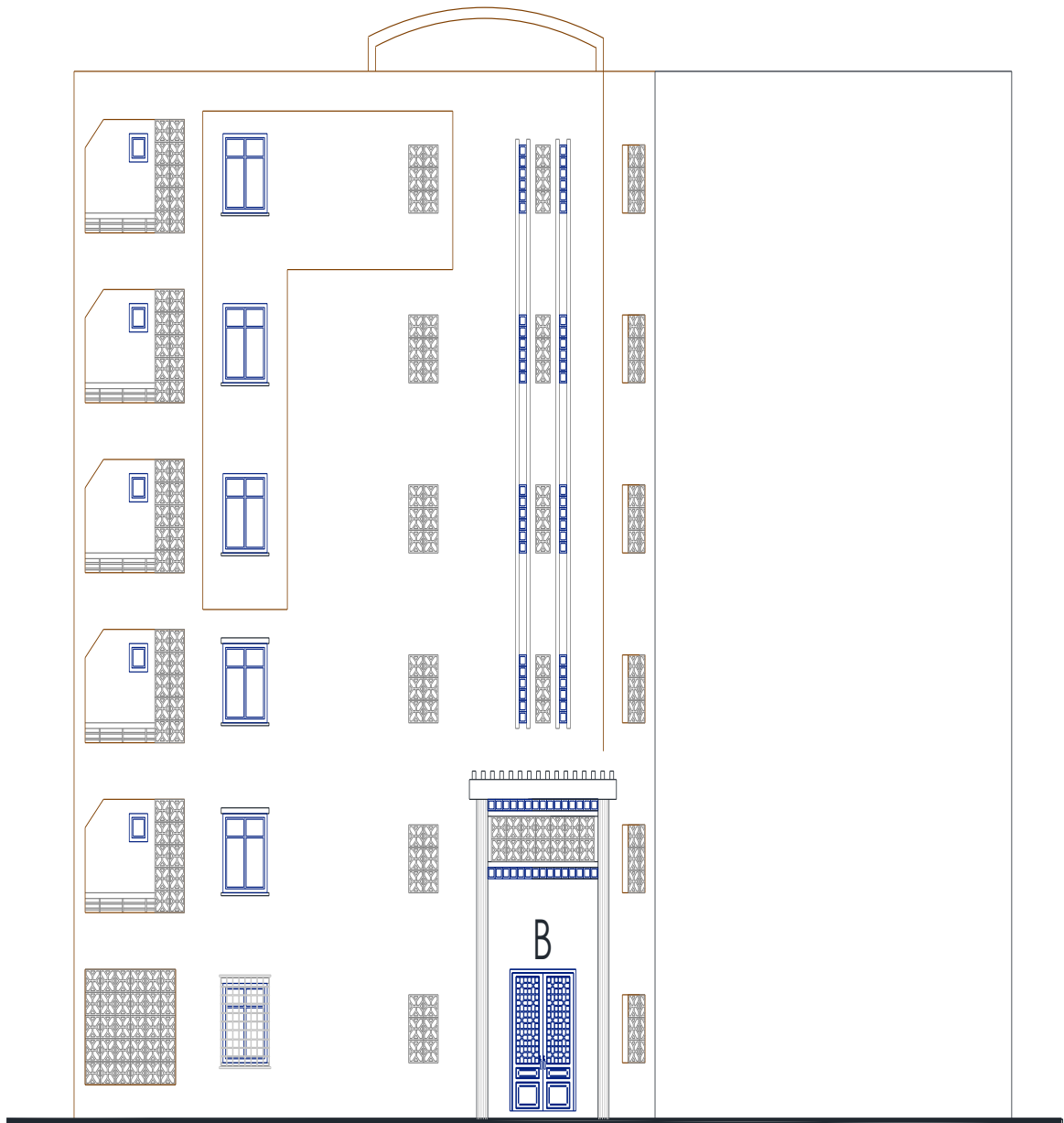
Abstract:

This project presents a comparative study of a residential building consisting of a ground floor and five floors, located in the wilaya of Blida, which is classified as a high-seismic zone, using both Algerian earthquake regulations (RPA 99/2003 and the new 2024 regulation). This study is structured around several sections, including a general description of the project, presenting the architectural aspects of the building's elements, followed by the pre-dimensioning of the structure, and finally, the load descent. This is followed by a section devoted to the secondary elements, calculated manually and with software (ETABS 2022) to compare the results. A dynamic study of the structure was conducted to determine the various stresses due to the loads. Reinforcement of the various structural elements (foundation, columns, beams, and walls), as well as a comparison of the results, were performed.

Résumé :

Ce projet présente une étude comparative d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée et 5 étages, implanté à la wilaya de blida, qui est classée comme zone de forte sismicité. Cette étude utilise les deux règlements parasismiques algériens : RPA 99/2003 et le nouveau règlement 2024. Cette étude s'articule autour de plusieurs parties, dont une description générale du projet avec la présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, suivi du pré dimensionnement de la structure et enfin de la descente des charges. Vient ensuite une partie consacrée aux éléments secondaires, calculés à la main et avec le logiciel (ETABS 2022), afin de comparer les résultats. Une étude dynamique de la structure a été faite afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements. Le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles), ainsi qu'une comparaison des résultats, ont été réalisés.





Introduction générale

L'Algérie, située dans une zone sismique active, est particulièrement exposée aux risques de tremblements de terre. En réponse à ces risques, la réglementation parasismique a été mise en place afin d'assurer la sécurité des constructions et de réduire les impacts d'un éventuel séisme sur les personnes et les biens. Depuis l'introduction du premier règlement parasismique en 1982, Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisée est nommée le règlement parasismique algérien RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48 », et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 décembre 1999. L'objectif principale de ce travail, est l'étude de comparaison entre le RPA99/version 2003 et le nouveau RPA version 2024 pour mieux connaitre et extraire leur point commun et la différence entre les deux.

L'objectif de cette étude est de comparer les deux versions du règlement parasismique algérien (2003 et 2024) dans le cadre de l'analyse de la résistance sismique d'un bâtiment. La comparaison portera sur plusieurs aspects : les critères de dimensionnement, les méthodes de calcul, les classes de sismicité, les modulations selon les types de sol, ainsi que les exigences concernant la conception des structures porteuses. Cette analyse permettra de mettre en lumière les évolutions en matière de sécurité sismique et d'identifier les éventuelles améliorations du règlement de 2024 par rapport à celui de 2003.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...), dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions géométriques. Pour le calcul des éléments constitutifs de l'ouvrage, on se réfère aux règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003, RPA 2024) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier).

I.2.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment à usage d'habitation. L'ouvrage est implanté dans la wilaya de BLIDA.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone sismique (zone III).

D'après la classification des RPA version 2024 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone VI).

L'ouvrage étudié est un bâtiment R+5 en béton armé composé de rez-de-chaussée et 5 étages habitation.

La configuration du bâtiment présente un décrochement en plan et une régularité en élévation.

I.2.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment $H = 20.4 \text{ m}$
- Hauteur des étages courants $h = 3.4 \text{ m}$

I.2.2 Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan (suivant l'axe local $x-x'$) $L= 25.50$ m
- Longueur totale en plan (suivant l'axe local $y-y'$) $L= 19.30$ m

I.3. Description structurelle :

I.3.1. Système de contreventement :

- Selon Le RPA99 /2003 Pour Toute Structure Dépasseant Une Hauteur De 14m En Zone III est Indispensable d'introduire Des Voiles De Contreventement.
- Selon Le RPA 2024 le portique seul n'est pas accepté au-delà de 2 étages, obligation des voiles pour tout bâtiment en Zone VI.

C'est Pour Cette Raison Que Nous Optons Pour Un Système De Contreventement Mixte (Portiques – Voiles) Avec Justification d'interaction Portique-Voile.

I.3.1.1. Poteaux :

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations à la base de la structure.

I.3.1.2. Poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés Destinés à reprendre les efforts, leur prédimensionnement sont déterminées selon des Conditions bien définies. On distingue : les poutres principales et les poutres Secondaires.

I.3.1.3. Voiles :

Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, en béton armé, ayant une Dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

I.3.2. Les Planchers :

Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les Différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux et participent à l'isolation acoustique, l'isolation thermique, et l'isolation contre feu. Ils sont également utilisés pour passage des gaines et réseaux de canalisation. On a deux types de planchers ont été utilisés :

- Plancher à dalle pleine.

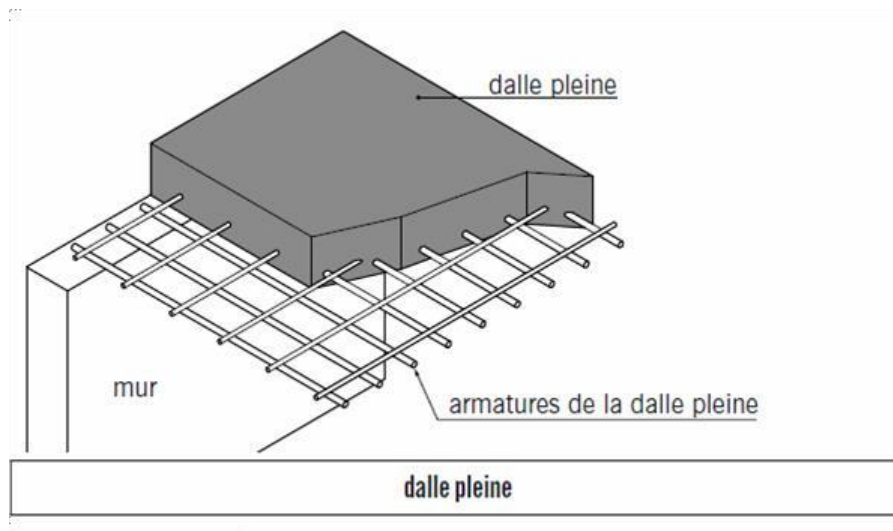


Figure I.1 : plancher à dalle pleine.

- Plancher à corps-creux.

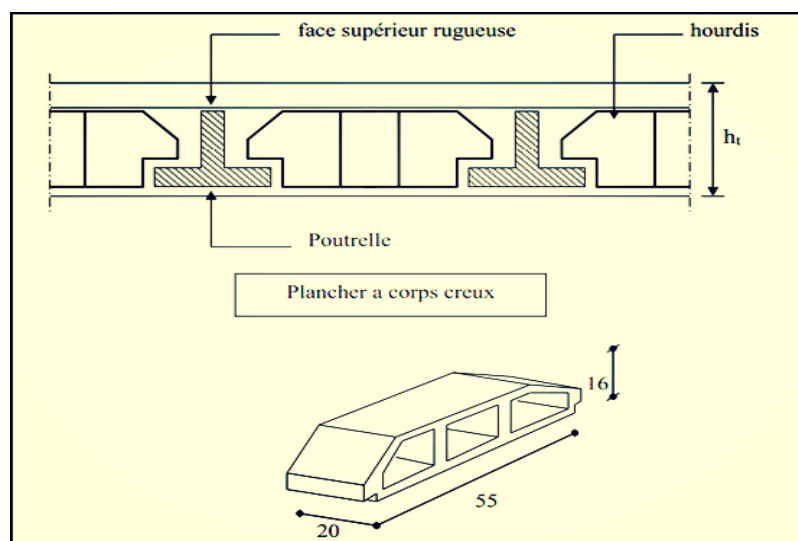


Figure I.2 : Plancher à corps-creux.

I.3.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place.

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Un seul type d'escalier a été utilisé c'est un l'escalier à deux volets.

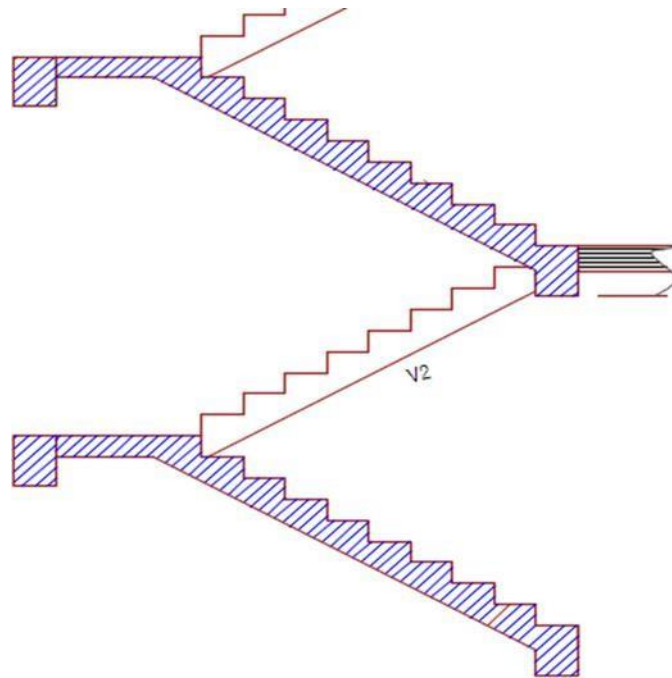


Figure I.3 : Coupes vertical d'escalier.

I.3.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie est composé d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

I.3.5. Revêtement :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.3.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3.7. L'infrastructure :

I.3.7.1. Les fondations :

Elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions Suivantes :

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

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble (S3) et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2$ bars.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression, par contre à la traction,

il n'en est pas de même pour les contraintes de traction. C'est pourquoi on dispose dans les parties tendues d'une pièce en béton, des armatures (barres ou treillis soudés) en acier (matériau qui présente une bonne résistance à la traction). Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances : le béton travaille en compression et l'acier en traction. Ce matériau est appelé béton armé.

I.5.1. Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux ; ce dernier travaille très bien à la compression et mal à la traction ; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie.

I.5.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.5.1.2. Composition du béton :

On utilise dans notre bâtiment un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CEM II/B 42.5 R le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

- **Ciment** :

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée. Pour les bétons de remplissage, peu sollicités, le dosage est de 150 kg/m^3 . Pour toutes les pièces constituant la structure des bâtiments, en béton armé ou précontraints, le béton contient généralement 350 kg/m^3 de ciment. Pour les mortiers, mélanges de sable, de ciment et d'eau, la teneur atteint en moyenne 450 kg/m^3 . Enfin, les coulis, utilisés en injection dans des forages. Ne comprennent que du ciment et de l'eau. Ils servent à boucher les microfissures et les fractures d'un terrain, par exemple autour d'un barrage avant son édification.



Figure I.4 : ciment poudre.

- **Granulats :**

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, blocs de roche concassés et broyés, ou des granulats roulés, extraits du lit des rivières. La taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton recherché. La taille des granulats est indiquée par deux chiffres, dimension des éléments les plus petits et celle des éléments les plus grands. Par exemple, un gravier 5/15 est composé de particules dont le diamètre varie entre 5 et 15 mm. Pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers 5/15 et 15/25. Pour des travaux de génie civil, les pièces sont plus massives, les graviers sont plus gros, jusqu'à 150 mm de diamètre dans le cas des barrages. Il s'agit alors de béton cyclopéen.



Figure I.5 : différents types de granulats.

- **Sable :**

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur à 2mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses. Il existe un béton, le mortier de ciment. Contenant uniquement du sable, du ciment et de l'eau. Il sert principalement en maçonnerie pour lier les briques ou les parpaings, et pour dresser les enduits sur les murs.

- **Eau :**

L'eau doit être propre ; c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau. Plus un béton est liquide, plus il est facile à travailler. Mais un tel matériau présente une plus faible résistance une fois sec. Il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton, et d'obtenir le juste équilibre pour que le

matériau soit résistant et néanmoins maniable. En général, le béton mis en œuvre est plutôt sec, mais il est vibré au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonné lors du malaxage.

- **Les adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.



Figure I.6 : différents types d'adjuvants.

I.5.1.3. Dosage du béton :

Nous avons utilisé une méthode pratique dite « **Méthode de DREUX et GORISSE** » Pour obtenir un béton normal (D=25mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression =25MPa, en supposant que les granulats utilisés sont secs, Nous utilisons l'abaque de Dreux énoncés dans la figure ci-dessous.

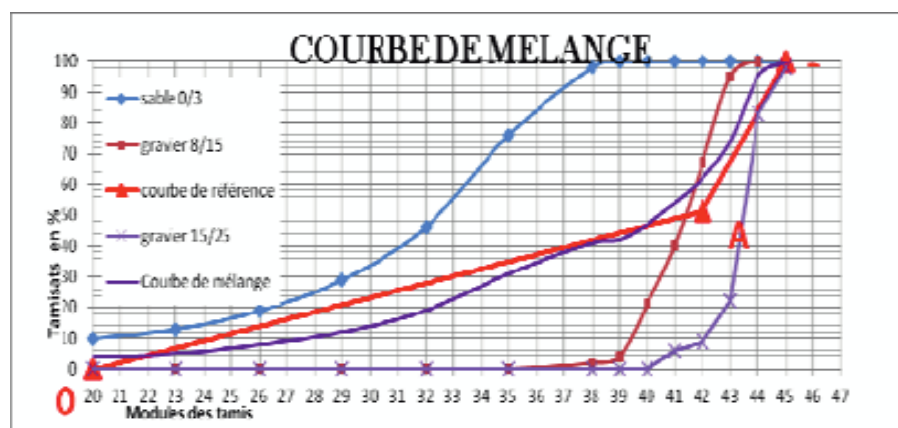


Figure I.7 : courbes de mélange selon la méthode de DREUX GORISSE.

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5.
- 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage.

I.5.1.3. Résistance mécanique du béton :

(D'après C.B.A.93) : [1] :

Au point de vue mécanique le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

a) Résistance à la compression : [Art A- 2-1-11 BAEL 91] :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une Valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit (Art A-2-1-11 BAEL 91) :

$$\text{Si } 28 \leq j \leq 60$$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

$$j (4.76 + 0.83j) \text{ MPa pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

$$j (1,4 + 0.95j) \text{ MPa pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Si $j > 60 \rightarrow f_{cj} = 1, f_{c28}$ Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30 Avec :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: Résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm*32cm).

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$: Résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm*25cm).

Choix de f_{c28} :

En utilisant le tableau des valeurs admises de f_{c28} en fonction du type et du dosage en ciment (350 kg/m³ de ciment classe CPJ 42.5R) et des conditions de fabrication (auto contrôle surveiller), et en considérant aussi le RPA.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Donc on adopte pour notre structure de bâtiment : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance à la traction : [Art A-2 12 BAEL91] :

Cette résistance est déterminée expérimentalement après trois types d'essais :

- Essai par traction directe sur éprouvette.
- Essai et calcul de contrainte de traction sur éprouvette fléchi.
- Essai brésilien par fendage du béton.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée est définie selon

Le BAEL91 (Art A.2.1, 12) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ MPa Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \text{ MPa Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas, $j=28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow$ donc : $f_{t28} = 2.1 P$.

c) Module de déformation longitudinale du béton :

La valeur de ce module intervient dans le calcul de flèche et les effets dus au retrait et au fluage du béton. Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

- **Le module de déformation instantanée :**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{ij28} = 32164 \text{ MPa}$

- **Le module de déformation différée :**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{ij28} = 10818,86 \text{ MPa}$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

d) Module de déformation transversale (coefficient de poisson) :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale noté "v".

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} \quad \nu = \frac{\frac{L' - L}{L}}{\frac{l' - l}{l}}$$

ELU :

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).

ELS :

$\nu = 0, 2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

Les Contrainte Limite de Calcul :

En se référant au règlement du BAEL 91 (modifié 99) ; on distingue deux états limites

- **État limite ultime « E. L. U » :**

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite à la compression (Art 4 – 3 .41 BAEL9) notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85. f_{c28} / \theta. \gamma_b \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation durable}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé Pour tenir compte les risques d'altérations du béton.

- $\theta = 1$ Si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ Si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ Si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

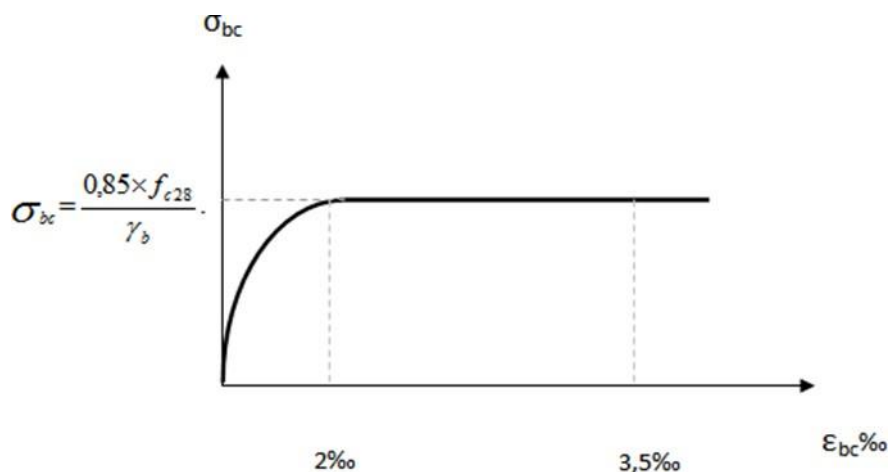


Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

- **États Limites de Service (ELS) :**

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

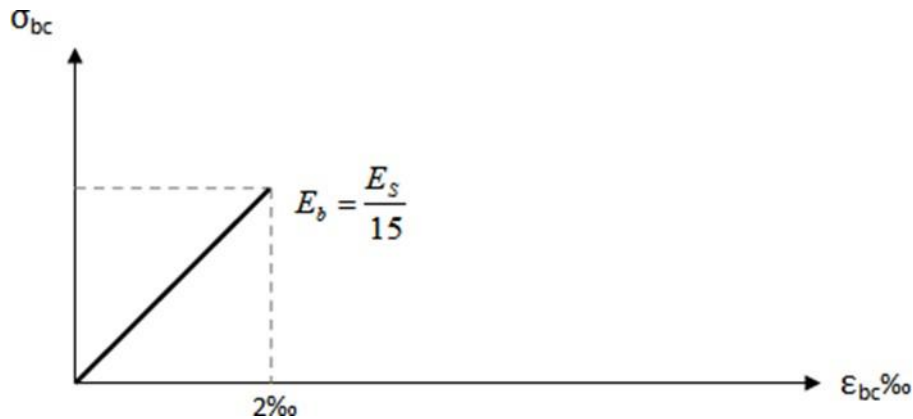


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.

I.5.2. L'acier :

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003), les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500\text{MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égal à 5%.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à $E_s = 2.105 \text{ MPa}$. On a trois types d'acier que l'on pourrait utiliser dans notre projet :

Tableau I.1 : Type d'acier

Type	Nuance	Limite élastique F_e (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	Fe E400	400	310-490	22%
	Fe E500	500	390-490	25%
Rond lisse (RL)	Fe E215	215	480	14%
	Fe E235	235	550	12%
Treillis soudés	Fe E500	500	550	12%

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Dans notre ouvrage, nous avons opté pour l'utilisation :

- Aciers de haute adhérence FeE500 pour les armatures longitudinales.
- Aciers ronds lisses (RL) : FeE215 pour les étriers, cadres, épingles.
- Treillis soudés (TS) : FeE500 pour les tables de compression.

a) Ronds lisses (R.L) :

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, leur surface ne présente aucune Aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235.



Figure I.10 : les aciers ronds lisses.

b) Les aciers à haute adhérence (HA) :

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, Dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre L'acier et le béton. On distingue deux classes d'acier FeE400 et FeE500. Les diamètres Normalisés sont : $\varnothing$ (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40) mm

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1 caractérisés par :

Selon le RPA99/2003 :

- Limite élastique : $F_e=500\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 435\text{Mpa}$
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$.
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$

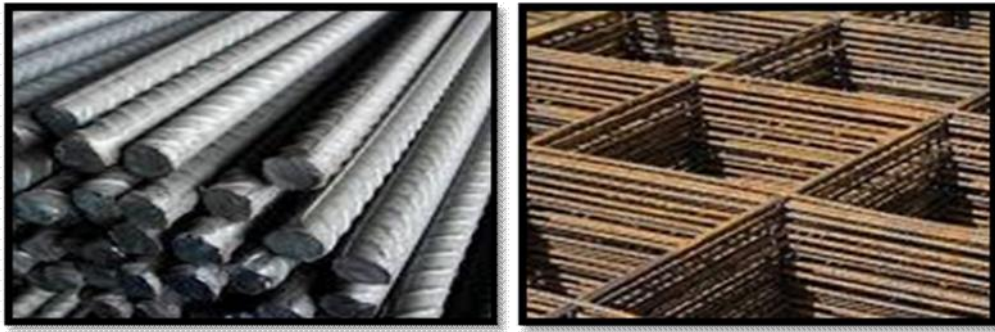


Figure I.11 : les aciers à haute adhérence.

c) Treillis soudés :

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de des Fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, Forment un maillage (15×15) ou (15×20), est disponible avec les diamètres suivants : Ø (6, 8, 10, 12,14) mm

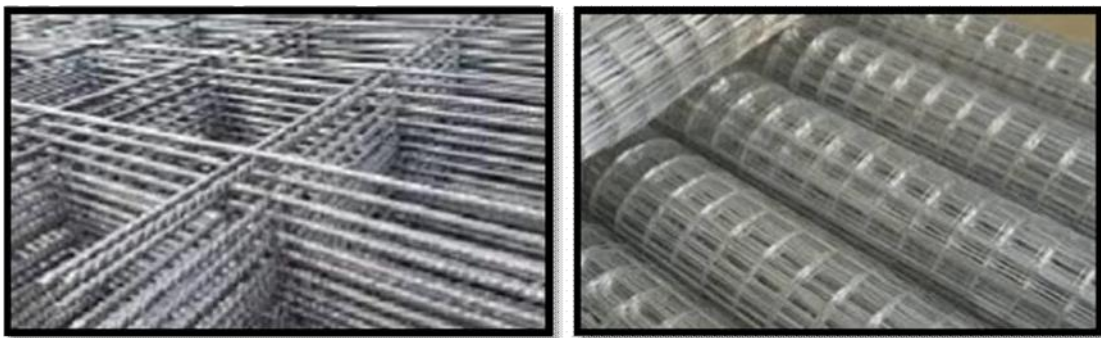


Figure I.12 : Treillis soudés.

➤ Les Contraintes limites de calcul :

- L'état limite ultime (ELU) :

f_e : Contrainte limite élastique

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

ES : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.105 \text{ MPa}$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \Delta L / L$

- **L'état limite de service (E.L.S) :**

- ♦ Fissuration peu préjudiciable : (aucune limitation des contraintes dans les aciers).

- ♦ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_{te} ; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}) \text{ (Mpa)}$.

- ♦ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \min (2/3 f_{te} ; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}) \text{ (Mpa)}$.

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ Pour les aciers ronds lisses ;

$\eta=1,6$ Pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.6. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier. (Hypothèse de Bernoulli).
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

À ELU :

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C). [BAEL91Art 4.3.2].

À ELS :

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton. Aussi Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

I.7. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

RPA (99/version 2003) :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « E.L.U » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service :

$$P4 = G + Q \quad \text{Avec}$$

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

E : L'effort de séisme.

RPA (version 2024) :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « E.L.U » sont :

3. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q$$

4. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + \psi Q \pm E \quad \text{avec : } (\psi = 0.3)$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service :

$$P4 = G + Q.$$

I.8. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Règlement Parasismique Algérienne (RPA version 2024).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux État Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

Les logiciels utilisés :

- ✓ Etabs v 22.3.....Analyse des structures.
- ✓ AUTOCAD 2017.....Dessin.
- ✓ Excel 2016.....Calcul.
- ✓ PaintTraitement des images.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1.Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments, (poteau, poutres, voiles) d'une structure est une étape importante dans un projet de génie civil, il sera conduit d'une manière à satisfaire les conditions exigées par les règlements en vigueur, notamment **le RPA99 modifié en 2003 et 2024, et BAEL91 modifié 99.**

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

Les plancher sont des éléments horizontaux ils servent à déterminer les niveaux ou les étage d'un bâtiment. Ils transmettent à l'élément porteur (voiles, murs, poteaux et poutre) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

II.2.1Plancher en corps creux :

Un plancher a corps creux est un type de plancher en béton possédant des espaces vides à l'intérieur, ce qui le rend plus léger tout en restant solide. Ces vides permettent aussi d'améliorer l'isolation thermique et acoustique.

$$\text{On a : } \frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

L : portée maximale entre nus d'appuis, $l_{max} = 4\text{m}$.

e = épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$$\frac{4}{25} \leq ht \leq \frac{4}{20} \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq e \leq 20 \text{ cm}.$$

On choisit une dalle en corps creux d'épaisseur **(16+5) cm**.

II.2.2.Plancher en dalle pleine :

La dalle pleine est un élément de construction en béton armée, généralement utilisée dans les bâtiments pour créer des planchers. Elle est caractérisée par sa structure solide, sans vides, contrairement à d'autres types de dalles qui peuvent comporter des espaces. La dalle pleine assure une grande résistance et permet de supporter des charges importantes.

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

- **Calculs l'épaisseur :**

On détermine l'épaisseur de la dalle pleine à partir de ces conditions :

Condition de sécurité contre l'incendie :

- ✓ $e=7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e= 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu.
- ✓ $e=17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu.

Condition de résistance à la flexion :

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

L_x : la plus petite cote de la dalle.

L_y : la plus grande cote de la dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \rho < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens } e \geq \frac{l_x}{30}. \\ \text{si } 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens } e \geq \frac{l_x}{40}. \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $\begin{cases} l_x = 3.7m. \\ l_y = 5.7m. \end{cases}$

$$\rho = \frac{3.5}{7.5} = 0.6 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens.}$$

$$e \geq \frac{l_y}{40} = 15 \text{ cm.}$$

Donc on choisit une dalle déprimeur : **e=15cm.**

Condition d'isolation acoustique :

Selon le CBA 93 en Algérie, l'épaisseur doit être $e > 13$ cm pour obtenir une bonne isolation acoustique minimal, le confort acoustique exige une épaisseur minimal de 16cm.

II.3. Les poutres :

Une poutre est un élément de structure soumis principalement à des efforts de flexion. Elle sert à soutenir et répartir les charges qui lui sont appliquées, en appuyant sur des points d'appui. Les poutres sont conçues pour résister à la déformation sous l'effet de ces charges, elles jouent un rôle clé dans la stabilité et la sécurité des constructions.

- **Hauteur des poutres :**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq hp \leq \frac{l_{max}}{10}$$

hp : hauteur de la poutre

l_{max} : portées maximale de la poutre.

- **Largeur de la poutre :**

$$0.4hp \leq b \leq 0.7hp$$

b : largeur de la poutre.

1. Les poutres principales :

$$l_{max} = 600cm \Rightarrow 40cm \leq hp \leq 60cm$$

On prend : **ht= 50cm.**

$$20 \leq b \leq 35$$

On prend : **b=30cm.**

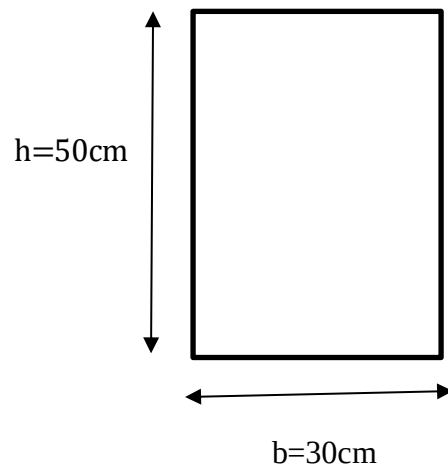


Figure II.1 : poutre porteuse.

2. Les poutres secondaires :

$$26.67\text{cm} \leq h_p \leq 40\text{cm}$$

On prend : **hp=40cm.**

$$16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : **b=30cm.**

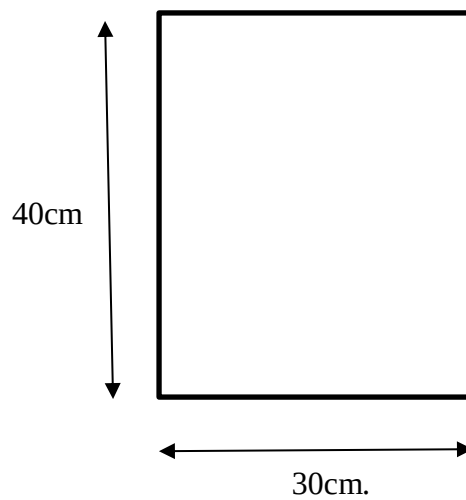


Figure II.2 : poutre secondaire.

- **Vérification (art 7-5-1 RPA99 version 2003) :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

- **Vérification (art 7-5-1 RPA version 2024) :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm}. \\ b \geq 25\text{cm}. \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{cases}$$

Tableau II.1 : dimensions des poutres.

	Poutre principales	Poutre secondaire	vérification
Hauteur : h_p (cm)	50cm	40 cm	Vérifiée
Largeur : b (cm)	30cm	30cm	Vérifiée
Hauteur / Largeur	1.33	1.67	Vérifiée

II.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de soutien, utilise pour maintenir ou stabiliser une structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicite.

Les poteaux sont pré dimensionné à ELS, en compression simple avec un effort normal de compression $N_s = G + Q$

Ns : effort normal.

G : charge permanent.

Q : charge d'exploitation.

La section transversale du poteau le plus sollicite est donner par : $A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A_p : la section transversale du poteau le plus sollicite.

Ns : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente charges.

σ_{bc} : Contrainte limite du service du béton en compression.

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = 0.6(25) = 15 \text{ MPA.}$$

- Selon le RPA version 2003 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} : \text{en zones I, II.} \\ \min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm: en zone III.} \\ \min(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < \frac{b_c}{h_c} < 4: \text{quelle que soit la zone.} \end{cases}$$

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

- Selon le RPA version 2024 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(bc, hc) \geq 25 \text{ cm} : \text{en zone I, II, III.} \\ \min(bc, hc) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zone IV, V, VI.} \\ \min(bc, hc) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone.} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4 : \text{quelle que soit la zone.} \end{array} \right.$$

La section exigée par le (RPA version 2003), zone III est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$. Est pour le (RPA version 2024) zone VI aussi $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II .5. Détermination des charges et des surcharges :

La décent de charge a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et le cheminement des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'à la fondation.

a) Plancher à corps creux :

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher corps creux.

N	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher a corps creux	0.20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.06	10	0.60
6	Brique creuses	0.10	9	0.90

Charge permanent = **5.5 KN/m²**

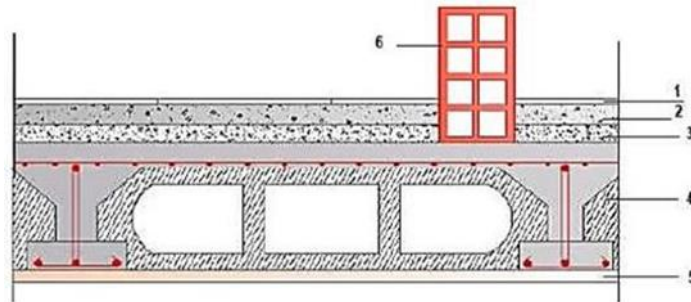


Figure II.3 : plancher corps creux.

b) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux).

N	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de Ponte	0.07	22	1.54
4	Plancher à corps creux	0.20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Feuille de polyane	0.0	1	0.01

Charge permanent = **5.83 KN/m²**

c) Plancher à dalle pleine :

Tableau II.4 : Charges permanentes de la dalle pleine.

N	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Mortier de pose	0.02	22	0.44
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
4	Carrelage	0.20	22	0.44
5	Dalle pleine en béton Armé	0.15	25	3.75

Charge permanent = **5.35 KN/m²**

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

d) Mur extérieur :

Tableau II.5 : Charges permanentes mur extérieur.

N	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	09	0.9
3	L'ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	0.9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	3.20

Charge permanent = **2.36 KN/m²**

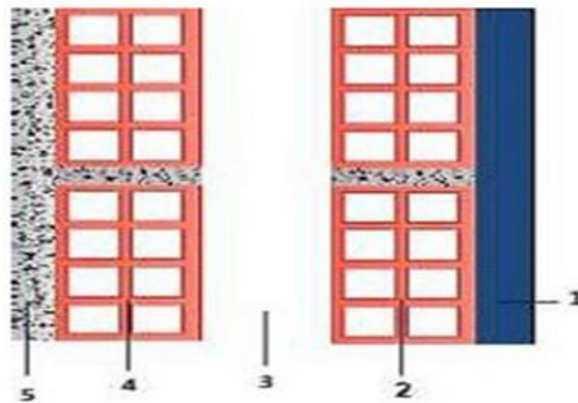


Figure II.4 : mur extérieur.

e) Mur intérieur :

Tableau II.6 : Charges permanentes mur intérieur.

N	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Cloison en brique Creuse	0.10	09	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2

Charge permanent = **1.3 KN/m²**

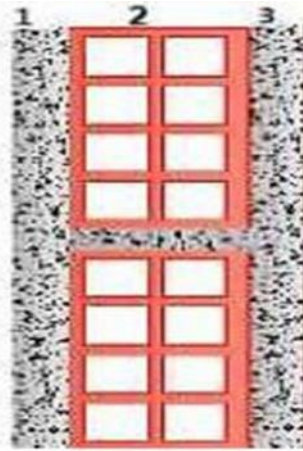


Figure II.5 : mur intérieur.

Charges d'exploitation :

- Acrotère..... $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse inaccessible $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage habitation..... $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage bureaux $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Escalier $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcon..... $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.6. La descente de charges :

La descente de charge et le principe de distribuer les charges sur les éléments que compose la structure de bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (terrasse) et on descende au niveau inférieure cela jusqu'au niveau le plus bas.

- **Surface d'influence :**

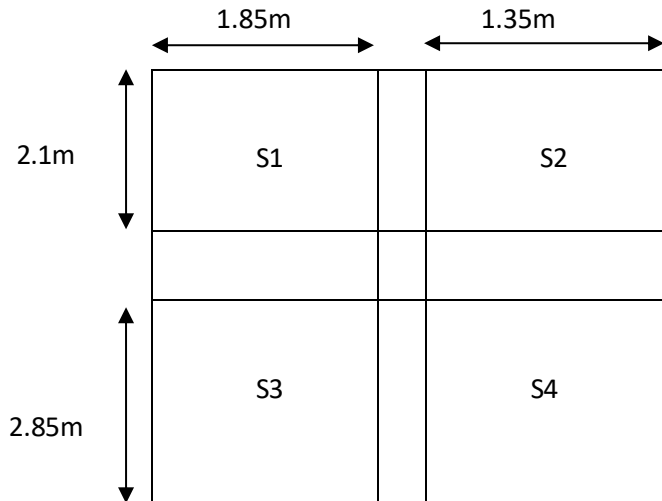


Figure II.6 : surface d'influence du le poteau.

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{nette} = 3.885 + 2.835 + 5.2725 + 3.8475 = 15.84m^2$$

- **Poids propre des éléments :**

- **Plancher :**

- Plancher terrasse : $P_{terasse} = G \times S = 15.84 \times 5.83 = 92.35 \text{ KN}$.

- Plancher étage courant : $P_{etage} = G \times S = 15.84 \times 5.5 = 87.12 \text{ KN}$.

- **Poutre :**

- Poutre principale : $poutre_{principale} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 6 = 22.5 \text{ KN}$.

- Poutre secondaire : $poutre_{secondaire} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4 = 12 \text{ KN}$.

Dou le poids total des poutres égale : $G_p = G_{PP} + G_S = 34.5 \text{ KN}$.

- **Poteau :**

Pour le poids propre du poteau on utilise la section minimale de RPA

(2003 et 2024). La section minimale est (30x30) cm².

- Poteau RDC : $G_{poteau\ rdc} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.4 = 7.65\text{KN}$
- Poteau étage courant : $G_{poteau\ etage} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.4 = 7.65\text{KN}$

- **Détermination des charges d'exploitation :**

- Plancher RDC : $Q_{RDC} = 2.5 \times 15.84 = 39.6\text{ KN}$
- Plancher étage courant : $Q_{etage} = 1.5 \times 15.84 = 23.76\text{ KN}$
- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 15.84 = 15.84\text{ KN}$

Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendants pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation du plancher de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation a l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

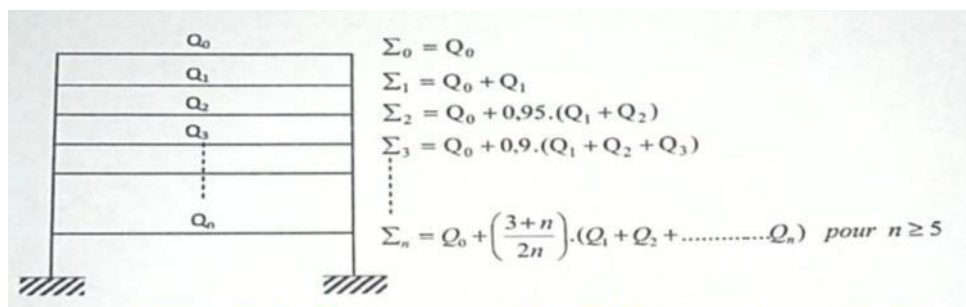


Figure II.7 : Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage.

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

- Coefficients de dégression des surcharges :**

Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges.

Niveau	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Les surcharges cumulées :

Q_0 (terrasse)=15.84KN

5^{ème} Etage => $Q_0=15.84$ KN

4^{ème} Etage => $Q_1 = (Q_0 + Q_1) = 15.84 + 23.76 = 39.6$ KN

3^{ème} Etage => $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 15.84 + 0.95 (23.76 + 23.76) = 60.98$ KN

2^{ème} Etage => $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.84 + 0.90 (23.76 \times 3) = 79.99$ KN

1^{ère} Etage => $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.84 + 0.85 (23.76 \times 4) = 96.62$ KN

RDC => $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.84 + 0.80 (23.76 \times 4 + 39.6) = 123.55$ KN

II.7. Dimensionnement des poteaux :

Tableau II.8 : Dimensionnement des poteaux.

Niveau Des planche rs	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitatio n [KN]		Effort trancha nt [KN]	Section [cm ²]	
	G planch er	Gpo t	Gpoutr e	Gtot	Gcum	Q	Qcum	N=Gc+Qc	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section adopté e (bx h)
5	92.35	0	34.5	126.85	126.85	15.84	15.84	142.65	95.1	50x50
4	87.12	7.65	34.5	129.27	256.12	23.76	39.6	295.72	197.146	50x50
3	87.12	7.65	34.5	129.27	385.39	23.76	60.98	446.37	297.58	50x50
2	87.12	7.65	34.5	129.27	514.66	23.76	79.99	594.65	396.433	50x50
1	87.12	7.65	34.5	129.27	643.93	23.76	96.62	740.55	493.7	50x50
RDC	87.12	7.65	34.5	129.27	773.2	39.6	123.55	896.75	597.83	50x50

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

Vérification :

- Vérification selon **RPA99 version 2003 (Art7.4.1)** :

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

1) Vérification relative au coffrage :

Tableau II.9 : Vérification relative au coffrage du poteau selon le RPA99 version 2003.

Poteaux	Condition exigée par RPA version 2003	Valeur calculée	vérification
(50x50) cm	$\text{Min (bxh)} \geq 30\text{cm}$	$(50 \times 50)\text{cm} \geq 30\text{cm}$	Vérifiée
	$\text{Min (bxh)} \geq h_e/20$	$(50 \times 50)\text{cm} \geq 17\text{cm}$	Vérifiée
	$1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée

- Vérification selon **RPA version 2024 (Art7.4.1)** :

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

Tableau II.10 : Vérification relative au coffrage du poteau selon le RPA version 2024.

Poteaux	Condition exigée par RPA version 2024	Valeur calculée	vérification
(50x50) cm	$\text{Min (bc,hc)} \geq 30\text{cm}$	$(50 \times 50)\text{cm} \geq 30\text{cm}$	Vérifiée
	$\text{Min (bc,hc)} \geq l_{cl}/20$	$(50 \times 50) \geq 17$	Vérifiée
	$1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée

II.8. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage Sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

D'après le RPA 99/Version 2003 article 7.7.1<<les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e_p$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires >>.

Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus

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

Dans notre structure le cas le plus défavorable c'est le 3ème cas ; on prend $a \geq \frac{h_e}{20}$

Pour toute les étage on a $h=3.4m$.

$$h_e = h - e_{dalle} = 340 - 21 = 319cm.$$

$$e_p \geq 319 / 20 = 15.95cm$$

On prend $e_p=20cm$.

$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 20 = 80cm$ **condition vérifiée.**

- **Selon le RPA version 2024 :**

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, b_w, 1m\right).$$

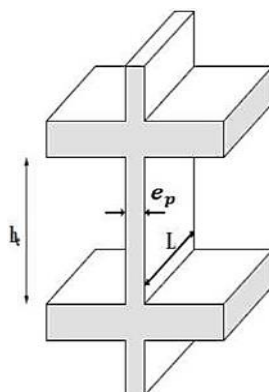


Figure II.8 : voile.

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

l_w : la longueur du voile.

b_w : épaisseur minimale.

Doit respecter la condition suivante :

Dans notre structure le cas le plus défavorable c'est le 1^{er} cas ; on prend

$$b_w \geq \max(15cm, \frac{h_e}{20})$$

$$h_e = 340 - 21 = 319cm.$$

$$\frac{h_e}{20} = 19.95cm.$$

$$b_w \geq \max(15cm, 19.95cm)$$

On prend $b_w = 20cm$.

$$l_w = 4.6m \geq \max(1.06, 0.8, 1m) \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

On distingue deux types d'éléments dans une structure quelconque :

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

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les balcons.
- Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression).

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

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



Figure III.1: Vu en 3D de l'acrotère.

III.2.2. Détermination des sollicitations :

La surface de l'acrotère est : $S = 0.068\text{m}^2$

$$S = (0,05 \times 0,10) / (2) + (0,05 \times 0,10) + (0,10 \times 0,60) = 0.068 \text{ m}^2$$

$$P = (0,068 \times 2500) = 170 \text{ Kg/ml}$$

Enduit : $e_p 2\text{cm} = 55\text{Kg/ml}$

Charge permanente :

$$G = 225 \text{ Kg/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

Effort tranchant

$$T = Q \times 1\text{ml} = 100 \text{ Kg}$$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_Q = T \times H = 100 \times 0.6 = 60 \text{ Kg.m}$$

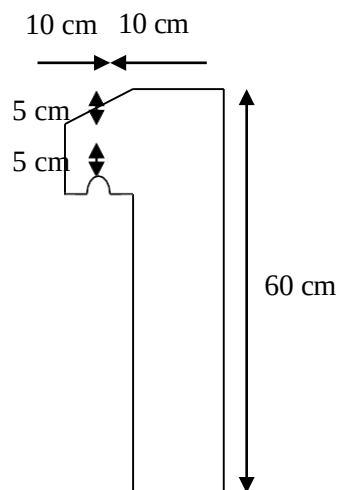


Figure III.2 : dimension de l'acrotère.

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

- **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 225 = 303.75 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ Kg.m}$$

- **Calcul à l'ELS :**

$$N_s = G = 225 \text{ Kg}$$

$$M_s = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg /ml}$$

Calcul de l'excentricité :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{303.75} = 0.3 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.3 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$ Donc la section est a priori partiellement comprimée car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{225} = 0.27 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.27 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ L'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée (P.C). Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (MA) calculé par rapport aux armatures tendues.

III.2.3. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composé et sera fait pour une bande d'un mètre linéaire ; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm² soumise à la flexion composée.

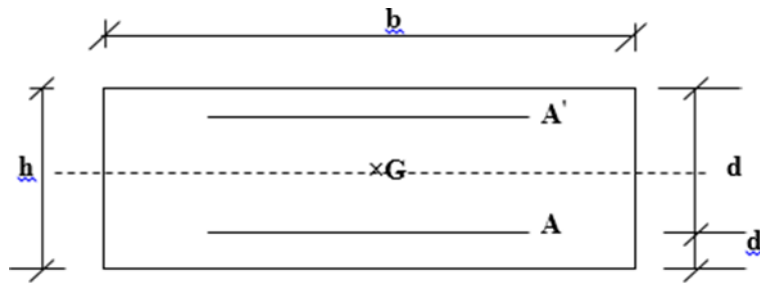


Figure III.3 : section de calcul d'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h - d' : Hauteur utile = 8 cm

a) Calcul des armatures a L'ELU :

• Calcul en flexion simple :

Le calcul se fait pour une bande de 1m. D'après le [BAEL-91] le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendues.

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.3 \text{ m}$$

$$M_{uA} = 90 + 303.75 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 99.113 \text{ kg.m/ml}$$

On applique les formules de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{cb}} \quad ; \text{ avec : } f_{cbc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{99.113 \times 10^4}{1000 \times 14.16 \times 80^2} = 0.011 < \mu = 0.392$$

$A' = 0$. Donc pas des armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha) = 8(1 - 0.4 \times 0.014) = 7.955 \text{ cm}$$

$$\text{Acier FeE500, } f_{c28} = 25 \text{ MPa, et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

$$A_s = \frac{M_A}{z_u \cdot \sigma_s} = \frac{99.113 \times 10^4}{79.55 \times 435} = 0.228 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.228 - \frac{303.75 \times 10^2}{435} = 0.47 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{500} = 0.773 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{min}$$

On adopte 2T8/ml = 1.01 cm²

- **Espacement :**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow [\text{BAEL-91 page 203}]$$

$$St \leq \min(30, 33\text{cm})$$

$$St \leq 30\text{cm} \text{ Donc on adopte un espacement } St = 15\text{cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A = \frac{AS}{4} = \frac{1.01}{4} = 0.25 \text{ cm}^2$$

On adopte $\phi 6 = 028, \text{ cm}^2$ avec un espacement de :

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) \text{ selon } [\text{BAEL-91 page 203}] \quad St < \min(40, 45\text{cm})$$

$$St \leq 40\text{cm} \text{ donc On adopte un espacement } St = 15\text{cm}$$

- **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1) :**

$$Nu = 1.5 Q = 150 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{Nu}{bd} = \frac{1500}{1000 \times 8} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

$\tau < \bar{\tau}$ Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

- **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm}$$

b) Calcul a L'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ et } (\overline{\sigma}_{st} \text{ est choisie en fonction de la fissuration})$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ avec :}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times z \times y_{ser}}{I} ; \quad \sigma_{st} = \frac{N_{ser} \times z \times (d - y_{ser})}{I} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{\eta \times N_{ser} \times z \times (d - y_{ser})}{I}$$

$\eta = 15$; c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

Y_{ser} : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

On a :

$$N_{ser} = 225 \text{ Kg}$$

$$M_{ser} = 60 \text{ Kg.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{225} = 0.27 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = Z + C \quad C = (h / 2) - e$$

$$C = (0,10 / 2) - 0,27 = -0.22 \text{ m}$$

Z ; est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante : $Z^3 + PZ + q = 0$

$$P = -3c^2 - \frac{(c-d') \times 6\eta \times A_{sc}}{b} + \frac{(d-c) \times 6\eta \times A_{st}}{b} \text{ Avec : } A_{sc} = 0$$

$$P = -3(-0.22)^2 + \frac{(0.08+0.22) \times 6 \times 15 \times 1.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.1425 \text{ m}^2$$

$$q = -3c^2 - \frac{(c-d)^2 \times 6\eta \times A_{sc}}{b} + \frac{(d-c)^2 \times 6\eta \times A_{st}}{b}$$

$$q = -3(-0.22)^2 - \frac{(0.08-0.22)^2 \times 6 \times 15 \times 1.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.1444 \text{ m}^3$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

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

$$\Delta = (-0.1444)^2 + \frac{4(-0.1425)^3}{27} = 0.0204 \text{ m}^6 ; \Delta > 0 \text{ donc :}$$

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta - q}) = 0.11436 \text{ m}^3$$

Calcul de (L) :

$$L = t^{1/3} = 0.5237 \text{ m}$$

Calcul de Z :

$$Z = L - \frac{p}{3L} = 0.6144 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } Y_{\text{ser}} = Z + C = 0.6144 + (-0.22) = 0.3944 \text{ m}$$

Calcul d'inertie (I) :

$$I = \frac{b \times (Y_{\text{ser}})^3}{3} + 5 [A_{\text{st}} (d - Y_{\text{ser}})^2 + A_{\text{sc}} \times (Y_{\text{ser}} - d)] \text{ avec : } A_{\text{sc}} = 0$$

$$I = \frac{1 \times (0.3944)^3}{3} + 5 [1.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.3944)^2] = 0.0204 \text{ m}^4$$

$$I = 0.0204 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{N_{\text{ser}} \times z \times y_{\text{ser}}}{I} = \frac{225 \times 10^{-5} \times 0.6144 \times 0.3944}{0.0204} = 0.03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{ MPa} \text{ Donc : condition vérifiée.}$$

• **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{N_{\text{ser}} \times z \times (d - y_{\text{ser}})}{I} = \frac{225 \times 10^{-5} \times 0.6144 \times (0.08 - 0.3944)}{0.0204} = 0.0213 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ce qui veut dire : } \overline{\sigma_{\text{st}}} = \min \left(\frac{2}{3} f_{\text{te}} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

Avec :

$$\eta = 1.6$$

$$F_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = -0.0213 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa. Donc : condition vérifiée.}$$

• Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.08} = 18.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min (2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.001875\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa. Donc : condition vérifiée.}$$

• Vérification de (ELS) :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.25} = 0.27 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.016$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times (d - \frac{h}{2}) + M_{ser} = 225 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) + 60 = 66.75 \text{ Kg.m} = 0.6675 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\overline{Z}_1 = d - \frac{y}{3} \quad \text{avec } Y = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 80 = 42.19 \text{ mm}$$

$$\overline{Z}_1 = 8 - \frac{4.2}{3} = 6.6 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \max (A_{st} - \frac{M_s}{\overline{\sigma}_{st}}; A_{min}) \text{ Donc : } A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

- **Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le **RPA (Art 6.2.3) Version 2003 et 2024 :**

Les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

RPA 99 / version 2003 :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0.15

C_p: facteur de force horizontal C_p = 0.8

W_p: poids propre de l'acrotère W_p = 2.25 KN

F_p: force horizontale pour les éléments

secondaires des structures. Il faut vérifier que:

$$F_p < 1.5Q$$

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 2.25 = 1.08 \text{ KN}$$

$$F_p = 1.08 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \text{ Donc : condition Vérifiée.}$$

RPA version 2024 :

$$F_p = A \times I \times S \times C_p \times (1 + 3h_k/H) \times W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0.15

I: coefficient d'importance I = 1

S: coefficient de site S = 1.10

C_p: facteur de force horizontal C_p = 0.8

W_p: poids propre de l'acrotère W_p = 2.25 KN

F_p: force horizontale pour les éléments

secondaires des structures. Il faut vérifier que:

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

$$F_p < 1,5Q$$

$$F_p = 0.15 \times 1 \times 1.10 \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 19.38) \times 2.25 = 0.03 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.04 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \text{ Donc : condition Vérifiée.}$$

Finalement les résultats :

Aprin = **2HA8/ml**

At = **4Ø6/ml**

On prend des armatures dans la zone comprimée son rôle est constructive :

Asec = **2HA8/ml**

At = **4 Ø6/ml**

Commentaire :

La force horizontale de calcul F_p obtenue par le **RPAV2024** est inférieure à celle de la **version 2003** parce que la formule a été modifiée dans la nouvelle version, où des nouveaux facteurs ont été utilisés.

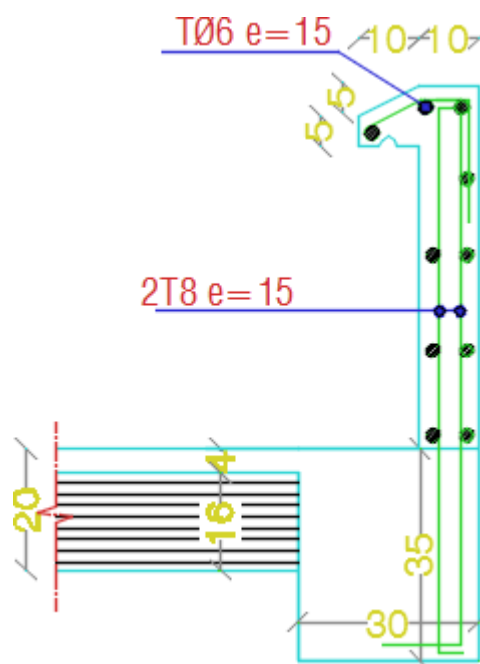


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les escaliers :

III.3.1. Introduction :

L'escalier est un élément de la structure permettant la communication entre les différents étages. Dans notre structure tous les escaliers sont du même type comportant une paillasse plus un palier.

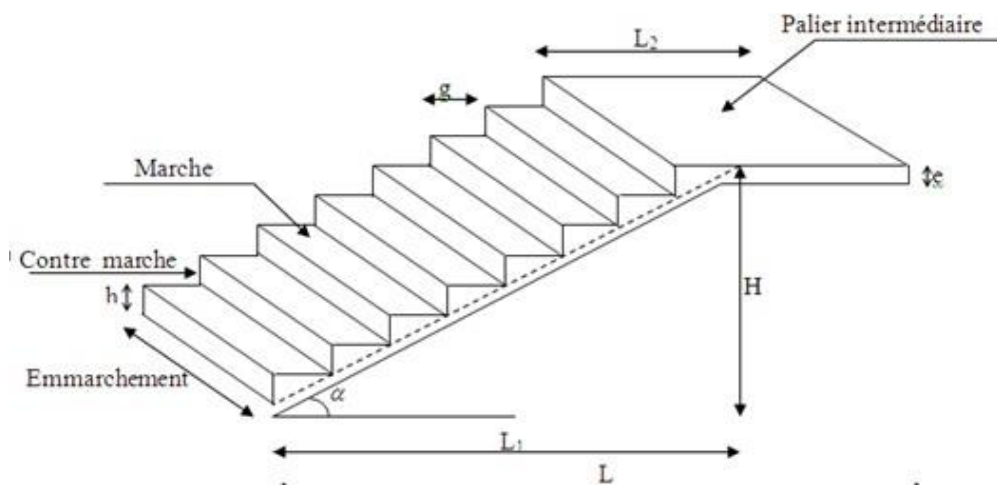


Figure III.5: Schéma Escalier.

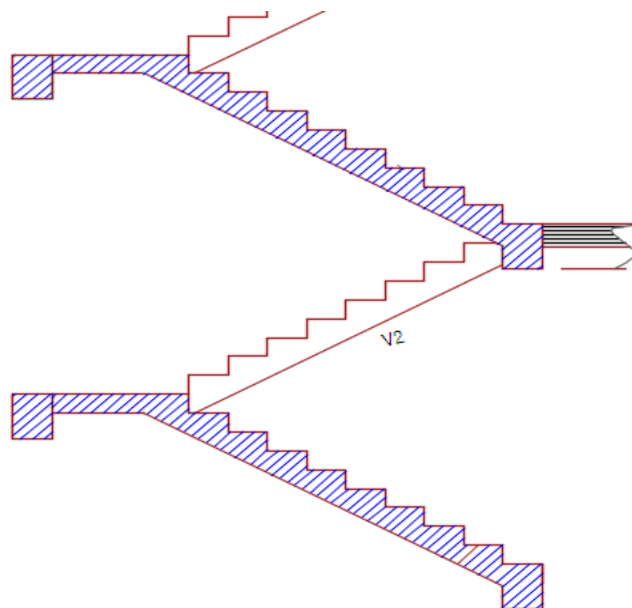


Figure III.6: Coupes vertical d'escalier.

III.3.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escalators...), c'est un élément non structural composé de gradins successifs Sur une dalle inclinée en béton armé.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H.
- L'embranchement (largeur utile) E.
- Son giron g.
- Sa hauteur de marche h.

Caractéristiques techniques :

Hauteur d'étage : $H=3.40\text{m}$

Giron : $g=30\text{ cm}$

Géométrie :

Un escalier doit être efficace est aussi facile que possible à monter et à descendre. Les proportions des escaliers respectent la relation de Blondel donnée par la double inégalité :

On a : $59 < 2h+g < 66$; Donc : $14,5 < h < 18$.

g : Giron ou largeur de la marche varie de 22 à 33 cm

h : Hauteur ou contremarche varie de 14cm à 18cm.

Pour : $h= 18\text{ cm}$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{3.40}{18} = 18$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

On aura 18 contre marche entre chaque étage 9 contre marche.

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

n : Nombre de marche.

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H'}{h'}$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 1.7 \Rightarrow H' = 153 \text{ cm}$$

$$L = (n - 1) \times g \Rightarrow L' = (9 - 1) \times 30 \Rightarrow L = 240 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.2^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = \frac{1.53}{\sin \alpha} ; L = 2.9 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{290}{30} < e < \frac{290}{20}$$

Donc : $10.63 < e < 15.5 \Rightarrow$ Choix $e = 15 \text{ cm}$.

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse. **$e = 15 \text{ cm}$**

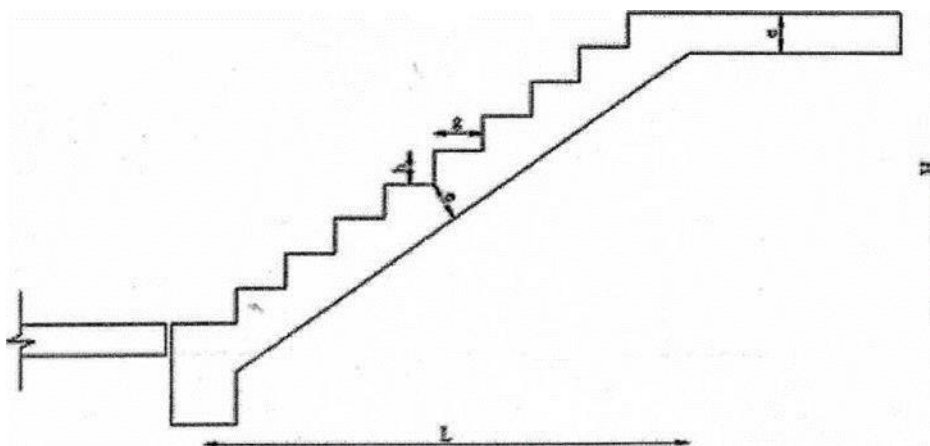


Figure III.7 : Coupe verticale d'escalier

III.3.3. Charges et surcharges :

- **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

On déterminera le ferrailage pour une bande de 1m de largeur. Le tableau suivant illustre les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service (RDC et étage courant).

Tableau III.1 : les charges des escaliers.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Palier	6.64	2.50	12.71	9.14
Paillasse	9.57	2.50	16.67	12.07

Le chargement à l'état limite ultime et l'état limite de service est représenté sur les figures suivantes :

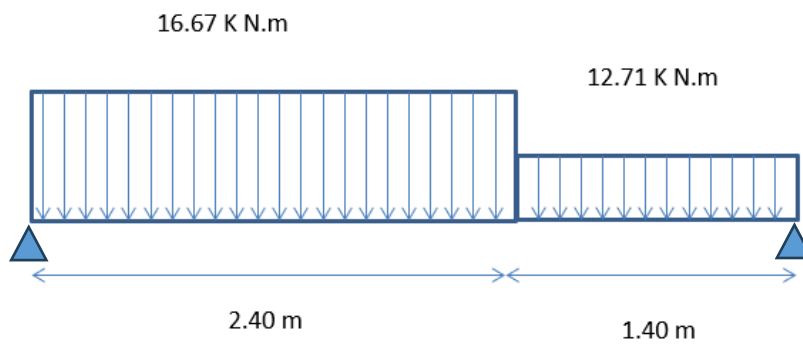


Figure III.8 : Schéma statique des escaliers à ELU.

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

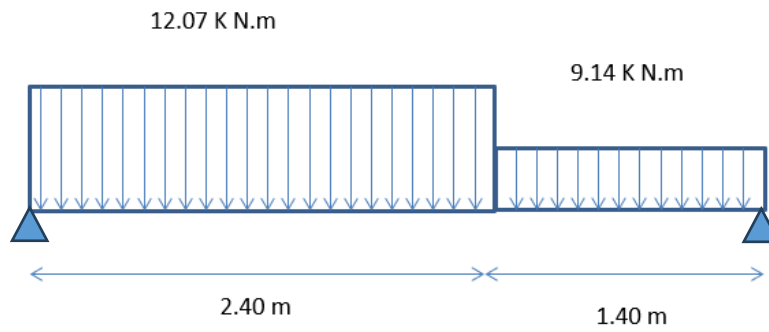


Figure III.9 : Schéma statique des escaliers à ELS.

- **Charge équivalente :**

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L_i$$

E.L.U:

$$q_{eu} = \frac{(16.67 \times 2.40)(12.71 \times 1.40)}{(2.40 + 1.40)} = 15.21 \text{ KN/ml}$$

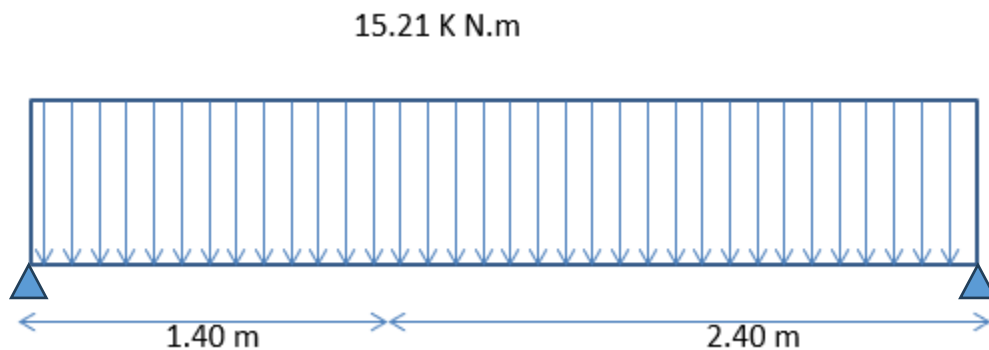


Figure III.10 : Schéma des efforts équivalents à ELU aux escaliers.

E.L.S:

$$q_{eu} = \frac{(12.07 \times 2.40)(9.14 \times 1.40)}{(2.40 + 1.40)} = 11 \text{ KN/ml}$$

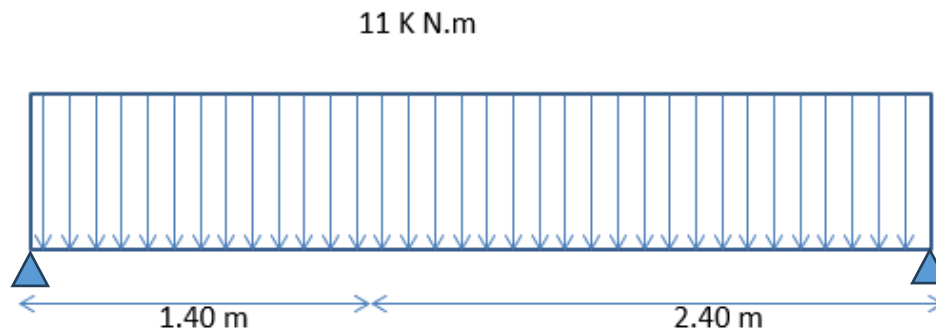


Figure III.11 : Schéma des efforts équivalents à ELU aux escaliers.

Calcul des moments et efforts tranchants max :

$$\text{Moment} = \frac{Q L^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant} : \frac{Q L}{2}$$

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Il se fait en considérant généralement un encastré partiel des escaliers au niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

- Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$
- Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III.2 : Le calcul des moments et efforts tranchants des escaliers.

Etat	M(isostatique) (KN.m)	Moment(travée) (KN.m)	Moment(appui) (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	27.45	23.33	13.73	28.9
ELS	19.86	14.33	9.93	20.9

III.3.4. Calcul du ferrailage :

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

Données du ferrailage :

$b = 100\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$.

- **Ferrailage longitudinal :**

- **Sur appuis** $M_a = 13.73 \text{ KN.m}$:

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.73 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.057$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0,057)}] = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.97$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.73 \times 10^6}{0.97 \times 130 \times 435} = 250.30 \text{ mm}^2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7T14 $\Rightarrow A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{500} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$A_s = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.26 \text{ cm}^2$ Donc : condition vérifiée

Les sections adoptées sont supérieures à A_{min} on peut donc les conserver.

- **En travée** $M_t = 23.33 \text{ KN.m}$:

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.33 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.097 < 0.392$$

$A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0,097)}] = 0.127$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.948$$

III.4. Les planchers :

III.4.1. Introduction :

Un plancher est une surface horizontale d'un bâtiment qui support les charges et les activités des occupants, est assurent la séparation des étages entre eux. Il peut être réalisé avec divers matériaux (béton, bois, acier, etc....), Et avoir différentes structures (plancher plein, a corps creux, etc...).

Plancher corps creux :

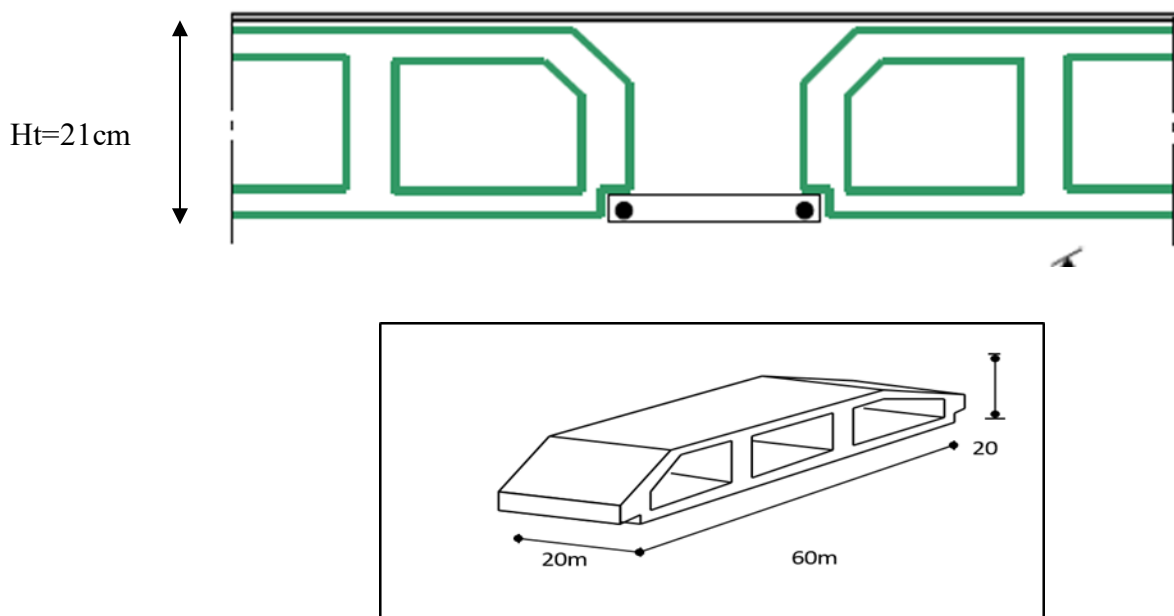


Figure.III.13 : Dimensions en plan du corps creux.

III.4.2. Méthode de calcul :

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée, et des actions appliquées peut être amené à calculer :

- Soit en poutre isostatique par la RDM.
- Soit en poutre hyperstatique par la méthode de Caquot et la méthode forfaitaire.

- **Méthode forfaitaire :**

Domaine de validité de la méthode forfaitaire :

-Selon [BAEL 91] chapitre [12 ; 13].

-Selon euro code article [2-5 ; 3-4].

Cette méthode est applicable lorsque :

-Les charge d'exploitation sont modérées, c'est-à-dire : $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5\text{KN/m}^2$.

-Les moments d'inertie des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes (b, h, b₀, h₀, pour les travées).

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle de ses revêtements.

-Les portées successives sont comprises entre **0,8** et **1.25**.

Dans le cas où une seule de ces conditions n'est pas satisfaite, on applique la méthode de Caquot.

- **Méthode de Caquot :**

Cette méthode est appliquée initialement pour les poutrelles non solidaires des poteaux, elle a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaire des poteaux.

Elle est basée sur la théorie générale des poutres continues et poutres à moment d'inertie dans les différentes travées non solidaires des poteaux.

Domaine de validité de la méthode Caquot :

Cette méthode est applicable lorsque :

- Planchers a charge d'exploitation relativement élevée : $Q_B > 2G$ ou $Q_B > 5\text{kn/m}^2$.

- l_w et l_e Représentant les portées libres respectivement à gauche et à droite de l'appui considère l' représente la portée réduite d'une travée (égale à 0.8 l sauf pour une travée de rive ou $l'=L$). La valeur du moment sur un appui particulier ne dépend que des travées situées à gauche et à droite de l'appui.

- Si les différentes travées en continuité ont la même inertie a lors :

$$M_i = - \left(\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} + \frac{k_w p_w l'_w{}^2}{(l'_w + l'_e)} + \frac{k_e p_e l'_e{}^2}{(l'_w + l'_e)} \right)$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

- Les moments en travées sont obtenus en considérant la travée indépendante de longueur l en rajoutant les moments sur appui.
- Sur une travée particulière, la présence ou non de la surcharge d'exploitation doit être envisagée de manière à produire l'effet recherché le plus défavorable.
- Les différentes charges étant affectées du coefficient de pondération correspondant à l'état limite considéré.

❖ Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, supportant les charges et les moments dans une construction. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

$$b_1 = b - b_0$$

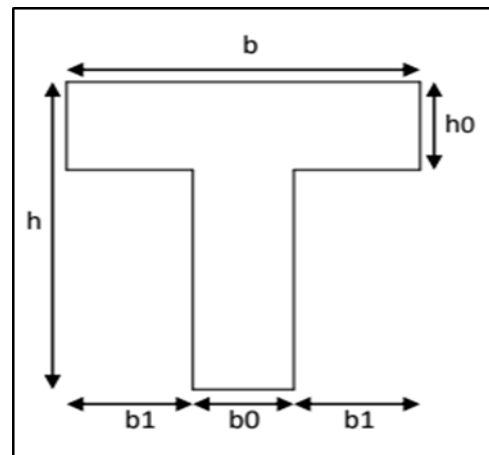


Figure III.14 : Schéma poutrelles

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

On a :

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} < \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \longrightarrow b < 2 \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 600 \text{ cm}; L_y = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 < \min\left(\frac{60}{2}; \frac{400}{10}\right) = 30 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 30 + 12 = 72 \text{ cm}.$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

→ $b = 72 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $b_1 = 30 \text{ cm}$; $h_t = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$.

✓ Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

-A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ $p_u = 0,60 \times q_u$

-A l'ELS : $q_s = G + Q$ $p_s = 0,60 \times q_s$

Tableau III.3 : Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (kN/m ²)	P_u (kN/ml)	q_s (kN/m ²)	P_s (kN/ml)
Terrasse inaccessible	5.83	1	9.37	5.62	6.83	4.09
Etage d'habitation	5.5	1.5	9.67	5.80	7	4.2

✓ On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

Type : poutrelles à 4 travées.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

➤ 1ere étape de calcul :

Avant le coulage :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considéré comme une poutre simplement appuyée.

- **La poutrelle support :**
 - Son poids propre.
 - Le corps creux.
 - La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{kN/m}^2$
- **Évaluation des charges et surcharges :**
 1. **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle $G = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

Poids du corps creux

$$G = 0,60 \times 0,16 \times 14 = 1.344 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1.49 \text{ kN/ml}$$

2. Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,60 \rightarrow Q = 0,60 \text{ kN/ml}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 2.91 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,09 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des Moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.91 \times 6^2}{8} = 13.095 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2.09 \times 6^2}{8} = 9.405 \text{ kN.m}$$

Ferraillage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 13.095 \text{ kN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; h = 5 \text{ cm} ; d = 4.5 \text{ cm} ;$$

$$f_{bc} = 14.16 , \mu = 3.80$$

$$\mu_u = 3.80 \geq \mu_r = 0.391 \rightarrow A_s' \neq 0$$

Les aciers comprimés sont indispensables. Il est nécessaire de soutenir la poutrelle en la fixant par des étalements verticaux espacés d'un mètre, afin de supporter les charges avant et pendant le coulage, sans qu'elle ne se déforme.

$$L_{max} = 1.00 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{2.91 \times 1^2}{8} = 0.363 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0.363 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14.16} = 0.105 < \mu_r = 0.391 ; A_s' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.138 \\ Z = 42.516 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{0.363 \times 10^6}{42.516 \times 347.82} = 0.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10 \longrightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

➤ 2ème étape :

Après le coulage de la table de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- **Charges permanentes et les charges d'exploitation :**

Poids propre du plancher :

-Etage courant : $G = 5.5 \times 0.72 = 3.96 \text{ kn/ml}$.

-terrasse inaccessible : $G = 5.83 \times 0.72 = 4.19 \text{ kn/ml}$.

Surcharges d'exploitation :

- -Etage courant à usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.72 = 1.08 \text{ kn/ml}$.

-Terrasse non accessible : $Q = 1 \times 0.72 = 0.72 \text{ kn/ml}$.

Les combinaisons de charges :

Tableau III.4 : combinaisons de charges.

Plancher	ELU ($1.35G + 1.5Q$) (KN/ml)	ELS ($G + Q$) (KN/ml)
Etage courant	6.96	5.04
Terrasse inaccessible	6.74	4.91

Remarque : pour nos calculs, on prend le cas le plus défavorable (plancher à usage d'habitation).

III.4.3. Choix de la Méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Élément finis (ETAPS 22.3).

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

Calcul des efforts internes

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

Méthode utilisée : élément finis (ETAPS22.3)

➤ **Poutrelle à sept travées et à 8 appuis :**

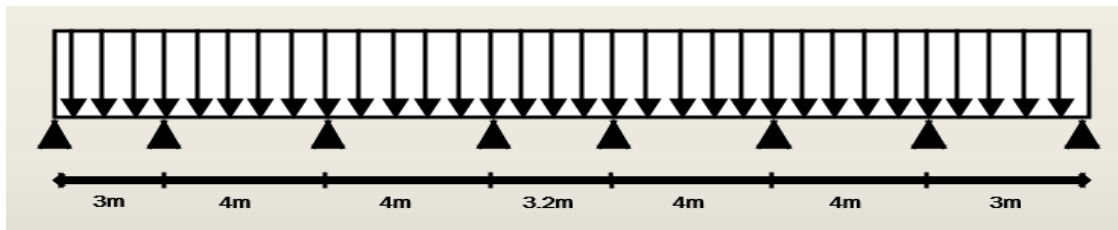


Figure III.15 : Poutrelle à sept travées et à 8 appuis.

• **Diagrammes des Moments :**

ELU :



Figure III.16 : diagramme de moment fléchissant à ELU.

ELS :

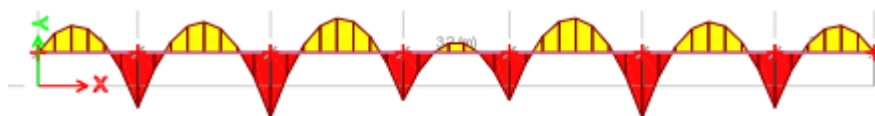


Figure III.17 : diagramme de moment fléchissant à ELS.

- Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

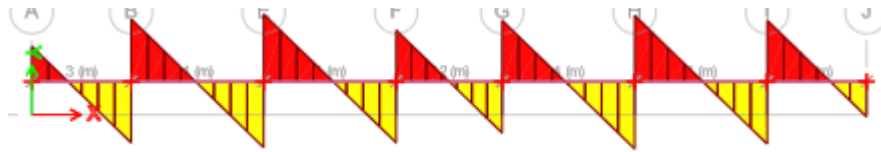


Figure III.18 : diagramme d'effort tranchant à ELU.

ELS :

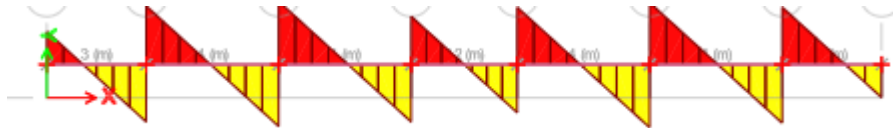


Figure III.19 : diagramme d'effort tranchant à ELS.

➤ Poutrelle à 2 travées et à 3 appuis :

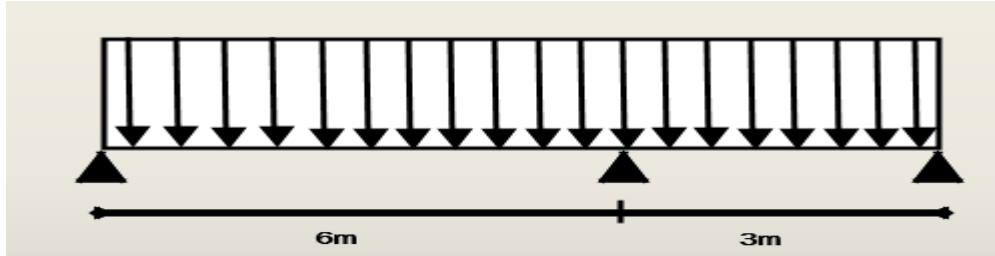


Figure III.20 : Poutrelle à deux travées et à 3 appuis.

- Diagrammes des Moments :

ELU :



Figure III.21 : diagramme de moment fléchissant à ELU.

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

ELS :



Figure III.22 : diagramme de moment fléchissant à ELS

- Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



Figure III.23 : diagramme d'effort tranchant à ELU.

ELS :

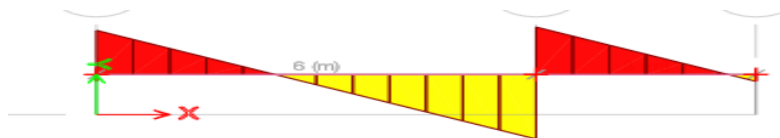


Figure III.24 : diagramme d'effort tranchant à ELS.

III.4.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Condition1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au Plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 $Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$

Terrasse :

$$Q = 0.74 \text{ kN/m}^2 < \{2 \times 3.96 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

$$Q = 0.74 \text{ kN/m}^2 < \{7.92 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes

Travées $\rightarrow \text{CNV}$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

Condition 3 :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25 \rightarrow 0.8 < 1.53 < 1.25 \rightarrow \text{CNV}$$

Condition 4 :

La fissuration est non préjudiciable $\rightarrow \text{cv}$

$\rightarrow$ La méthode forfaitaire n'est pas vérifiée alors on utilise la méthode de Caquot.

• Vérification la condition d'application de la méthode Caquot :

$$Q = 0.72 \text{ kN/m}^2 < \{2 \times 5.80 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

$$Q = 0.72 \text{ kN/m}^2 < \{11.6 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

a) Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres travées on les a généralisées par le même calcul. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

• ELU :

$$M_{lu \text{ max}} = 8.30 \text{ kN.m}$$

$$M_{au \text{ max}} = -13.90 \text{ kN.m}$$

• ELS :

$$M_{t \text{ ser max}} = 6.1 \text{ kNm}$$

$$M_{a \text{ ser max}} = -10.55 \text{ kNm}$$

Ferrailage en travée :

$$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 72 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 0.9h = 18.9 \text{ cm}$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 83.65 \text{ kN.m}$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

On a :

$$M_{tu} \max = 8.30 \text{ kN.m} < M_{tab} = 13.90 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression la section en Te à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension (bxh).

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.5 : calcul de ferrailage.

	MU	μ	α	Z (cm)	As'	As (cm ²)	Le choix	As _{adopté} (cm ²)
Travée	8.30	0.020	0.03	189.10	0	1.16	3HA10	2.36
Appuis	13.90	0.035	0.043	185.63	0	1.78	3HA10	2.36

➤ Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

• Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(2.36 \text{ cm}^2; 1.3 \text{ cm}^2) = 2.36 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10.

• Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est à dire : $Tu_{max} = 16.74 \text{ KN}$.

On vérifie si : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau}_{u_{min}} = \{0.1f_{c28}; 5 \text{ MPA}\} = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{\tau_{u_{max}}}{bd} = \frac{16.47 \times 10^3}{720 \times 189} = 0.121 \text{ MPA} \leq 2.5 \text{ MPA} \rightarrow CV$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

➤ Au voisinage des appuis :

• Appui de rive :

- Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{Tu}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $Tu=9.89$ KN.

$$\sigma_b = \frac{Tu}{0.9b_0d} = \frac{9.89 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.484 \text{MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7 \text{MPa} \rightarrow \text{verifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$As = 2.36 \text{cm}^2 > \frac{Tu - \frac{Mu_a}{0.9d}}{\sigma_s} = -0.14 \text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

• Appui intermédiaires :

- Vérification de la compression du béton :

Avec : $Tu=16.43$ kN.

$$\sigma_b = 0.804 \text{MPa} \leq 7 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$As=2.36 \text{cm}^2 > -0.14 \text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

b) Vérifications à l'ELS :

$$M_{tser \max} = 6.1 \text{ kNm}$$

$$M_{aser \max} = -10.55 \text{ kNm}$$

• vérification des contraintes d'armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de Louverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

• Vérification des contraintes du béton :

Soit (y) la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprime. La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance (y) de l'axe neutre :

- Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} < \overline{\sigma_{st}}$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n AS' (y - c') - n As (d - y) = 0$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A s' (y - c') + n A s (d - y)^2$$

Tableau III.6 : Contrainte du béton.

	Mser	As(cm ²)	AS'	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Condition
Travée	6.1	2.36	0	0.5	18	155.30	250	vérifiée
Appuis	10.55	2.36	0	0.6	18	197.2	250	vérifiée

• Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = 0.035 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \frac{As}{b.d} = 0.0017 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10.Mo} \quad \frac{h}{L} = 0.035 < \frac{Mt}{10.Mo} = 0.07 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Deux conditions n'étant pas satisfaites, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } f = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5.00\text{m.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L \leq 5.00\text{m.}$$

$$\text{Donc : } f = 1.1 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie de la section homogène «I0» :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15.As \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15As' \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

- Calcul des moments d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_{iu}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b.d} \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s.d}$$

Tableau III.7 : calcul de la flèche.

Mser (KN.m)	As	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I0 (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
6.1	2.36	0.0105	139.98	4.3	1.85	0.47	58063.82	19516.05	30415.55

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 1100(f_{c28})^{1/3} = 3216.42 \text{ MPA.}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPA.}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}.l^2}{10E_i I_{fi}} = 0.249 \text{ cm.}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}.l^2}{10E_v I_{fv}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.20 \leq \bar{f} = 1.1 \text{ cm.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Calcul des armatures transversal et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversal est de type haute adhérence de nuance FeE500.

$$\text{Selon C.B.A.93 : } \begin{cases} \frac{A_t}{b \cdot s_t} \geq \frac{T_u - 0.3 f_{tj} K}{0.9 f_e} & K = 1 \quad \text{Art A5.1.2.3} \\ s_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) & \text{Art A 5.1.2.3} \\ \frac{A_t}{s_t} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right) & \text{Art A5.1.2.3} \end{cases}$$

$$\text{RPA : } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \text{zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(0.6\text{cm}, 1\text{cm}, 1.2\text{cm}).$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

$$\text{Selon le C.B.A.93 : } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.004\text{cm} \\ S_t \leq 17.01 \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.0108\text{cm} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.0036\text{cm}$$

$$S_t \leq 5.25\text{cm} \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq 10.5\text{cm} \dots \dots \text{zone courante}$$

• **Choix d'armatures :**

$$A = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_l^2}{4} = 0.56\text{cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi 8$.

• **Choix d'espacement :**

$S_t = 5\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale.}$

$S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone courante.}$

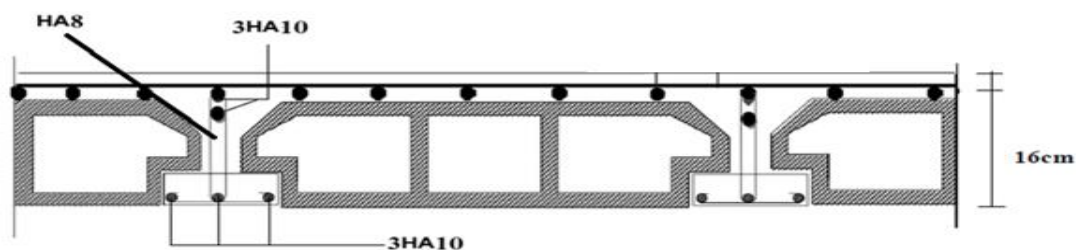


Figure III.25 : Plan de ferrailage du plancher.

❖ Ferrailage de la dalle de compression

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

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

- $L1$: Distance entre axes des poutrelles
- $A1$: Armatures perpendiculaires (AP)
- $A2$: Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A2 = \frac{A1}{2} \quad \left\{ \begin{array}{ll} 50 \leq L1 \leq 80\text{cm} & \longrightarrow A1 = \frac{4 \times L1}{Fe} \\ L1 \leq 50\text{cm} & \longrightarrow A1 = \frac{200}{Fe} \end{array} \right.$$

$Fe = 500 \text{ MPa}$ (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 20 \text{ cm}$

on obtient $\rightarrow A1 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2$

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

- **Armatures de répartition :**

$$\frac{A1}{4} < A2 < \frac{A1}{2} = 0.125 < A2 < 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 20 \text{ cm}.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

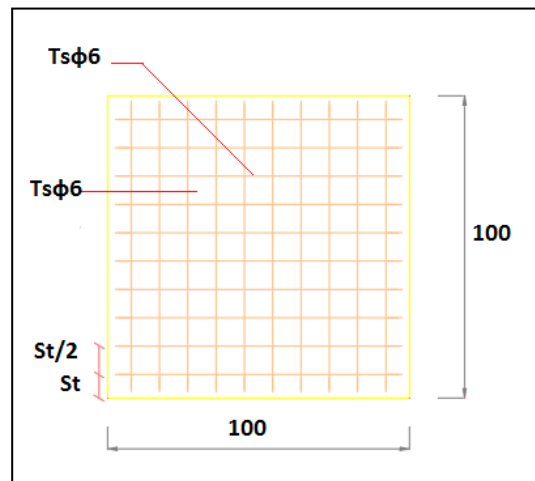


Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.5. Balcon :

III.5.1. Définition :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, il est constitué d'une dalle pleine, il est soumis à des charges permanentes dues à son poids propre.

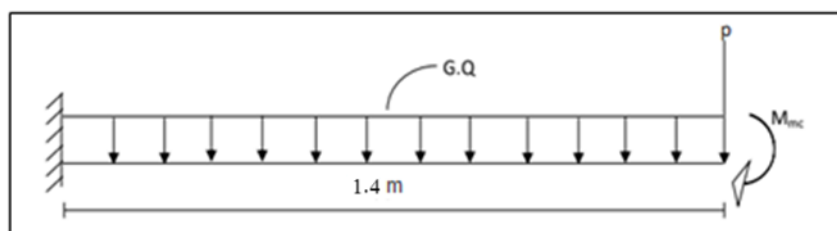


Figure III.27 : schéma statique de balcon.

III.5.2. Evaluation des charges

- Charge d'exploitation

$$Q=3.5 \text{ kN/m}^2$$

- Charge permanentes

Charge du balcon

Tableau III.8: évaluation des charges de balcon.

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charges (kn/m ²)
1	Mortier de pose	0.02	22	0.44
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
4	carrelage	0.20	22	0.44
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
G=5.35 KN/m².				

- **Charge concentrée du garde-corps :**

Tableau III .9 : charges permanentes du panneau

Poids du mur (brique e=10cm)	$9 \times 0.1 = 0.9$
Enduits de ciment (2×2cm)	$0.04 \times 18 = 0.72$
	p = 1.62 kN/m²

Pour une bande de 1m $\longrightarrow$ $P \times 1m = 1.62 \text{ kN/ml}$

Combinaison des charges

- **Charge réparties G et Q :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ kN/ml}$

- **Charge concentré :**

ELU : $p_u = 1.35p = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN/ml}$

- ELS : $p_s = p = 1.62 \text{ kN}$

-Moment due à la main courante :

$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1.4 = 1.4 \text{ kNm}$

Tableau III.10: combinaison des charges.

	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
q	12.47	8.58
P	2.18	1.62
M_{mc}	1.4	1

III.5.3. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

-Moment fléchissant $\rightarrow M_u = - \left(\frac{q}{2} L^2 + F.L + M_c \right)$

-Effort tranchant $\rightarrow T = ql + F$

Tableau III.11 : combinaison des charges.

	ELU	ELS
M(kN.m)	16.67	11.67
T (kN)	20.88	14.49

III.5.4. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d=13.5\text{cm}$;

$f_e = 400\text{MPa}$

$\mu = 0.064 \leq \mu_u = 0.391$

$\alpha_u = 0.082$

$Z_u = 130.57$

$A_u = 3.67\text{cm}^2$.

Tableau III.12 : calcul de ferrailage.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A_s' (cm ²)	α	Z	A_s calculé (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)	Esp (cm)
16.67	0.041	oui	0	0.082	130.57	3.67	7T10	5.50	14

➤ Vérification

• Espacement :

$$St \leq \min \begin{cases} (3h ; 33\text{cm}) & \text{pour une charge répartie} \\ (2h ; 22\text{cm}) & \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} (33\text{cm}) \\ (22\text{cm}) \end{cases} \longrightarrow St = 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \quad 1.375 \text{ cm} \leq A_r \leq 2.75 \text{ cm}$$

Le choix est de: **4T8** = 2,01cm² ; avec : St=25cm

• Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} \quad \text{avec ;} \quad A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2$$

$$A_s = 5.5\text{cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau u}$

$$\overline{\tau u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable}$$

$$\tau u = \frac{\tau_{\max}}{bd} = \frac{20.88 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.154 \text{ MPa}$$

$$0.154 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

• Vérification de l'E.L.S

- Vérification des contraintes du béton :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier les deux conditions :

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

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

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Tableau III.13: tableau des données.

B(cm)	h(cm)	d(cm)	d'(cm)	F _{c28}	Fe	F _{t28}	F _{bc}	n
100	15	13.5	1.5	30	500	2.4	17	15

Tableau III.14: tableau des résultats

M _{ser}	As	As'	y	I	σ _{bc}	σ _{bc}	Condition
11.67	5.50	0	3.96	9578.42	3.73	15	vérifier

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 11.67 \times (135 - 39.6) \times 10^6}{9578.42} = 174.34 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max \left(0.5 f_e, e 110 \sqrt{n} \times f_{tj} \right) \right) = 250 \text{ MPa}$$

σ_{st} < σ_{st}..... Condition Vérifiée.

• Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = 0.107 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{A_s}{b.d} = 0.004 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10.Mo} \quad \frac{h}{L} = 0.125 > \frac{Mt}{10.Mo} = 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

Le balcon sera ferrailé comme suit

- Armateurs principaux : 7T10 ($A = 5.5 \text{ cm}^2$)
- Armateurs de répartition : 4T8 ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

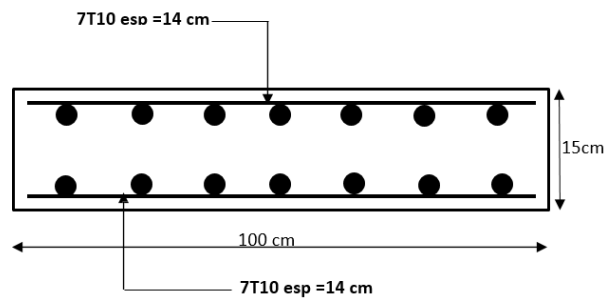


Figure III.28: Schéma de ferrailage de balcon.

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1. Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques en vigueur.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériens. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être exécuté de deux manières :

- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

• Conditions d'application de la méthode statique équivalente RPA99/V 2003 :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
 - b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, en outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
- Zone I : tous groupes.

Chapitre 4 : Etude sismique

- Zone II :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente RPA V 2024 :**

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zone (IV, V, VI).
- Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1), la condition complémentaire indiquée au tableau (4.1) RPA V 2024.

Tableau IV.1 : conditions d'application de la méthode statique équivalent.

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
Zone I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
Zone III et IV	$\leq 3 \text{ niveau}$ Et $\leq 11m$	$\leq 5 \text{ niveau}$ Et $\leq 17m$	$\leq 7 \text{ niveau}$ Et $\leq 23 m$	(*)
Zone V et VI	$\leq 2 \text{ niveau}$ Et $\leq 8 m$	$\leq 3 \text{ niveau}$ Et $\leq 11m$	$\leq 5 \text{ niveau}$ Et $\leq 17m$	$\leq 5 \text{ niveau}$ Et $\leq 17m$
Nota : (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveau ou de hauteur.				

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec } \dots \dots (4 - 14) \quad (1)$$

Où N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Selon RPA99 version 2003 :

On utilise la méthode suivante

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.1 Analyse spectrale :

- Utilisation des spectres de réponse :

La méthode la plus couramment adoptée dans l'ingénierie sismique pour représenter l'action d'un séisme sur une structure repose sur l'utilisation du **spectre de réponse**. Cette approche s'appuie sur l'assimilation d'une structure réelle à un système d'oscillateurs à un ou plusieurs degrés de liberté. La réponse dynamique d'un tel système, lorsqu'il est soumis à une accélération au sol, dépend principalement de deux paramètres fondamentaux :

- la pulsation propre (ω) ou la période propre (T),
- et le coefficient d'amortissement (ζ).

Chapitre 4 : Etude sismique

À partir d'un accélérogramme donné, il est possible de déterminer la réponse maximale (en déplacement, vitesse ou accélération) d'un oscillateur amorti en fonction de sa période propre. En faisant varier cette période, on trace la courbe des réponses maximales obtenues, ce qui constitue le spectre de réponse. Cette courbe permet une évaluation directe de la demande sismique maximale en fonction des caractéristiques dynamiques de la structure considérée.

Définition normative de l'action sismique : spectre de calcul

Dans le cadre du dimensionnement parasismique, les normes techniques (telles que l'Eurocode

- définissent l'action sismique sous la forme d'un spectre de calcul. Ce spectre est dérivé du spectre de réponse élastique, modifié pour tenir compte :

- de l'intensité sismique de la zone géographique,
- des conditions locales du sol,
- du taux d'amortissement équivalent de la structure (généralement 10 %),
- et de la ductilité structurelle, traduite par un facteur de comportement q .

Le spectre de calcul est donc une représentation simplifiée mais conservatrice de l'action sismique, intégrant des coefficients de sécurité et des hypothèses de comportement inélastique. Il permet d'estimer les efforts internes et les déplacements globaux induits par le séisme, tout en garantissant un niveau de sécurité structurelle conforme aux exigences réglementaires.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- **Représentation graphique du spectre de réponse :**

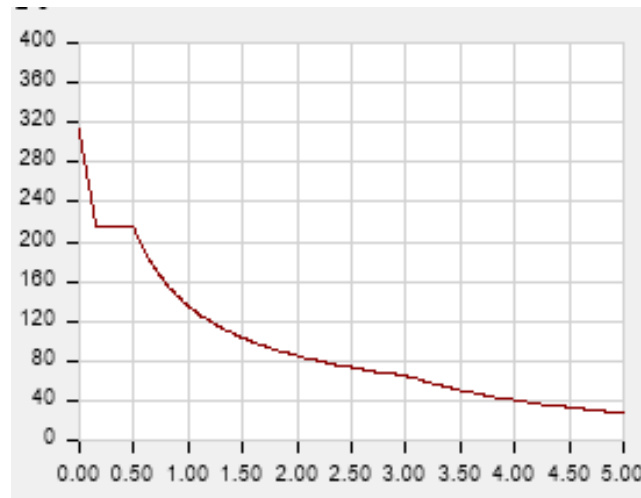


Figure IV.1 : représentation graphique Spectre de réponse.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par les " **RPA99 version 2003** " est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments.) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$

IV.3.2. Calcul de la force sismique a la base :

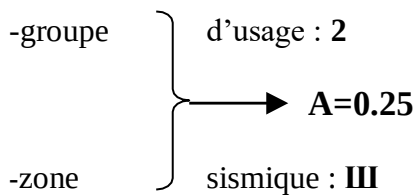
La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

Groupe d'usage 2 : ouvrage courant d'importance moyenne, bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

A : coefficient d'accélération de zone.



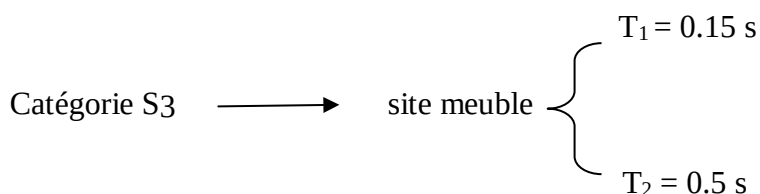
D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

(η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T_2}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de **RPA99/version 2003**.



Chapitre 4 : Etude sismique

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0,763.$$

Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0.05$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **4.6 (R.P.A99)**.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 20.4 \text{ m.}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} D_X = 25.2 \text{ m} \\ D_Y = 18.9 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow T = C_t \times h_n^{3/4} = 0.05(20.4)^{3/4} = 0.479 \text{ s., dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $T_x = 0.09 \frac{20.4}{\sqrt{25.2}} = 0.365 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y-y) $T_y = 0.09 \frac{20.4}{\sqrt{18.9}} = 0.422 \text{ sec}$

- Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

Chapitre 4 : Etude sismique

1.3 $T_{\text{empirique}} = 0.622s \geq T_{\text{analytique}} = 0.436s$ pour le modèle finale (avec voiles).

d'après (A.R.T4.2.4) on a : $T = T_{\text{analytique}} = 0.436s$

- Calcul de D :

$$T = 0.436s \text{ et } T_2 = 0.5s$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta = 1.907$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 V2003** en fonction du système de contreventement.

On a choisi un **R= 3.5 (système voiles porteurs)**

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité **de** la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV.2: Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Pq xx	Observée (o/n)	Pq yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

- $Q//xx = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.1+0+0) = 1,25$.
- $Q//yy = 1 + (0.05+0.05+0.1+0+0+0) = 1,25$.

- **Méthode dynamique modale spectrale :**

L'analyse modale spectrale constitue une approche dynamique permettant de représenter de manière plus fidèle le comportement d'une structure face à un séisme, en comparaison avec la méthode statique équivalente. Elle est particulièrement adaptée aux structures à **géométrie complexe, irrégulières**, ou ne répondant pas aux critères d'application du calcul statique définis par le **RPA99 version 2003**.

Dans le cas des structures **symétriques**, l'analyse s'effectue séparément selon les deux axes de symétrie. Pour les **structures asymétriques**, il est nécessaire de mener l'étude indépendamment selon les deux directions principales.

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque **mode propre de vibration**, les **effets maximaux** induits par l'action sismique, en s'appuyant sur un **spectre de réponse** défini par le règlement.

IV.3.3 généralités sur logiciel ETAB-22 :

ETABS 22 est un logiciel pour l'analyse et le dimensionnement des structures de bâtiments. Il offre une solution intégrée pour la modélisation 3D, l'analyse statique et dynamique, ainsi que le calcul selon les normes internationales. Grâce à ses performances accrues, son interface intuitive et ses outils avancés, ETABS 22 est particulièrement adapté aux structures complexes et aux études parasismiques.

IV.3.4.Résultats de l'analyse sismique :

IV.3.4.1. Modèle initial :

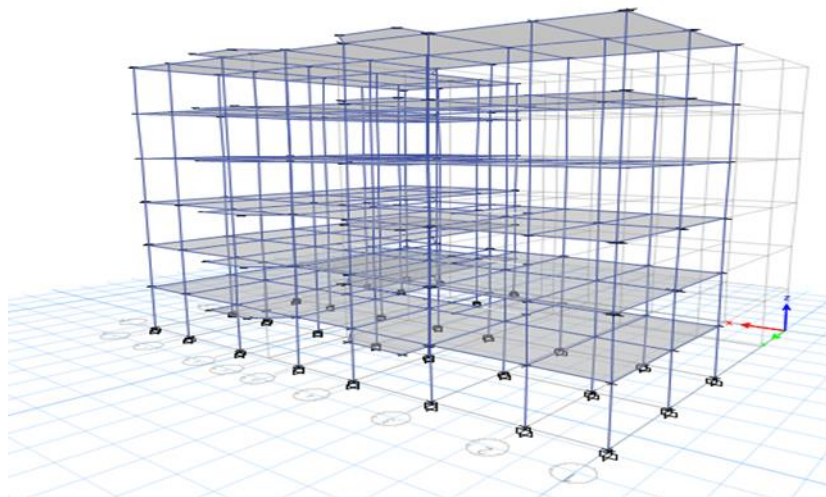


Figure IV.2 : vue en 3D.

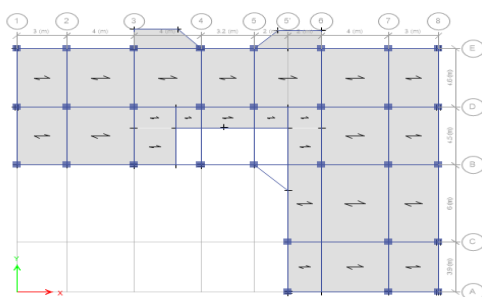


Figure IV.3 : vue en plan du plancher

RDC+ étage courant

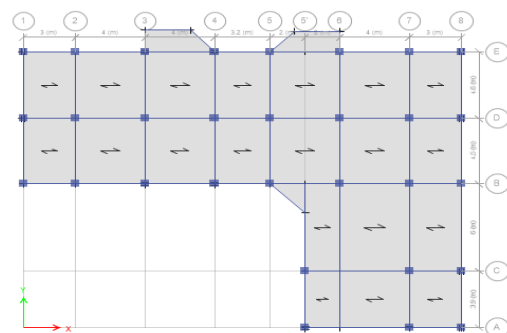


Figure IV.4 : vue en plan de la terrasse.

- **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

- Une période fondamentale :
- $T_{fx} = 0.79 \text{ s}$
- $T_{fy} = 0.76 \text{ s}$

- Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.3 : Participation massique du modèle initial.

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.797	0.0112	0.0012	0	0.8112	0.0012	0
2	0.765	0.0012	0.6149	0	0.8124	0.8161	0
3	0.717	0.0001	1935E-05	0	0.8125	0.8161	0
4	0.25	0.1069	0.0001	0	0.9194	0.8162	0
5	0.241	0.0001	0.1052	0	0.9195	0.9215	0
6	0.226	6984E-07	0.0002	0	0.9195	0.9216	0
7	0.136	0.0425	2433E-05	0	0.962	0.92187	0

Chapitre 4 : Etude sismique

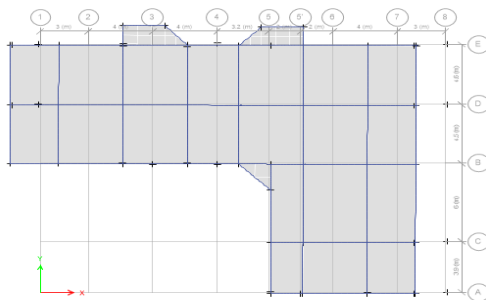
- **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :**

Périodes de vibration et taux de participation des masses modale :

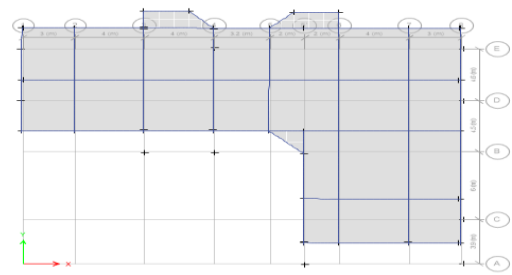
Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau IV2 donne la participation massique pour chaque mode 1

Ces résultats montrent que :

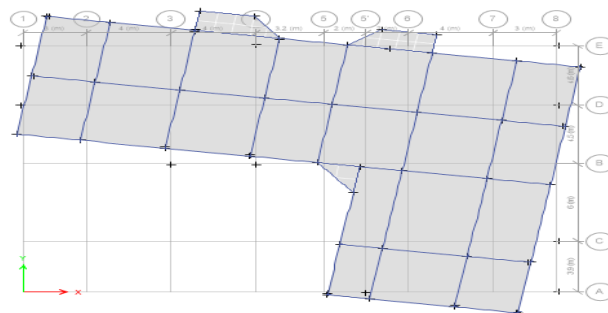
- Le premier mode translation parallèlement à X-X.
- Le deuxième mode translation parallèlement à Y-Y.
- Le troisième mode une rotation.



Mode1.



Mode2.



Mode 3.

Figure IV.5 : les modes de déformation.

IV.3.4.2. Modèle final :



Figure IV.6 : vue en 3D.

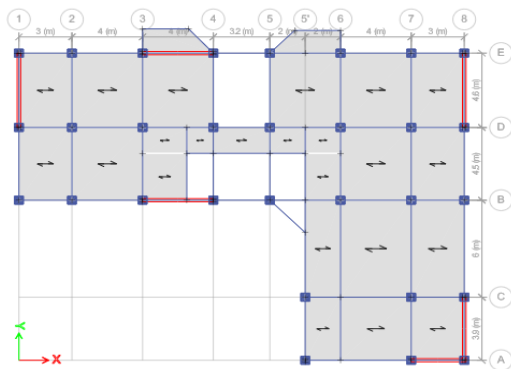


Figure IV.7 : vue en plan du plancher

RDC+ étage courant

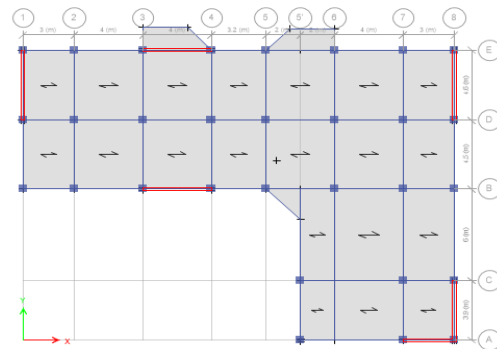
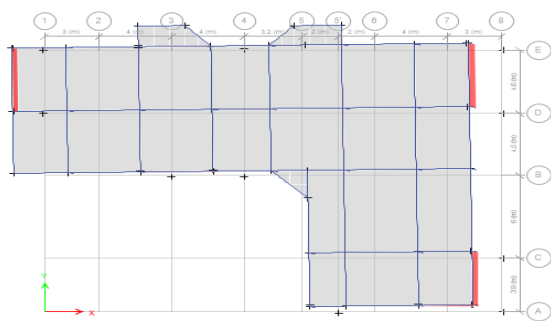


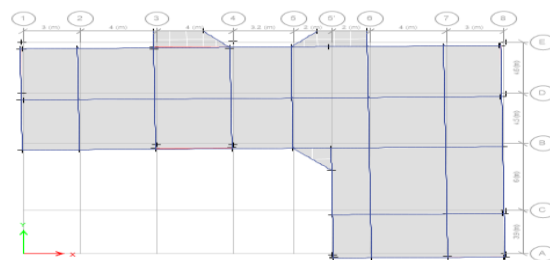
Figure IV.8 : vue en plan de la terrasse.

Vibration et la participation des masses :

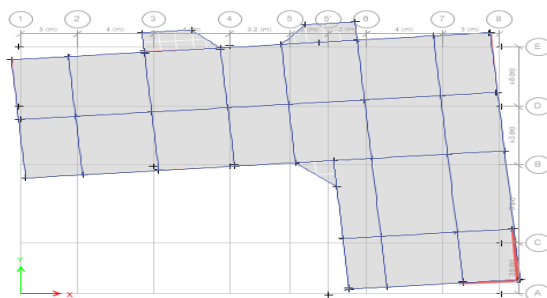
- ✓ Le premier mode translation parallèlement à X-X.
- ✓ Le deuxième mode translation parallèlement à Y-Y.
- ✓ Le troisième mode une rotation.



Mode 1.



Mode 2.



Mode 3.

Figure IV.9 : les modes de déformation.

Tableau IV.4 : Participation massique du modèle final.

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.436	0.6781	0.0282	0	0.6781	0.0282	0
2	0.388	0.0212	0.6371	0	0.6992	0.6653	0
3	0.271	0.0116	0.0442	0	0.7109	0.7095	0
4	0.102	0.1871	0.0051	0	0.8979	0.7147	0
5	0.091	0.004	0.1841	0	0.9019	0.8987	0
6	0.062	0.004	0.0119	0	0.9059	0.9107	0
7	0.047	0.0597	0.0009	0	0.9656	0.9116	0

IV.4. Les vérifications :

IV.4.1. Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente est donné par :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids total de la structure :

W égale à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (D'après RPA 99, article 4-5, page 33).

$\beta = 0,2$ (usage habitation).

• Résultantes des forces sismiques :

$$W = 24278.8 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 3468.906 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_x = 2775.122 \text{ KN} \\ V_y = 3468.906 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_y = 2775.122 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut que : $V_{\text{dynamique}} \geq 0,8 \times V_{\text{statique}}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismique.

	V dynamique (kN)	0,8 × V statique (KN)	Observation
Sens x-x	3754.1274	2775.122	Vérifiée
Sens y-y	3593.0506	2775.122	Vérifiée

$$\text{Le rapport } r = \frac{0,8V_s}{V_{\text{dyn}}}$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{2775.122}{3754.1274} = 0,60 & \text{vérifiée.} \\ r_y = \frac{2775.122}{3593.0506} = 0,77 & \text{vérifiée.} \end{cases}$$

IV.4.2. Vérification des déplacements inter étage :

Selon l'article 4.43 du RPA99 le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_k$.

δ_k : Déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effort de torsion sous les cas de charges (EX et EY).

R : Coefficient de comportement de la structure (**R = 3.5**).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Ce déplacement (ΔK) ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements selon x-x.

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	ΔK (mm)	H etage (mm)	1 %he (mm)	observation
5	15.841	55.44	10.82	3400	34	vérifiée.
4	12.752	44.62	9.48	3400	34	vérifiée.
3	9.503	33.26	9.39	3400	34	vérifiée.
2	6.283	21.99	8.52	3400	34	vérifiée.
1	3.36	11.76	6.58	3400	34	vérifiée.
RDC	1.103	3.86	3.22	3400	34	vérifiée.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon y-y.

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	ΔK (mm)	H étage (mm)	1 %he (mm)	observation
5	16.146	47.09	9.37	3400	34	vérifiée.
4	12.933	37.72	9.75	3400	34	vérifiée.
3	9.59	27.97	9.56	3400	34	vérifiée.
2	6.313	18.41	8.58	3400	34	vérifiée.
1	3.37	9.83	6.59	3400	34	vérifiée.
RDC	1.11	3.24	3.24	3400	34	vérifiée.

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle

IV.4.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99/V2003 [5] Art : 7.1.3.3 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau. $f_{c28} = 25$ MPa.

Toute la structure a des poteaux de (50x50) cm

$$\text{Sous les combinaisons sismiques : } \begin{cases} 0.8G + E_x \\ 0.8G + E_y \\ G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \end{cases}$$

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	BC (mm ²)	N (KN)	ν	Observation
5	250000	226.31	0.03	Vérifiée
4	250000	439.61	0.07	Vérifiée
3	250000	664.25	0.10	Vérifiée
2	250000	897.27	0.143	Vérifiée
1	250000	1132.42	0.18	Vérifiée
RDC	250000	1366.18	0.21	Vérifiée

IV.4.4. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta C'est l'effet du moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \Delta K}{VK hK} \leq 0,10 \quad \text{RPA99 version 2003}$$

Avec :

pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k :

$$PK = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

VK : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δk : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

hk: Hauteur d'étage 'k'

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x.

Niveau	hk (mm)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pk (kN)	θ	observation
5	3400	1173.4377	9.01	3472.3	0.007	vérifiée.
4	3400	2089.9456	9.48	7022.2	0.009	vérifiée.
3	3400	2754.9634	9.39	10572.2	0.010	vérifiée.
2	3400	3244.5003	8.52	14122.2	0.011	vérifiée.
1	3400	3579.3345	6.58	17672.2	0.010	vérifiée.
RDC	3400	3754.1274	3.22	24278.8	0.006	vérifiée.

Tableau IV.10: Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

Niveau	hk (mm)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pk (kN)	θ	observation
5	3400	1125.8516	9.37	3472.3	0.008	vérifiée.
4	3400	1989.655	9.75	7022.2	0.010	vérifiée.
3	3400	2615.562	9.56	10572.2	0.011	vérifiée.
2	3400	3082.1329	8.58	14122.2	0.011	vérifiée.
1	3400	3405.0672	6.59	17672.2	0.010	vérifiée.
RDC	3400	3570.3526	3.24	24278.8	0.006	vérifiée.

➤ les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

IV.4.5. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- **Justification des voiles sous charge verticale :**

On a considéré les efforts sous la combinaison $(G+\beta Q)$.

L'effort normal total à la base de la structure $P_{tot} = 24278.8$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $p_{voiles} = 9695.8$ kN.

$V_{ELS(G+\beta Q)} > 20 \% \dots\dots$ vérifié.

Tableau IV.11: Justification des voiles sous charge verticale.

	Ptot (kN)	Pvoile (kN)	Pourcentage	Justification
Effort	24278.8	9695.8	40%	Oui

- **Conclusion :**

La disposition des voiles ayant donné les meilleurs résultats en termes de conformité aux exigences de la norme **RPA99/2003** a été déterminée après plusieurs essais et ajustements concernant l'agencement des voiles de contreventement. Toutes les conditions requises par la norme ont été pleinement satisfaites. En particulier, les voiles prennent en charge plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui justifie le choix d'un coefficient de comportement global de la structure ($R=3.5$). Ce choix a été validé et est en parfaite adéquation avec les exigences structurelles définies par la norme.

IV.5.1. Calcul de la force sismique par la méthode modale spectrale :

Par cette méthode. Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 .

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

W : poids sismique totale du bâtiment.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Ou :

$$W = W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au tableau selon le RPA 2024 (4.2).

D'après le tableau on a choisi le cas 1 : bâtiments habitation, bureaux ou assimilés.

Donc : $\Psi = 0.30$.

D'après le RPA 2024, on a :

- Groupe d'usage : groupe 2.
- zone sismique : VI $\longrightarrow$ **A=0.30.**
- Coefficient d'importance I : I=1.
- catégorie S3 $\longrightarrow$ meuble.

- Spectre type 1 (zones VI) $\begin{cases} s = 1.30 \\ T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.60 s \\ T_3 = 2s \end{cases}$

• Spectre de calcul :

Pour éviter une analyse d'une structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastique dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité Q_F .

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Note : ces valeurs de spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0.2A \cdot I)$.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par Eqn. (3.16). Avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale A_v . s étant pris égal à 1.0, R étant pris égal à 1.5 pour tout système de contreventement, Q_F étant pris égal à 1.0, et l'autre paramètre tels que définis-en § 3.2.2.

$$\frac{s_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left(\frac{2.5}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left(\frac{2.5}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left(\frac{2.5}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Note : ces valeurs de spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0.2A_v \cdot I)$.

- **Coefficient de comportement global de la structure :**

D'après le RPA 2024 (3.6), pour une structure en béton armée avec un système à contreventement mixte, équivalent à des voiles la valeur de $R=4.5^{(b)}$ (justification effectuée si après).

- **Facteur de qualité :**

La valeur de Q_F est déterminée par : $Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=I} p_q$

Où :

p_q : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q (est satisfait ou non).

I : est le nombre total de pondération dépendant de la catégorie concernée.

Tableau IV.12 : valeurs des pondérations.

catégorie	Critère q	observé	N /observé
(b)	1. régularité en plan.	non	0.05
	2. régularité en élévation.	oui	0.20
	3. redondance en plan.	non	0.05

$$p_q = 0.1$$

Donc : $Q_F = 1.1$.

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0.763$$

IV.5.2. Résultats de l'analyse sismique :

IV.5.2.1. Modèle initial :

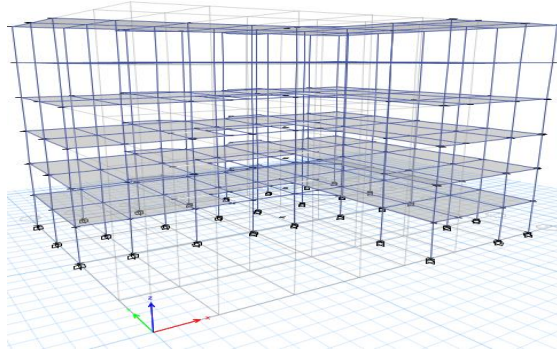


Figure IV.10 : vue en 3D

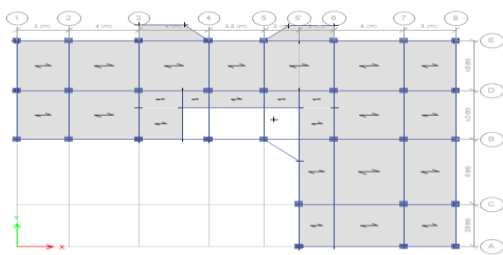


Figure IV.11 : vue en plan du plancher étage
RDC+ étage courant.

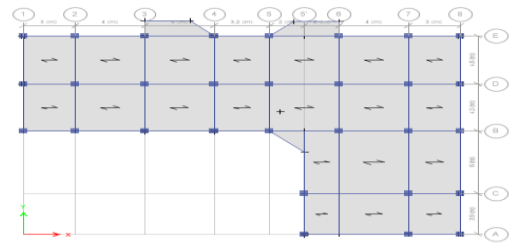


Figure IV.12: vue en plan de la
Terrasse.

- **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

- Le premier mode translation parallèlement à X-X.
- Le deuxième mode translation parallèlement à Y-Y.
- Le troisième mode une rotation.

Tableau IV.13: Participation massique du modèle initial

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.797	0.8112	0.0012	0	0.8112	0.0012	0
2	0.765	0.0012	0.8149	0	0.8124	0.8161	0
3	0.717	0.0001	1.935E-05	0	0.8125	0.8161	0
4	0.25	0.1069	0.0001	0	0.9194	0.8162	0
5	0.241	0.0001	0.1052	0	0.9195	0.9215	0
6	0.266	6.984E-07	0.0002	0	0.9195	0.9216	0
7	0.136	0.0425	0.433E-05	0	0.962	0.9217	0

IV.5.2.2. Modèle finale :

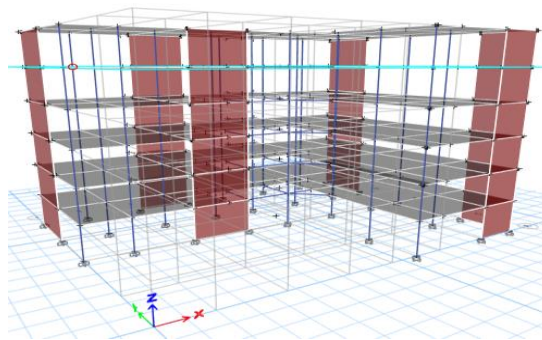


Figure IV.13 : vue en 3D.

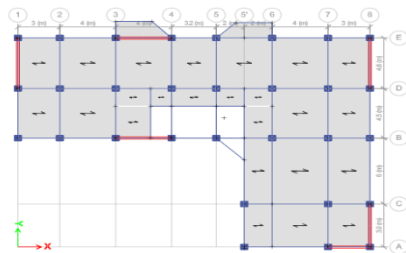


Figure IV.14 : vue en plan du plancher étage RDC+ étage courant.

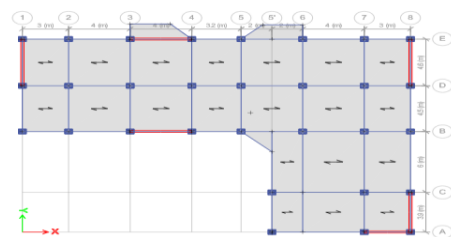
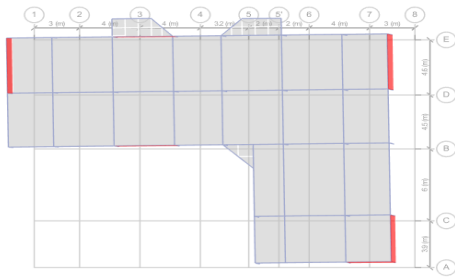
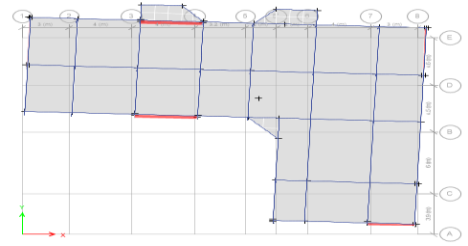


Figure IV.15 : vue en plan de la Terrasse.

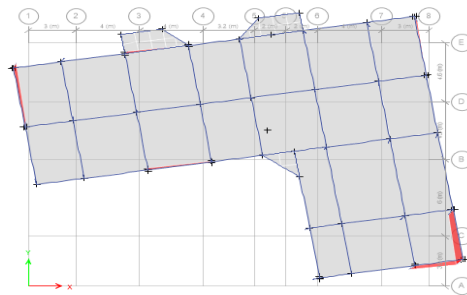
Caractéristiques dynamique propres du modèle final :



Mode1.



Mode2.



Mode 3.

Figure IV.16 : les modes de déformation.

- Le premier mode translation parallèlement à X-X.
- Le deuxième mode translation parallèlement à Y-Y.
- Le troisième mode une rotation.

Tableau IV.14 : Participation massique du modèle final.

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.436	0.6781	0.0282	0	0.6781	0.0282	0
2	0.388	0.0212	0.6371	0	0.6992	0.6653	0
3	0.271	0.0116	0.0442	0	0.7109	0.7095	0
4	0.271	0.1871	0.0051	0	0.8979	0.7147	0
5	0.102	0.004	0.1841	0	0.9019	0.8988	0
6	0.091	0.004	0.0119	0	0.9059	0.9107	0
7	0.047	0.0597	0.0009	0	0.9656	0.9116	0

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N : La hauteur totale de la structure.

$$h_N = 20.4m.$$

Selon le RPA 2024 article (4.2.4) on trouve $C_T = 0.05$.

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (20.4)^{\frac{3}{4}} = 0.479 \text{ s.}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.436 \text{ s.}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.436 \text{ s.} \leq 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.6227 \text{ s.}$$

Tableau IV.15 : valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

cas	Période à utilisée
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Donc :

$$T_0 = T_{\text{calcul}} = 0.436s.$$

• **Calcul le Coefficient de correction :**

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1. \text{ autrement} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.6s.$$

$$T_0 = 0.436s \leq (2 \times 0.6) = 1.2 \text{ s.} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Donc :

$$\lambda = 0.85 .$$

• Le poids de la structure :

$$W = 24550.7121 \text{ KN.}$$

• **La force sismique V :**

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.3343$$

$$V = 0.85 \times 0.3343 \times 0.436 \times 24550.7121 = 3041.62 \text{ KN}$$

IV.6. Les vérifications :

IV.6.1. Résultante des forces sismique de calcul :

La résultante des forces sismique a la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des force sismique, donnée par Eqn (4.1) pour une valeur de la période fondamentale T_0 (cf§4.2.4).

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les parametre de la réponse (forces, déplacement, moment, ect) dans le rapport ($\frac{0.8V}{V_t}$).

$$V_{cal} = 5667KN > 0.8V_{st} = 0.8 \times 3041.62 = 2433 KN$$

IV.6.2. Vérification des déplacements inter étage :

Selon l'article 4.5.2 du RPA version 2024 le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$

Q_F : Coefficient de qualité ($Q_F = 1.1$).

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effort de torsion.

R : Coefficient de comportement de la structure ($R = 4.5$).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Ce déplacement (ΔK) ne doit pas dépasser $0.0150h_k$ de la hauteur de l'étage.

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements selon x-x.

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	ΔK (mm)	H étage (mm)	0.0150 h_k (mm)	observation
5	24.388	99.73	19.40	3400	51	vérifiée.
4	19.635	80.325	20.47	3400	51	vérifiée.
3	14.631	59.85	20.31	3400	51	vérifiée.
2	9.667	39.54	18.42	3400	51	vérifiée.
1	5.162	21.12	15	3400	51	vérifiée.
RDC	1.69	6.91	6.91	3400	51	vérifiée.

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements selon y-y.

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	ΔK (mm)	H étage (mm)	0.0150 h _k (mm)	observation
5	24.839	101.61	20.2	3400	51	vérifiée.
4	19.9	81.41	21.07	3400	51	vérifiée.
3	14.755	60.34	20.64	3400	51	vérifiée.
2	9.706	39.70	18.538	3400	51	vérifiée.
1	5.173	21.162	14.22	3400	51	vérifiée.
RDC	1.698	6.94	6.94	3400	51	vérifiée.

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle

IV.6.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 2024 [5] Art : 7.1.3. exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,35 : \text{l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.}$$

B_c : l'aire de la section transversale du poteau. $f_{c28} = 25$ MPa.

Toute la structure a des poteaux de (50x50) cm.

Sous les combinaisons sismiques : $\begin{cases} G + 0.3Q \pm 0.3Ex \pm Ey \\ G + 0.3Q \pm Ex \pm 0.3Ey \end{cases}$

Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	BC (mm ²)	N (KN)	ν	Observation
5	250000	264.69	0.042	Vérifiée
4	250000	529.05	0.084	Vérifiée
3	250000	805.64	0.128	Vérifiée
2	250000	1091.76	0.174	Vérifiée
1	250000	1372.90	0.219	Vérifiée
RDC	250000	1637.48	0.261	Vérifiée

IV.6.4. Vérification de l'effet P-Delta :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{PK \Delta K}{VK h_K} \leq 0,10 \quad \text{RPA version 2024}$$

Avec :

pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k :

$$PK = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \Psi W_{Qi})$$

VK : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δk: Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

hk: Hauteur d'étage 'k'

Tableau IV.19 : Vérification de l'effort P-Δ dans le sens x-x.

Niveau	hk (mm)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pk (kN)	θ _K	observation
5	3400	1720.74	19.88	3987.3596	0.013	vérifiée.
4	3400	3172.41	21.93	8100.0383	0.016	vérifiée.
3	3400	4225.41	21.27	12212.7171	0.018	vérifiée.
2	3400	4975.63	19.31	16325.3958	0.019	vérifiée.
1	3400	5454.62	14.88	20438.0746	0.016	vérifiée.
RDC	3400	5667.70	7.24	24550.7121	0.01	vérifiée.

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

Niveau	hk (mm)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pk (kN)	θ_K	observation
5	3400	1638.624	21.17	3987.3596	0.015	vérifiée.
4	3400	3022.62	22.05	8100.0383	0.017	vérifiée.
3	3400	4021.60	21.64	12212.7171	0.019	vérifiée.
2	3400	4732.45	19.42	16325.3958	0.019	vérifiée.
1	3400	5188.71	17.9	20438.0746	0.020	vérifiée.
RDC	3400	5397.08	7.27	24550.7121	0.01	vérifiée.

- Les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

IV.6.5. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- **Justification des voiles sous charge horizontale :**

L'effort tranchant total à la base de la structure $V_{tot} = 5667.7022$ kN.

L'effort tranchant à la base repris par les voiles $V_{voiles} = 5213.8136$ kN.

Tableau IV.21 : Justification des voiles sous charge horizontale.

	Vtot (kN)	Vvoile (kN)	Pourcentage	Justification
Effort	5667.7022	5213.8136	91%	vérifiée

- **Justification des voiles sous charge vertical :**

L'effort tranchant total à la base de la structure $V_{tot} = 5397.0872$ kN.

L'effort tranchant à la base repris par les voiles $V_{voiles} = 5016.4511$ kN.

Tableau IV.22 : Justification des voiles sous charge verticale.

	Vtot (kN)	Vvoile (kN)	Pourcentage	Justification
Effort	5397.0872	5016.4511	93%	vérifiée

Conclusion :

L'analyse des efforts tranchant a la base de la structure, sous effet des sollicitations horizontales et verticales, met en évidence une contribution majoritaire des voiles structuraux, conformément aux dispositions réglementaires en vigueur, un système est classé comme système de contreventement constitué par des voiles lorsque la part de l'effort tranchant reprise par les voiles dépasse 65% de l'effort totale à la base. Ce type de système assure la stabilité globale de l'ouvrage face aux sollicitations latérales, et n'est soumis à aucune restriction de hauteur selon la réglementation applicable.

Le coefficient de comportement R est augmenté de 3.5 à 4.4 ce qui indique une meilleure capacité d'absorption d'énergie sismique par la structure selon les nouvelles normes.

Chapitre V

Ferraillage des éléments principaux

V.1. Introduction :

Nous allons présenter dans ce chapitre les cas d'études qu'on a faites, à savoir la comparaison des deux versions du RPA en termes de ferrailage des poteaux, poutres et voiles. Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines. Notre structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

V.2. Calcul de ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N), compression " N ", et à un moment fléchissant " M ".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

- Selon l'RPA99/version 2003 :

Tableau V.1 : Contraintes du béton et de l'acier selon l'RPA99/version 2003.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}	σ_{bc}	γ_s	fe	σ_s
Durable	1.5	25	14.16	1.15	500	435
Accidentel	1.15	25	18.47	1	500	500

- Selon l'RPA version 2024 :

Tableau V.2 : Contraintes du béton et de l'acier selon l'RPA version 2024.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}	σ_{bc}	γ_s	fe	σ_s
Durable	1.5	25	14.16	1.15	500	435
Accidentel	1.2	25	17.71	1	500	500

V.2.1 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 :

ELU : Situation durable 1,35G+1,5Q

ELS : Situation durable G+Q

- Selon RPA 99/2003 :

Situation accidentelle

- G+Q+E

- $0,8G \pm E$

➤ **Selon RPA 2024 :**

Situation accidentelle

- $G + \psi Q \pm 0.3E_x \pm E_y$
- $G + \psi Q \pm E_x \pm 0.3E_y$

Avec :

G : Charges permanentes ; Q : Surcharge d'exploitation ; E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N_{max}, M_{corr}

2- M_{max}, N_{corr}

3- N_{min}, M_{corr}

V.2.2. Les armatures longitudinales :

Tableau V.3 : comparaison des armatures longitudinales selon les deux versions du RPA

	Version 2003	Version 2024
Pourcentage minimal	-0,7% en zone I. - 0,8% en zone II. - 0,9% en zone III.	-0,8% en zone I et II. - 0,9% en zone III. -1,0% en zone IV, V et VI
Pourcentage maximal	-4% en zone courante. -6% en zone de recouvrement.	-4% en zone courante. -8% en zone de recouvrement
Le diamètre minimum	- 12 mm.	- 12 mm
La longueur minimale de recouvrement	- 40 Φ en zone II. - 50 Φ en zone III.	- 50 Φ en zone I, II et III - 60 Φ en zone IV, V et VI
La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser	- 25 cm en zone I et II. - 20 cm en zone III.	- 20 cm en zone I, II et III - 15 cm en zone IV, V et VI.

V.2.3. Les armatures transversales :

Selon l'RPA (Art 7.4.2.2) Version 2003 et 2024 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times vu}{h_1 \times f_e}$$

-Vu : est l'effort tranchant de calcul.

-h₁ : hauteur totale de la section brute.

-f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule (7.1) ; Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Tableau V.4 : comparaison de l'espacement des armatures transversales selon les deux versions du RPA

	Version 2003	Version 2024
Dans la zone nodale	- $t \leq \text{Min} (10\Phi_l, 15\text{cm})$ en zones I et II. - $t \leq 10\text{cm}$ en zone III	- $t \leq \text{Min} (10\Phi_l, 12.5\text{cm})$ en zones I, II et III. - $t \leq \text{Min} (\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 6\Phi_l)$ en zones IV, V et VI
Dans la zone courante	- $t' \leq 15\Phi_1$ en zones I et II. - $t' \leq \min (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\Phi_l)$ en zone III	- $t' \leq 15\Phi_l$ en zones I, II et III. - $t' \leq \min (\frac{b_c}{2}, \frac{h_c}{2}, 10\Phi_l)$ en zones IV, V et VI

Où Φ₁ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

La quantité d'armatures transversales minimale en (%) est donnée comme suite :

0,3%.....si $\lambda_g \geq 5$

0,8%.....si $\lambda_g \geq 3$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

V.2.4 Méthode de calcul de ferrailage :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant le cas le plus défavorable, le signe + de l'effort axial est compression.

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections

➤ Situation durable :

(1,35G+1,5Q) :

a. ($N^{\max}$, M^{corr}) :

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N_{\max}$, M_{corr})

Section du poteau (cm)	$N^{\max}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	1645.52	13.299	0	0	22.5

b. ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M_{\max}$, N_{corr})

Section du poteau (cm)	N^{corr} (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	218.409	99.05	0	2.56	22.5

c. ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\min}$, M^{corr})

Section du poteau (cm)	$N^{\min}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	60.69	16.47	0	5.32	22.5

➤ **Situation accidentelle :**

• **Selon le RPA99/ version 2003 :**

(0.8G+E) :

a. ($N^{\max}$, M^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentel ($N^{\max}$, M^{corr}) RPA2003

Section du poteau (cm)	$N^{\max}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	1367.8	-38.93	0	0	22.5

b. ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentel ($M^{\max}$, N^{corr}) RPA2003

Section du poteau (cm)	N^{corr} (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	91.19	133.94	0	5.2	22.5

c. ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentel ($N^{\min}$, M^{corr}) RPA2003

Section du poteau (cm)	$N^{\min}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	-35.53	-48.92	2.86	0	22.5

➤ **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :**

$$A_u(\min) = \max (0.2\%B ; 4\%P)$$

Avec :

B : section de béton ; **P** : périmètre de la section = $4 \times 50 = 200$ cm

$$A_u(\min) = \max (0.2\%50 \times 50 ; 4\%200)$$

$$A_u(\min) = \max (5 ; 8) = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_u(\max) = 5\%B = 125 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :**

$$A_u(\min) = 0.9\%B = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$A_u(\max) = 4\%B = 100 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_u(\max) = 6\%B = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

-La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser : **20 cm en zone III.**

-Le diamètre minimum est : $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$.

$$\text{Donc : } A_u(\min) = \max (8 ; 22.5) = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_u(\text{totale}) = 12T16 = 24.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification vis-à-vis l'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

• **Béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \right) = \min (333.33 ; \max(250 ; 201.63)) = 250 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 110 \eta \right) = \min (166.66 ; 176) = 166.6 \text{ MPa}$$

1- $(N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr})$:

Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux $(N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr})$

Section poteau (cm)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	verification
50×50	1645.52	13.29	2.55	250	0.17	15	ok

2- $(N_{ser}^{corr}, M_{ser}^{max})$:

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux $(N_{ser}^{corr}, M_{ser}^{max})$

Section poteau (cm)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	verification
50×50	166.48	37.91	27.3	250	1.82	15	ok

3- $(N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})$:

Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux $(N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})$

Section poteau (cm)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	verification
50×50	1201.31	9.67	6.9	250	0.46	15	ok

• Selon le RPA version 2024 :

$(G+0.3Q-0.3E_x+E_y)$:

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.14 : Ferrailages des poteaux situation accidentel (N_{max}, M_{corr}) RPA2024

Section du poteau (cm)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)
50×50	1637.48	-71.6	0	0	25

b. ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.15 : Ferrailages des poteaux situation accidentel ($M_{\max}$, N_{corr}) RPA2024

Section du poteau (cm)	N^{corr} (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	72.49	194.48	0	9.44	25

c. ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux situation accidentel ($N_{\min}$, M_{corr}) RPA2024

Section du poteau (cm)	$N^{\min}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
50×50	-182.19	5.44	1.57	2.04	25

➤ Selon l'RPA version 2024(Art 7.5.2) :

$$A_u(\min) = 1\%B = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_u(\max) = 4\%B = 100 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_u(\max) = 8\%B = 200 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

-La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser : **15 cm en zone VI.**

$$\text{On adopte : } A_u (\text{totale}) = 12T20 = 37.70 \text{ cm}^2$$

a) Armatures transversales :

➤ Selon le BAEL 91 révisé 99 :

$$- \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) = \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{50}{10} ; \Phi_l \right) = (14.3 ; 50 ; 20) \text{ Donc : } \Phi_t < 14.3 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ Selon le RPA 99 / version 2003 :

Tableau V.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux RPA2003

Section(cm ²)	L_f	λ_g	ρ_a	V_u	zone	A_t
50×50	2.38	4.76	3.75	74.86	Nodale	0.47
					Courante	0.7

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Le choix : 4T8 $\rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Selon le RPA version 2024 :

Tableau V.18: Choix des armatures transversales pour les poteaux RPA2024

Section(cm^2)	L_f	λ_g	ρ_a	V_u	zone	A_t
50×50	2.38	4.76	3.75	110.12	Nodale	1.088
					Courante	2.18

Le choix : 4T8 $\rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

b) L'espacement :

➤ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$t \leq 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$t \leq \min \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10 \Phi_l \right)$ en zone courante

$t \leq \min (25 ; 25 ; 16) = 16 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

➤ Selon le RPA version 2024 (Art 7.4.2.2) :

$t \leq \min (6\Phi_l ; 10 \text{ cm} ; \frac{b}{3})$ en zone nodale

$t \leq \min (12 ; 10 ; 16) = 10 \text{ cm}$

$t \leq \min \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10 \Phi_l \right)$ en zone courante

$t \leq \min (25 ; 25 ; 20) = 20 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

• Selon le RPA 99 / version 2003 et RPA version 2024 :

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum.

$10\Phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$; alors on adopte une longueur de 8 cm. (RPA2003)

$10\Phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$; alors on adopte une longueur de 8 cm. (RPA2024)

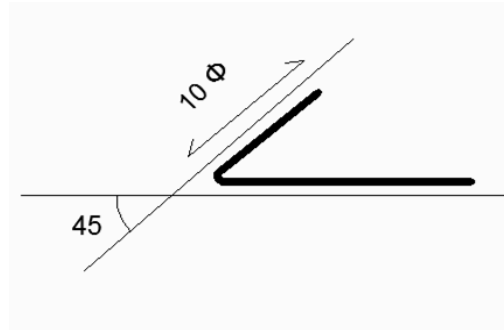


Figure.1 : Crochet des barres horizontales.

c) Recouvrement :

- Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.1) :

La longueur de recouvrement minimale est de 50Φ en zone III. $\Phi = 16 \text{ mm}$

Donc : $L_r = 1.6 \times 50 = 80 \text{ cm}$ Alors on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$.

- Selon le RPA version 2024 (Art 7.4.2) :

La longueur de recouvrement minimale est de 60Φ en zone VI. $\Phi = 20 \text{ mm}$

Donc : $L_r = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$ Alors on adopte : $L_r = 120 \text{ cm}$.

d) Longueur de la zone nodale :

- Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.1) :

$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm}$ Donc : $h' = 60 \text{ cm}$

- Selon le RPA version 2024 (Art 7.4.2) :

$L_{cr} = \text{Max} \left(1.5h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 60 \right) \text{ cm}$ Donc : $L_{cr} = 60 \text{ cm}$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

- Selon le RPA 99 / version 2003 :

$$T_u = 74.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2fc28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{74.86 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.32 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Donc : condition vérifiée

- Selon le RPA version 2024 :

$$T_u = 110.12 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2fc28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{110.12 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.46 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Donc : condition vérifiée

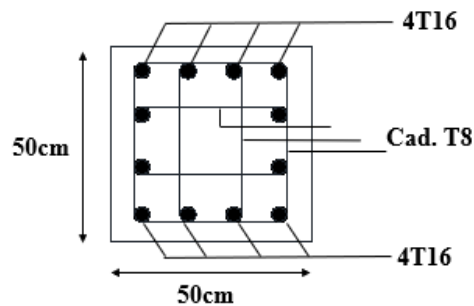


Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux selon le RPA99 version 2003

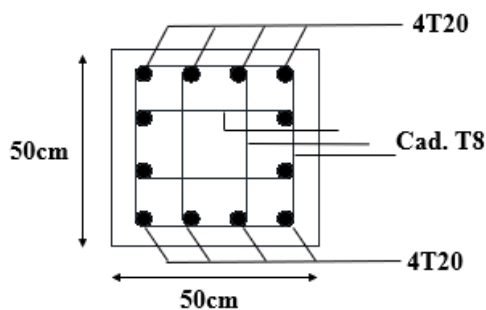


Figure V. 3 : Schéma de ferrailage des poteaux selon le RPA version 2024

V.3. Calcul de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié. 99**, on se rapportera aussi au **RPA** pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- $1,35G + 1,50Q$ (ELU)
- $1,35G + 1,5T + Q$ (ELU)
- $1,35G + 1,50Q + 0,8T$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)
- $G + T + 0,77 Q$ (ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

- $G + Q \pm E_x$
- $0,8G \pm E_x$

Pour les poutres dans l'axe Y :

- $G + Q \pm E_y$
- $0,8G \pm E_y$

Les combinaisons accidentelles RPA version 2003 :

- $G + 0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y$
- $G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$

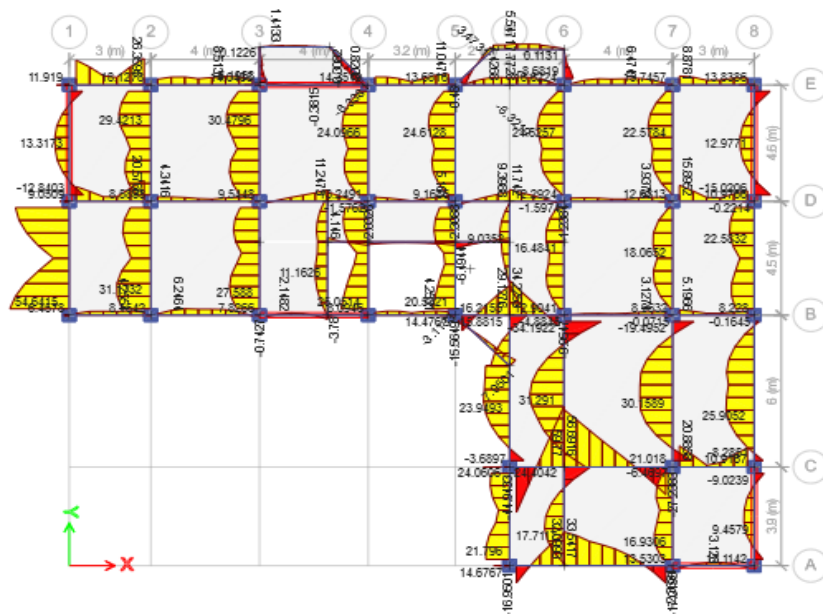


Figure V. 4 : Diagramme des Moments des poutres

V.3.1. Les poutres principales section (30X50) :

➤ Situation durable :

(1.35G+1.5Q) :

Tableau V. 19 : calcul de ferrailage des poutres 30x50 cm^2 situation durable

Situation	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	Enrobage (cm)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A_s (cm^2) appui	A_s (cm^2) travée
Durable	25	500	3	-115.65	54.48	6.07	2.75

➤ Situation accidentelle :

• Selon le RPA99/ version 2003 :

(0.8G+E) :

Tableau V. 20 : calcul de ferrailage des poutres 30x50 cm^2 RPA2003

Situation	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	Enrobage (cm)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A_s (cm^2) appui	A_s (cm^2) travée
Accidentelle	25	500	3	-124.53	26.70	6.58	1.33

On adopte en travée : 3T14 = 4.62 cm^2

On adopte sur appui : 6T14 = 9.24 cm^2

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

- Selon le RPA version 2024 :

(G+0.3Q-0.3Ex+Ey) :

Tableau V. 21 : calcul de ferrailage des poutres 30x50 cm^2 RPA2024

Situation	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	Enrobage (cm)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A_s (cm^2) appui	A_s (cm^2) travée
Accidentelle	25	500	3	-248.69	108.29	12.09	4.85

On adopte en travée : 3T16 = 6.03 cm^2

On adopte sur appui : 6T20= 18.85 cm^2

➤ **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 47 \times \frac{2.1}{500} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.7$ Donc : condition vérifiée.

➤ **Vérification selon le RPA 99/ version 2003 :**

Pourcentage maximal :

Zone courante : $A_{\max} = 4\%B = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$ Donc : condition vérifiée.

Zone nodale : $A_{\max} = 6\%B = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$ Donc : condition vérifiée

➤ **Vérification selon le RPA version 2024 :**

Pourcentage maximal :

Zone courante : $A_{\max} = 4\%B = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$ Donc : condition vérifiée.

Zone nodale : $A_{\max} = 8\%B = 0.08 \times 30 \times 50 = 120 \text{ cm}^2$ Donc : condition vérifiée.

➤ **Vérification selon le CBA/93 :**

Section minimale :

$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$ Donc : Condition vérifiée

➤ Vérification au cisaillement :

- Selon le RPA 99 / version 2003 :

$$T_u = 113.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{113.77 \times 10^3}{300 \times 470} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \text{ Donc : condition vérifiée}$$

- Selon le RPA version 2024 :

$$T_u = 150.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{150.81 \times 10^3}{300 \times 470} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \text{ Donc : condition vérifiée}$$

a) Armatures transversales :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$S_t = \text{Min} (0.9d; 40\text{cm})$$

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} k}{0.8 f_e}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

- Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.1) :

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm}.$$

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les conditions suivantes :

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

$$\phi_t = 8\text{mm} \leq \min (14.3 ; 30 ; 14) \text{ Donc : condition vérifiée}$$

Donc on prend : $\phi_t = \phi 8 \text{ mm}$.

Tableau V. 22 : Calcul des armatures transversales PP RPA2003

Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$S_t(cm)$		A_t (cm^2)	Choix
			ZC	ZN		
30× 50	113.77	0.81	10	20	0.5	4T8

- Selon le RPA version 2024 :

$$A_t = (0.003). St.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right) \text{ zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \text{ zone courante}$$

Donc on prend : $\phi_t = \phi 8 \text{ mm}$.

Tableau V. 23 : Calcul des armatures transversales PP RPA2024

Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$S_t(cm)$		A_t (cm^2)	Choix
			ZC	ZN		
30× 50	150.81	4.16	10	15	0.25	4T8

b) L'espacement :

D'après le **CBA 93** :

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 30\text{cm}) = \min (42.3 ; 30) \text{ cm} \text{ Donc : } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.2)** on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right) = \min (12.5 ; 19.2 ; 30\text{cm})$$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le **RPA version 2024 (Art 7.5.2.2)** on a :

$$\text{Zone critique : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24 \phi_l ; 17.5\text{cm} ; 6 \phi_l \right) = \min (12.5 ; 48 ; 17.5 ; 12)$$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$

c) Longueur de la zone nodale :

$$l' = 2 \times h = 100 \text{ cm}$$

d) Recouvrement :

- **Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.1) :**

La longueur de recouvrement minimale est de 50Φ en zone III. $\Phi = 14\text{mm}$

Donc : $L_r = 1.4 \times 50 = 80 \text{ cm}$ Alors on adopte : $L_r = 80\text{cm}$.

- **Selon le RPA version 2024 (Art 7.5.2) :**

La longueur de recouvrement minimale est de 60Φ en zone VI. $\Phi = 20\text{mm}$

Donc : $L_r = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$ Alors on adopte : $L_r = 120\text{cm}$.

e) Arrêt des barres :

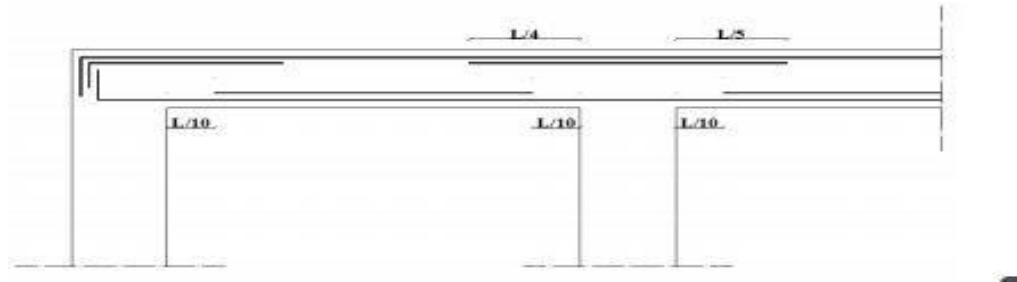
Armatures inférieures :

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

Armatures supérieures :

$$h' \leq \frac{L_{max}}{4} \quad \text{appuis en travée de rive}$$

$$h' \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \text{appuis en travée intermédiaire}$$



avec : $L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$

Figure V. 5 : Arrêt des barres.

➤ Vérification vis-à-vis l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ; puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

• Béton :

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

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

• Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \right) = \min (333.33 ; \max(250 ; 201.63)) = 250 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 110 \eta \right) = \min (166.66 ; 176) = 166.6 \text{ MPa}$$

Tableau V.24 : Vérifications des contraintes pour les poutres porteuses.

	Section poutre (cm)	M^{ser} (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	verification
appui	30×50	85	84.8	250	7.03	15	ok
Travée	30×50	40	38.6	250	0	15	ok

➤ Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$

Tel que :

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.98 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10E_v . I f_v}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} \times l^2}{10E_i . I f_i}$$

Tableau V. 25 : calcul de la flèche PP

Section	M^{ser} (KN.m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	vérification
30x50	93.33	1.59	4.78	6.37	9	OK

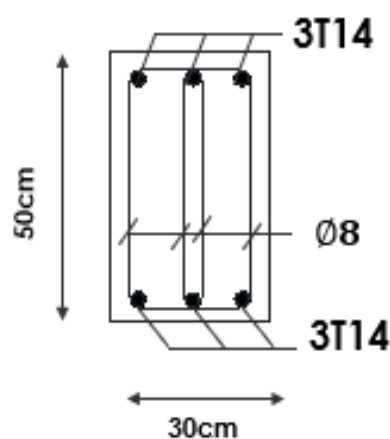


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm² en travée selon le RPA99 version 2003

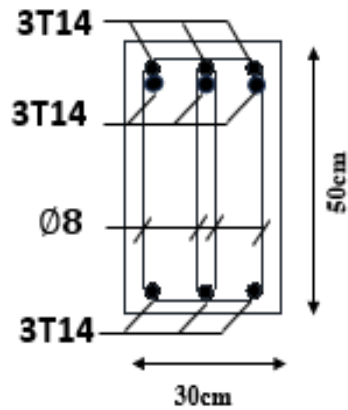


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm² sur appui selon le RPA99 version 2003

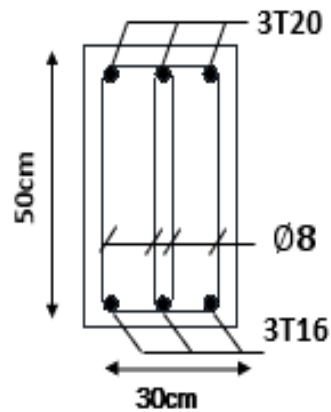


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm² en travée selon le RPA version 2024

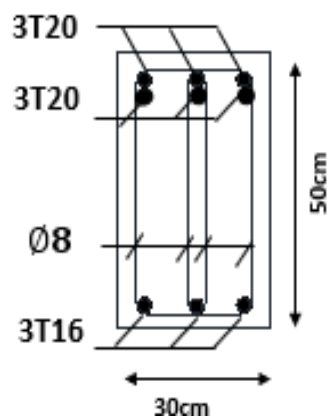


Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30x50cm² sur appui selon le RPA version 2024

V.3.2. Les poutres secondaires section (30X40) :

➤ **Situation durable :**

(1.35G+1.5Q) :

Tableau V. 26 : calcul de ferrailage des poutres 30x40 cm^2 situation durable

Situation	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	Enrobage (cm)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A_s (cm^2) appui	A_s (cm^2) travée
Durable	25	500	3	-43.75	15.43	2.83	0.97

➤ **Situation accidentelle :**

• **Selon le RPA99/ version 2003 :**

(0.8G+E) :

Tableau V. 27 : calcul de ferrailage des poutres 30x40 cm^2 RPA2003

Situation	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	Enrobage (cm)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A_s (cm^2) appui	A_s (cm^2) travée
Accidentelle	25	500	3	-120.17	34.52	8.5	2.22

On adopte en travée : $3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

On adopte sur appui : $6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

• **Selon le RPA version 2024 :**

(G+0.3Q-0.3Ey-Ex) :

Tableau V. 28 : calcul de ferrailage des poutres 30x40 cm^2 RPA2024

Situation	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	Enrobage (cm)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A_s (cm^2) appui	A_s (cm^2) travée
Accidentelle	25	500	3	-174.54	49.60	11.02	2.78

On adopte en travée : $3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$

On adopte sur appui : $3T16+3T16 = 12.06 \text{ cm}^2$

➤ Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{500} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq A_{\min}$ Donc : condition vérifiée.

➤ Vérification selon le RPA 99/ version 2003 :

Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ Donc : condition vérifiée.}$$

Pourcentage maximal :

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\%B = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ Donc : condition vérifiée.}$$

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 6\%B = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ Donc : condition vérifiée}$$

➤ Vérification selon le RPA version 2024 :

Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ Donc : Condition vérifiée.}$$

Pourcentage maximal :

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\%B = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ Donc : condition vérifiée.}$$

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 6\%B = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ Donc : condition vérifiée.}$$

➤ Vérification selon le CBA/93 :

Section minimale :

$$A_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ Donc : Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement :

- Selon le RPA 99 / version 2003 :

$$T_u = 87.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{87.14 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.79 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u^-$ Donc : condition vérifiée

- Selon le RPA version 2024 :
- $T_u = 114.19 \text{ KN}$
- $\tau_u^- = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4.16 \text{ MPa}$
- $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{114.19 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.03 \text{ MPa}$
- $\tau_u < \tau_u^-$ Donc : condition vérifiée

a) Armatures transversales :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$S_t = \text{Min} (0.9d; 40\text{cm})$$

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 f_e / \sigma_s}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

- Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.1):

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les conditions suivantes :

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

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq \min (14.3 ; 30 ; 14) \text{ Donc : condition vérifiée}$$

Donc on prend : $\phi_t = \phi 8 \text{ mm.}$

Tableau V. 29 : Calcul des armatures transversales PNP RPA2003

Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$S_t(cm)$		A_t (cm^2)	Choix
			ZC	ZN		
30× 40	87.14	0.79	10	20	0.12	4T8

- Selon le RPA version 2024 :

$$A_t = (0.003). St.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right) \text{ zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \text{ zone courante}$$

Donc on prend : $\phi_t = \phi 8 \text{ mm}$.

Tableau V. 30 : Calcul des armatures transversales PNP RPA2024

Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$S_t(cm)$		A_t (cm^2)	Choix
			ZC	ZN		
30× 40	114.19	1.03	10	15	0.3	4T8

b) L'espacement :

D'après le CBA 93 :

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 30cm) = \min (33.3 ; 30) \text{ cm} \text{ Donc : } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30cm \right) = \min (10 ; 19.2 ; 30cm)$$

On prend : $S_t = 10cm$

Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

D'après le **RPA version 2024 (Art 7.5.2.2)** on a :

$$\text{Zone critique : } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24 \phi_l ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \phi_l \right) = \min (10 ; 38.4 ; 17.5 \text{ cm} ; 9.6 \text{ cm})$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

c) Recouvrement :

- Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.1)** :

La longueur de recouvrement minimale est de 50Φ en zone III. $\Phi = 14 \text{ mm}$

Donc : $L_r = 1.4 \times 50 = 70 \text{ cm}$ Alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.

- Selon le **RPA version 2024 (Art 7.5.2)** :

La longueur de recouvrement minimale est de 60Φ en zone VI. $\Phi = 16 \text{ mm}$

Donc : $L_r = 1.6 \times 60 = 96 \text{ cm}$ Alors on adopte : $L_r = 100 \text{ cm}$.

d) Longueur de la zone nodale :

$$l' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau V.31 : Vérifications des contraintes pour les poutres secondaires.

	Section poutre (cm)	M^{ser} (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	verification
appui	30×40	87.07	78.4	250	6.36	15	ok
Travée	30×40	25.01	95.1	250	1.93	15	ok

➤ Vérification de la flèche :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$$

Tel que :

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.98 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10E_v \cdot I_{f_v}}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} \times l^2}{10E_i \cdot I_{f_i}}$$

Tableau V. 32 : calcul de la flèche PNP

Section	M^{ser} (KN.m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	vérification
30x 40	19.05	1.43	2.86	1.43	6.5	OK

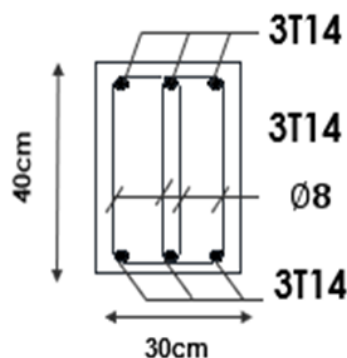


Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm² en travée selon le RPA99 version 2003

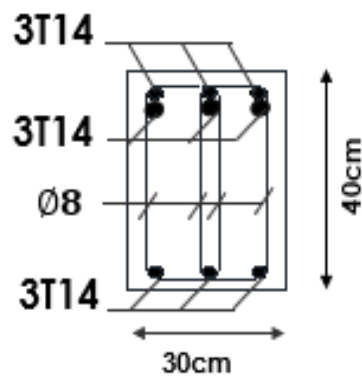


Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm² sur appui selon le RPA99 version 2003

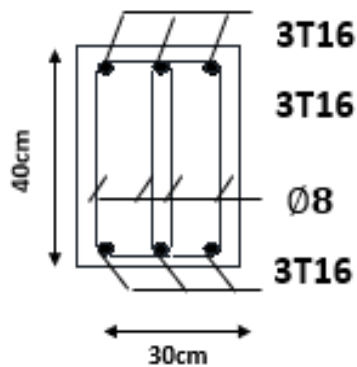


Figure V.12 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm² en travée selon le RPA version 2024

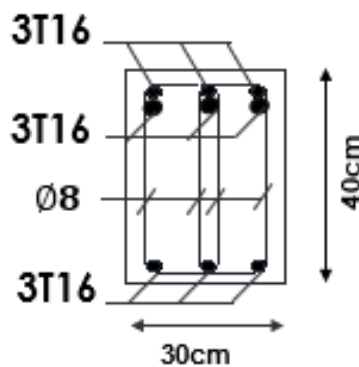


Figure V.13 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30x40cm² sur appui selon le RPA version 2024

V.4. Calcul de ferrailage des voiles :

V.4.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.2. Rôle du contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.3. Recommandations réglementaires :

a) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% \cdot L_t \cdot e)$. Avec :

L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (ST) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

$$A_H = 0.15 \% B$$

c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingle par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.

- $A_{\min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante. On prend généralement **$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$**

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1,5e ; 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\Phi < l/10$.

Longueur de recouvrement :

- $L_r = 40 \Phi$ « zone tendue ».

- $L_r = 20 \Phi$ « zone comprimé ».

V.4.4. Combinaison :

Selon les règlements parasismiques algériens (**RPA 99 / version 2003 et version 2024**) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

- **ELU** : $1,35G + 1,50Q$
- **ELS** : $G + Q$
- **ACC** : $G + Q \pm 1,2E$ (RPA/V2003)
- **ACC** : $G + \psi Q \pm 0,3E_x \pm E_y / G + \psi Q \pm 0,3E_y \pm E_x$ (RPA/V2024)

V.4.5. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Plan de repérage des voiles :

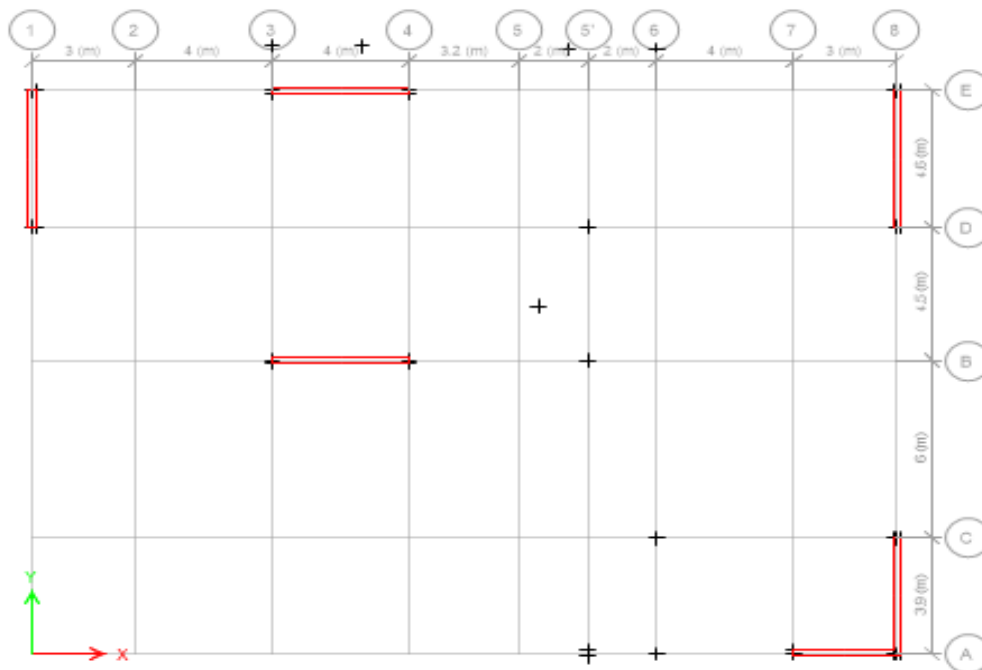


Figure V.14 : Plan de repérage des voiles.

- Selon le RPA99/(version2003) :

V.4.5.1. Principe des calculs :

a) Acier verticaux :

Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \rightarrow$ SEC : Donc on ferraille pour la section minimale dans la RPA.

$$A_{smin} = 0.2\%L.e$$

Cas 2 :

$\sigma_1, \sigma_2 > 0 \rightarrow$ SET : En calculer le volume des contraintes de traction

Et calculer la section des armatures verticales.

$$A_v = \frac{N_t}{F_e}$$

$A_v < A_{smin}$ on ferraille avec la section minimale

$A_v > A_{smin}$: on ferraille avec A_v

Cas 3 :

σ_1, σ_2 : sont de signe différent $\rightarrow$ SPC

On calcule les contraintes pour la zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissons appliquer

S : section transversale du voile

e : épaisseur de voiles

l : longueur de voile

a) Armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e}$$

b) Vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.3}$$

Condition de vérification : $\sigma_c < \sigma_{bc}$

c) Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

V.4.5.2. Exemple de calcul :

Soit le voile de longueur $L = 4 \text{ m}$, $a = 0.2 \text{ m}$ (épaisseur) $S = 0.8 \text{ m}^2$

$N = -333.03 \text{ KN}$; $M = 9850.9 \text{ KN.m}$; $V_u = 5.58 \text{ KN}$

a) Armature verticale :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e \times l^2} = \frac{-333.03 \times 10^3}{0.8 \times 10^6} - \frac{6 \times 9850.9 \times 10^6}{200 \times 4000^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e \times l^2} = \frac{-333.03 \times 10^3}{0.8 \times 10^6} + \frac{6 \times 9850.9 \times 10^6}{200 \times 4000^2}$$

$$\sigma_1 = -19 \text{ MPa} = \sigma_c$$

$$\sigma_2 = 18.17 \text{ MPa} = \sigma_t$$

$$L_T = \frac{L}{\frac{\sigma_1}{\sigma_2} + 1} = \frac{4}{\frac{-19}{18.17} + 1} = 1.95 \text{ m}$$

$$\sigma_{t1} = \frac{\sigma_t}{2} = \frac{18.17}{2} = 9.09 \text{ MPa}$$

$$N_t = \sigma_{t1} \times a \times L_T = 9.09 \times 20 \times 1.95 = 3545.1 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{N_t}{F_e} = \frac{3545.1}{400} = 88.6 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq (1.5a, 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

$$L_{t1} = \frac{L}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$L_{t2} = L_t - L_{t1} = 195 - 40 = 155 \text{ cm}$$

$$\sigma_{t2} = \sigma_t \times \frac{L_{t2}}{L_t} = 18.17 \times \frac{155}{195} = 14.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t \text{ moy}} = \frac{\sigma_{t1} + \sigma_{t2}}{2} = \frac{9.09 + 14.44}{2} = 11.77 \text{ MPa}$$

$$N_{t1} = \sigma_{t \text{ moy}} \times a \times L_{T1} = 11.77 \times 20 \times 40 = 941.60 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_t}{F_e} = \frac{941.6}{400} = 23.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{t2 \text{ moy}} = \frac{\sigma_{t2}}{2} = \frac{14.44}{2} = 7.22 \text{ MPa}$$

$$N_{t2} = \sigma_{t2 \text{ moy}} \times a \times L_{T1} = 7.22 \times 20 \times 155 = 2238.2 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_t}{F_e} = \frac{2238.2}{400} = 55.95 \text{ cm}^2$$

Choix armatures :

$$\text{On prend : } 2*4T20 \rightarrow A_{v1} = 25.13 \text{ cm}^2 (L_{t1} = 40 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } 2*9T20 \rightarrow A_{v2} = 56.52 \text{ cm}^2 (L_{t1} = 155 \text{ cm})$$

$$\text{Vérification d'espacement : } \text{esp} = \frac{L_T}{N \text{ armatures}} = \frac{155}{9} = 17.5 \text{ cm}$$

On prend S= 15 cm

$$S_t \leq (1.5a, 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifier}$$

b) Armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u = 1.4 \times 5.58 = 7.81 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{7.81}{400} = 2.14 \text{ cm}^2$$

A_{vj} → cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage

c) Vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_1 = \sigma_c = -19$$

$$\sigma_{bc} = 19.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < \sigma_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

d) Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_{ub} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u > \tau_{ub} \text{ Condition vérifiée}$$

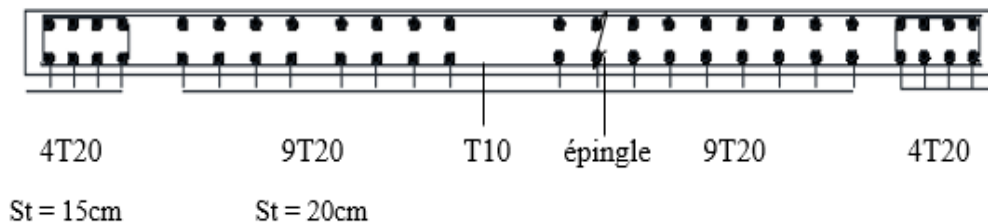


Figure V.15 : ferrailage du voile selon RPA V2003

- Selon le RPA(version2024) :

V.4.6. Ferrailage des voiles :

V.4.6.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Il faut que

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1717.84 \times 10^{-3}}{(0.5 \times 0.5 \times 2 + 4.1 \times 0.2) \times 30} = 0.04 \leq 0.4$$

Condition vérifiée

V.4.6.2. Vérification de la condition d'élancement :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{20.4}{4.6} = 4.43 > 2$$

Le voile V_{1,Y} est considéré comme un voile élancé

V.4.6.3. Calcul de la hauteur critique :

Il faut que

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6) = \max(4.6 ; 20.4/6) = \max(4.6 ; 3.4) = 4.6m$$

Mais (pour n = 6 niveaux)

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \end{cases} = \begin{cases} 8.2m \\ 3.4m \end{cases} \leq 4.3m$$

Donc

$$h_{cr} = 3.4 m$$

V.4.6.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissant :

L'enveloppe linéaire des moments fléchissant est construite en premier lieu selon la section 7.7.4 et la figure 7.13 des RPA.

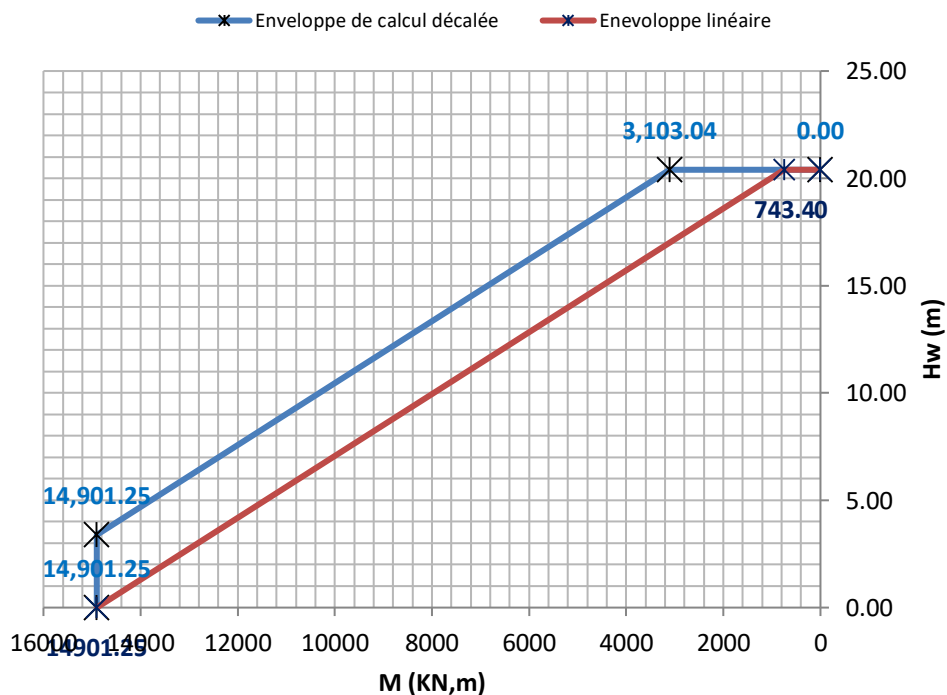


Figure V.16 : Enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile

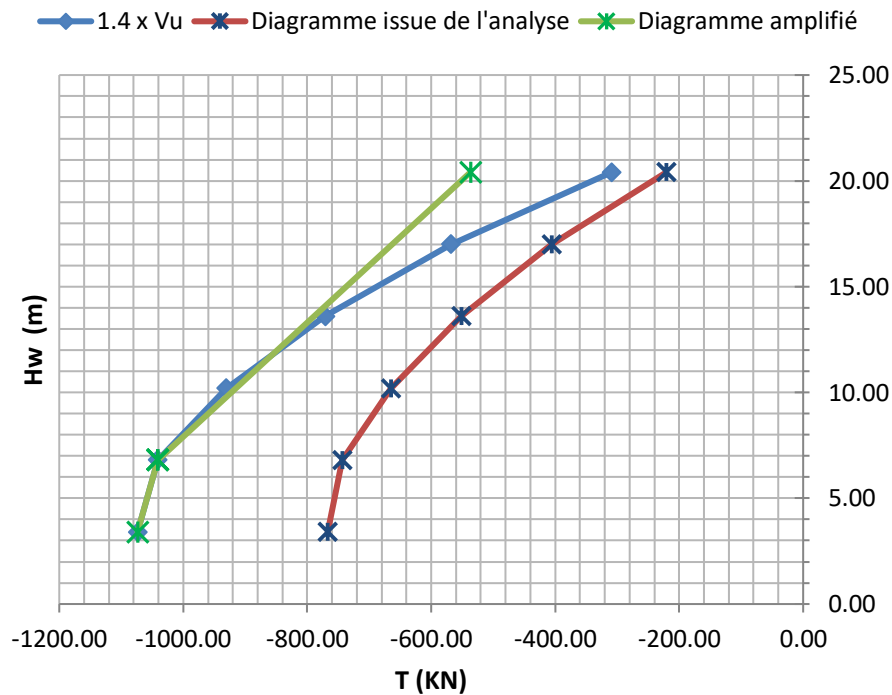


Figure V.17 : Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile

V.4.6.5. Exigences de ductilité pour la zone critique :

a) Dimensions des éléments de rive confinés :

Longueur de l'élément de rive confiné

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w) = \max(0,15 \times 4,6m ; 1,5 \times 0,20m) = 0,69m = 69 \text{ cm}$$

Etant donné la présence de poteaux 50cmx50cm aux extrémités du voiles, la longueur de confinement est prise égale à la largeur du poteau (soit 50cm)

Largeur de l'élément de rive confiné

$$b_c \geq \max(20cm ; h_e/20) = \max(20cm ; 340cm/20) = 20cm$$

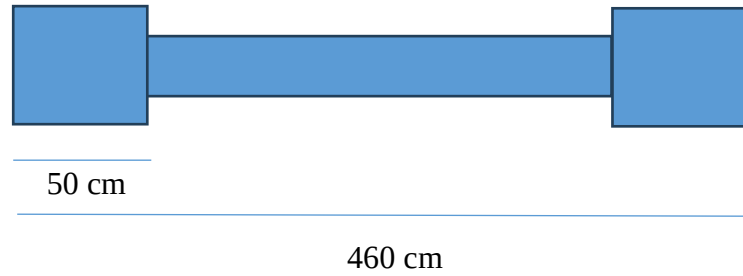
b) Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le calcul des armatures longitudinales se fait par le calcul de la section du voile en flexion composée sous N et M.

$$N = -2525 \text{ kN} ; M = 13939,83 \text{ kN.m}$$

Pour simplifier le calcul des armatures, on pourra supposer la section du voile comme une section rectangulaire $(b \times h) = (b_c \times l_w) = (50\text{cm} \times 460\text{cm})$.



Ferraillage calculé : $A_s = 93.07 \text{ cm}^2$

Choix proposés des armatures : $2 \times 4T25 + 2 \times 9T20 = 95.82 \text{ cm}^2$

c) Vérification du % des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

$$A_s = 95.82 \text{ cm}^2 > 0.5\% (l_c \times b_c) = 0.005 \times (50 \times 50) = 12.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Armatures transversales dans les éléments de rive :

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$s_t \leq \min(b_c/2, 20\text{cm}, 8d_b) = \min(50/2; 20; 8 \times 2.5) = \min(25; 20; 20) = 20\text{cm}$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0.09 s_t b_c \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 \times 20 \times 44 \times \frac{25}{500} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.3 s_t b_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.3 \times 20 \times 44 \times (1.29 - 1) \times \frac{25}{500} = 3.83 \text{ cm}^2$$

Avec A_g/A_c représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (un enrobage de 3cm est considéré).

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{50 \times 50}{44 \times 44} = \frac{2500}{1936} = 1.29$$

Choix des barres : 8T10 $\equiv$ 6,28cm²

e) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{\bar{V}}{b_0 \times 0.9h} = \frac{1.4 \times 174.88 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4} = 0.34 \text{ MPa} < 0.12 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

V.4.6.6. Ferrailage de l'âme du voile :

a) Ferrailage horizontal dans l'âme du voile :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 25) = 25\text{cm}$$

Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s_h} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} = \frac{1.4 \times 174.88 \times 10^{-3}}{3.24 \times 500}$$

Avec $\bar{V}$ effort tranchant de calcul. $\bar{V} = 1.4V$

z distance entre les cgd des armatures des extrémités confinées (z = 3,24m)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{h,min} = 0.2\% \times s_h b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 20\text{mm}$.

Tableau V. 33 : Choix des barres pour le ferrailage horizontal

s_h (cm)	$A_{h,min}$ (cm ²)	Choix des barres
25	1	2T14
20	0.75	2T12
15	0.5	2T10
10	0.25	2T8

b) Ferrailage vertical dans l'âme du voile :

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_v \leq \min(1,5b_w, 25\text{cm}) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25\text{cm}$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{v,min} = 0.2\% \times s_v b_w = 1,25\text{cm}^2$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 200/10 = 20\text{mm}$.

Choix des barres : 2T10 = 20cm

V.4.6.7. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique :

a) Efforts de calcul :

Le Tableau donne les valeurs de calcul des efforts N, M et V pour chaque niveau. Les valeurs de M et V sont ceux issus des courbes enveloppes.

Tableau V. 34 : Efforts de calcul N, M et V du voile $V_{1,Y}$ au-dessus de la zone critique

STORY	Z (m)	N (kN)	M _x (kN.m)	V _y (kN)
STORY7- Bottom	20.4	-105.1853	319.6998	143.8524
STORY6- Bottom	17	-111.0593	1184.5775	563.7172
STORY5- Bottom	13,6	-57.2274	2106.3391	826.4984
STORY4- Bottom	10,2	-353.0181	3173.5305	1040.6418
STORY3- Bottom	6,8	-746.6541	4416.159	1206.7163
STORY2- Bottom	3,40	Zone critique		1181.6354
STORY1- Bottom	0,00			1338.8887

b) Ferrailage longitudinal aux extrémités (ferrailage de flexion) :

La méthode et les données de calcul sont celles utilisées en section 3.5.2. Les moments de calcul sont ceux issus du diagramme enveloppe des moments fléchissant.

Tableau V. 35 : Ferrailage longitudinal aux extrémités

STORY	Z (m)	N (kN)	M _x (kN.m)	A _s (cm ²)
STORY7- Bottom	20,4	-105.1853	319.6998	40,04
STORY6- Bottom	17	-111.0593	1184.5775	45,25
STORY5- Bottom	13,6	-57.2274	2106.3391	50,47
STORY4- Bottom	10,2	-353.0181	3173.5305	55,81
STORY3- Bottom	6,8	-746.6541	4416.159	61,20
STORY2- Bottom	3,40	Zone critique		
STORY1- Bottom	0,00			

c) Ferrailage horizontal dans l'âme du voile :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1,5b_w, 25cm) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25cm$$

Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s_h} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} = \frac{1,4V}{z f_e}$$

Tableau V. 36 : Ferrailage horizontal de l'âme du voile

STORY	Z (m)	V _y (kN)	$\bar{V}$ (kN)	s _h (cm)	A _h (cm ²)	A _{h,min} (cm ²)	Choix des barres
STORY7- Bottom	20,4	143.8524	201.39	20	1.48	1	2T10
STORY6- Bottom	17	563.7172	789.20		1.50		2T10
STORY5- Bottom	13,6	826.4984	1157.086		1.53		2T10
STORY4- Bottom	10,2	1040.6418	1456.89		1.55		2T12
STORY3- Bottom	6,8	1206.7163	1689.39		1.53		2T12
STORY2- Bottom	3,40	Zone critique (déjà calculée)					
STORY1- Bottom	0,00						

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{h,min} = 0.2\% \times s_h b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 200/10 = 20mm$.

d) Ferrailage vertical dans l'âme du voile :

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1,5b_w, 25cm) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25cm$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{v,min} = 0.2\% \times s_v b_w = 1.25cm^2$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 200/10 = 20mm$.

Choix des barres : 2T10=20cm sur tous les étages

V.4.6.8. Vérification des joints de reprise de bétonnage :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture qui sont calculés comme suit :

$$A_{vj} = 0.92 \left(\frac{\bar{V} - N_d}{f_e} \right)$$

Avec armatures de diamètre minimum 10mm

$$A_{vj} = 0.92 \left(\frac{1874.43 - 1717}{500} \right) = 3 cm^2$$

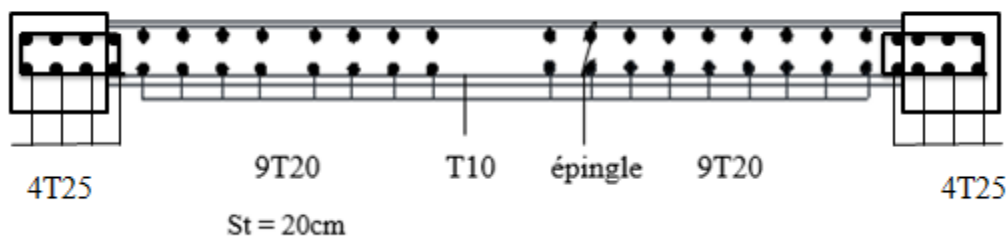


Figure V.18 : ferrailage du voile selon RPA V2024

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI.2. Rôles des fondations :

VI.2.1. Définition :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

VI.2.2. Rôle principal :

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

- Des charges verticales :

- comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des Eléments non porteurs.
- comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le Poids de la neige.

- Des charges horizontales (ou obliques) :

- comme des charges permanentes telles que la poussée des terres.
- comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

VI.2.3. Rôles secondaires :

- 1) La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- 2) L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :

- pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.
- pas de basculement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- pas de déplacement vertical : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).

3) Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.

4) Une fondation doit être économique. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

VI.3. Type de fondations :

Les deux types de fondations sont :

VI.3.1. Les fondations superficielles :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier générale.

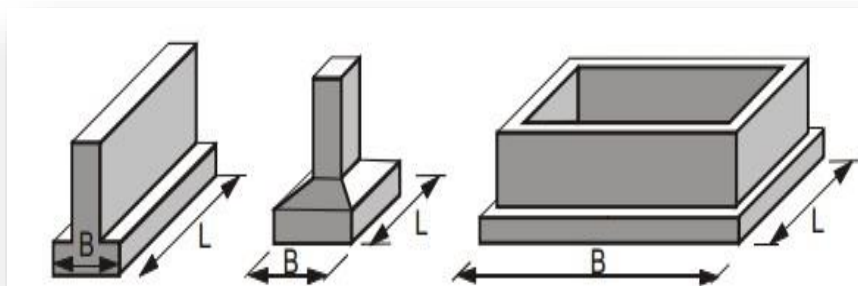


Figure VI.1 : Les différents types de fondations superficielles

VI.3.2. Les fondations profondes et spéciales :

Les fondations sont dites superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée :

$$H/L < 6 \text{ ou } H < 3 \text{ m}$$

Avec H : profondeur de la fondation et L : largeur de la fondation.

VI.4. Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec γ_d
- Poids spécifique des grains γ_s
- Cohésion non drainée C_u .
- Angle de frottement effectif ϕ . Pour notre projet $\sigma = 2$ bars.

VI.5. Choix du type de fondation :

Un certain nombre de problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction

La qualité du sol de fondation.

- On suppose que les efforts normaux de la superstructure vers les semelles sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

Donc elle doit vérifier la condition suivante :

$$S > \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a :

$$N = \sum N_i = 26433.74 \text{ kN}$$

$$S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : charge qui revient à la semelle.

Chapitre 6 : Etude des fondations

S : section de la semelle (B×L).

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2\text{bar}$

$$S=328.32 \text{ m}^2.$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{26433.74}{200} = 132.168 \text{ m}^2.$$

$$\frac{132.168}{328.32} = 0.40 \leq 0.5$$

La surface de la semelle filante doit être inférieure de 50% de la surface totale du bâtiment.

Donc dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix de la semelle filante.

VI.6.2. Semelles filantes :

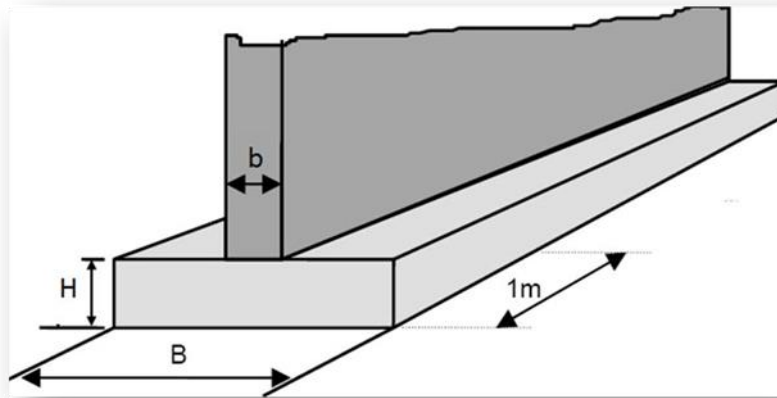


Figure VI.2 : Dimensions des semelles filantes.

VI.6.2.1. Prédimensionnement de semelle :

Selon l'axe 8 on trouve $\longrightarrow N_s = 4476.1021 \text{ KN}$.

Selon l'axe E on trouve $\longrightarrow N_s = 6954.5434 \text{ KN}$.

L'étude suivante porte sur le dimensionnement d'une semelle filante croisée, conçue pour reprendre les charges linéaires transmises par des voiles et des poteaux alignés perpendiculairement.

$$N_s = 11430.64 \text{ KN}$$

a) Semelle :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{B_{sf} \times L_{sf}} \longrightarrow B_{sf} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L_{sf}}$$

B_{sf} : la largeur de la semelle filante.

L_{sf} : la longueur de la semelle filante.

Suivant l'axe y :

$$B_{sf} \geq \frac{4476.1021}{200 \times 18.9} = 1.18m.$$

Suivant l'axe x :

$$B_{sf} \geq \frac{6954.5434}{200 \times 25.2} = 1.38m.$$

Dans le cas des semelles filantes croisées, une même largeur B_{sf} est adoptée de manière uniforme pour l'ensemble de la structure, afin de simplifier l'exécution et garantir homogénéité du système de fondation.

Donc : $B_{sf} = 1.40m$.

$$h \geq \frac{B_{sf}-b}{4} + 0.05$$

h : la hauteur de la semelle.

$$h \geq \frac{1.4-0.5}{4} + 0.05 = 0.275m.$$

On prend : $h=0.30m$.

b) Poutre de rigidité (libage) :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K_{sol} \times B_{sf} \times l^4}{E_b \times b_n \times \pi^4}}$$

K_{sol} : coefficient de raideur du sol.

E_b : module d'élasticité du sol.

$$E_b = 20000 \text{ mpa.}$$

$$h_n \geq 1.53m.$$

On prend : $h_n = 1.60 \text{ m}$.

- **Vérification de la contrainte au sol :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S_{\text{fonation}}}$$

$$S_{\text{fonation}} = 49.16 \text{ m}^2.$$

$$\sigma_{\text{sol}} \geq 141.46 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6.2.2. calcul de ferrailage :

a) Semelle :

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s}, \quad d = h - 0.05.$$

$$N_u = 14412.582 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_u}{L} = 326.815 \text{ KN/m}.$$

$$A_s = \frac{326.815(140-50) \times 10^3 \times 10^{-2}}{8 \times 25 \times \frac{500}{1}} = 2.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.94 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : **6T8 (3.02cm²)**.

$$A_r = \frac{A_s}{4} \times B = 1.05 \text{ cm}^2.$$

On prend : **4T8 (2.01cm²)**.

- **Espacement :**

$$S_t = 15 \text{ cm}.$$

On prend : Ø8.

b) Nervure :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0 = 900 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 765 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_0 = 450 \text{ KN.m}$$

N.B : on utilise le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

- **Ferraillage a ELU :**

$$\text{Travée : } A_u = 11.36 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui : } A_u = 6.77 \text{ cm}^2.$$

- **Après vérification a ELS :**

Note : Situation préjudiciable (milieux dans le sol).

$$\text{Travée : } A_s = 20.6 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 8T20

$$\text{Appui : } A_s = 12.56 \text{ cm}^2.$$

Choix de ferrailage : 8T20

$$A_{s \min} = \frac{0.5}{100} \times B \times h = 40 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$h \geq 70 \text{ cm donc on calcule } A_{s \text{ peau}}$$

$$\text{F.P (3 cm}^2/\text{ml)} \rightarrow A_{s \text{ peau}} = 4.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend 6T12 (} A_{s \text{ peau}} = 6.79 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

- **L'espacement :**

D'après le **CBA 93** :

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 30 \text{ cm}) = \min (144 ; 30) \text{ cm Donc : } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

on a :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30cm \right) = \min (40 ; 24 ; 30cm)$$

On la traite comme une poutre selon le RPA

On prend : $St = 15 \text{ cm}$.

VI.6.3. Vérification vis-à-vis l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ; puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \right) = \min (333.33 ; \max(250 ; 201.63)) = 250 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 110 \right) = \min (166.66 ; 176) = 166.6 \text{ MPa}$$

Tableau VI.1 : Vérifications des contraintes pour la nervure.

	Section poutre (cm)	M^{ser} (kNm)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	verification
appui	50 × 160	330	118.5	250	2.98	15	ok
travée	50 × 160	560	191	250	4.14	15	ok

VI.7. Schéma de ferrailage :

a) Schéma de ferrailage de la semelle :

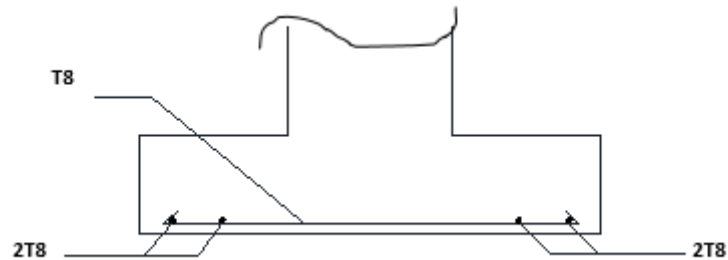


Figure VI.3 : ferrailage semelle.

b) Schéma de ferrailage de la nervure :

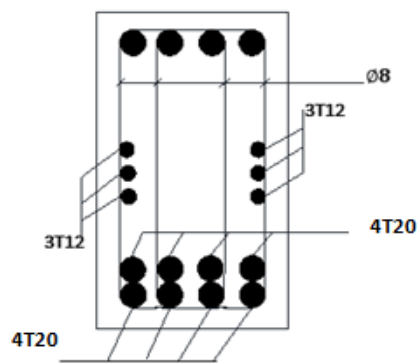


Figure VI.4 : ferrailage appui.

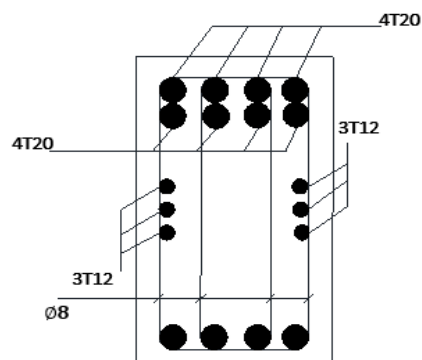


Figure VI.5 : ferrailage travée.

Chapitre VII

Comparaison et discussions des résultats

VII.1. Objectif :

Il est primordial pour chaque ingénieur de se tenir informé des mises à jour apportées aux réglementations en lien avec son domaine d'expertise. Ce document présente une comparaison préliminaire sur les structures en BA entre le nouveau règlement parasismique algérien RPA 2024 et l'ancien RPA 99 v 2003. Cette comparaison met en lumière les points les plus critiques ayant un impact direct sur le calcul des structures en génie civil, en attirant l'attention sur les modifications essentielles qui influencent la conception et la résistance des ouvrages.

VII.2. Paramètres sismiques :

VII.2.1. Zone sismique :

Selon le nouveau règlement parasismique algérien, les zones sismiques ont été modifiées, passant de 5 à 7 zones.

Tableau VII.1 : les zones sismique RPA2003/2024

RPA 99 V 2003	RPA V 2024
Zone 0 : sismicité négligeable. Zone I : sismicité faible. Zone IIa : sismicité moyenne. Zone IIb : sismicité moyenne. Zone III : sismicité élevée.	Zone 0 : très faible. Zone I : faible. Zone II : faible a moyenne. Zone III : moyenne. Zone IV : moyenne a élevée. Zone V : élevé. Zone VI : élevé.

Note : L’augmentation de 5 à 7 zones sismiques dans le RPA 2024 permet une classification plus précise du risque, assurant une meilleure adaptation des règles aux réalités locales, et donc une conception plus sûre et plus optimisée.

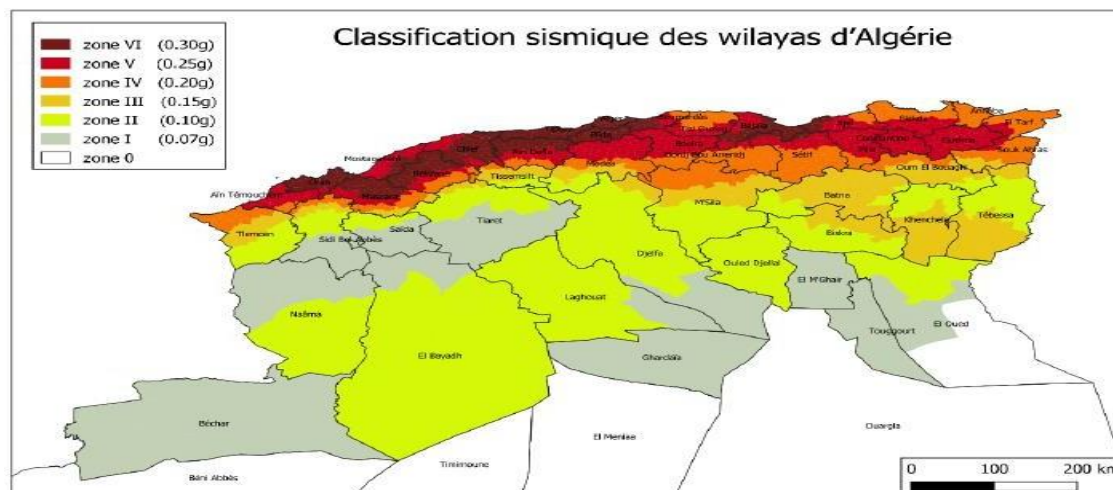


Figure VII.1 : classification sismique des wilayas d'Algérie.

VII.2.2. Contraintes du béton et de l'acier :

Tableau VII.2 : Contraintes du béton et de l'acier selon l'RPA99/version 2003et 2024.

	Situation	Béton			Acier		
		γ_b	f_{c28}	σ_{bc}	γ_s	f_e	σ_s
RPA 2003	Durable	1.5	25	14.16	1.15	500	435
	Accidentel	1.15	25	18.47	1	500	500
RPA 2003	Durable	1.5	25	14.16	1.15	500	435
	Accidentel	1.2	25	17.71	1	500	500

VII.2.3. Accélération sismique :

- Conformément au règlement parasismique algérien de 1999, version 2003 (RPA 99 V 2003), l'accélération maximale est fixée à 0,4 g. Cette valeur ne prend pas en compte le coefficient d'importance. Les paramètres d'usage et la classification de la

Chapitre 7 : Comparaison RPA2003-RPA2024

zone sismique constituent les deux facteurs déterminants pour établir la valeur de l'accélération.

Un coefficient de site de 1,25 est défini dans les formules de calcul du spectre de réponse.

- En ce qui concerne le règlement parasismique algérien de 2024 (RPA 2024) donne une accélération maximale de 0,3 g. Cependant, ce règlement introduit un coefficient d'importance (I) qui peut atteindre jusqu'à 1,4. En plus du coefficient d'importance I, un autre coefficient de majoration, appelé coefficient de site (S), a été introduit dans les formules de calcul des spectres de réponse.

Ce coefficient, qui varie entre 1 et 1.8, permet d'augmenter le calcul de l'accélération en fonction des caractéristiques du site.

Zone sismique et accélération :

Tableau VII.3 : Zone sismique et accélération.

Zone sismique	RPA V 2003	RPA V 2024
Zone VI		0.3
Zone III	0.25	

VII.2.4. Facteur de qualité (Qf) :

Pour minimiser les efforts sismiques sur les structures constituées exclusivement de voiles porteurs (sans effet noyau), ou de structures combinant portiques et voiles (équivalents à des voiles porteurs) (sans effet noyau), il est essentiel d'assurer une bonne régularité en plan et en élévation. Cette régularité permet de réduire le facteur de qualité 1,3 à 1,05, ce qui améliore la réponse sismique de la structure. En effet, la régularité d'une structure joue un rôle déterminant dans sa capacité à répondre de manière uniforme aux sollicitations sismiques, limitant ainsi les concentrations de contraintes et les effets dynamiques indésirables.

De même pour les structures à ossature :

Tableau VII.4 : Facteur de qualité.

Type de système	RPA V 2003	RPA V 2024
Systèmes mixtes et à voile porteur	1.20	1.05

VII.2.5. Coefficient de site (S) :

Site : S3

Tableau VII.5: valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastiques.

	T1(s)	T2(s)	T3(s)
RPA 2003	0.15	0.5	2
RPA2024	0.15	0.7	

VII.2.6. Coefficient de comportement (R) :

Le coefficient de comportement R pour les systèmes les plus courants, tels que les structures à poteaux avec voiles porteurs ou voiles porteurs, a été ajusté à 4,5^b dans le RPA 2024, remplaçant l'ancienne valeur de 3,5 prévue par le RPA 99 version 2003.

Il est crucial d'éviter l'effet de noyau afin de maintenir cette valeur de R à 4,5 dans nos hypothèses de calcul.

Tableau VII.6 : coefficient de comportement R selon le RPA2003 et 2024.

Type de système	RPA 99 V 2003 (R)	RPA V 2024 (R)	Remarque
Portiques avec voile porteur/ voiles porteurs	3.5	4.5	R maintenu a 4.5 si leffet de noyeu est evite

Note : Le RPA 2024 augmente le coefficient de comportement R de 3,5 à 4,5 pour les systèmes avec voiles porteurs, ce qui réduit les efforts sismiques, à condition d'éviter l'effet de noyau.

VII.3. Spectre de réponse :

VII.3.1. Données de spectre de réponse Horizontal :

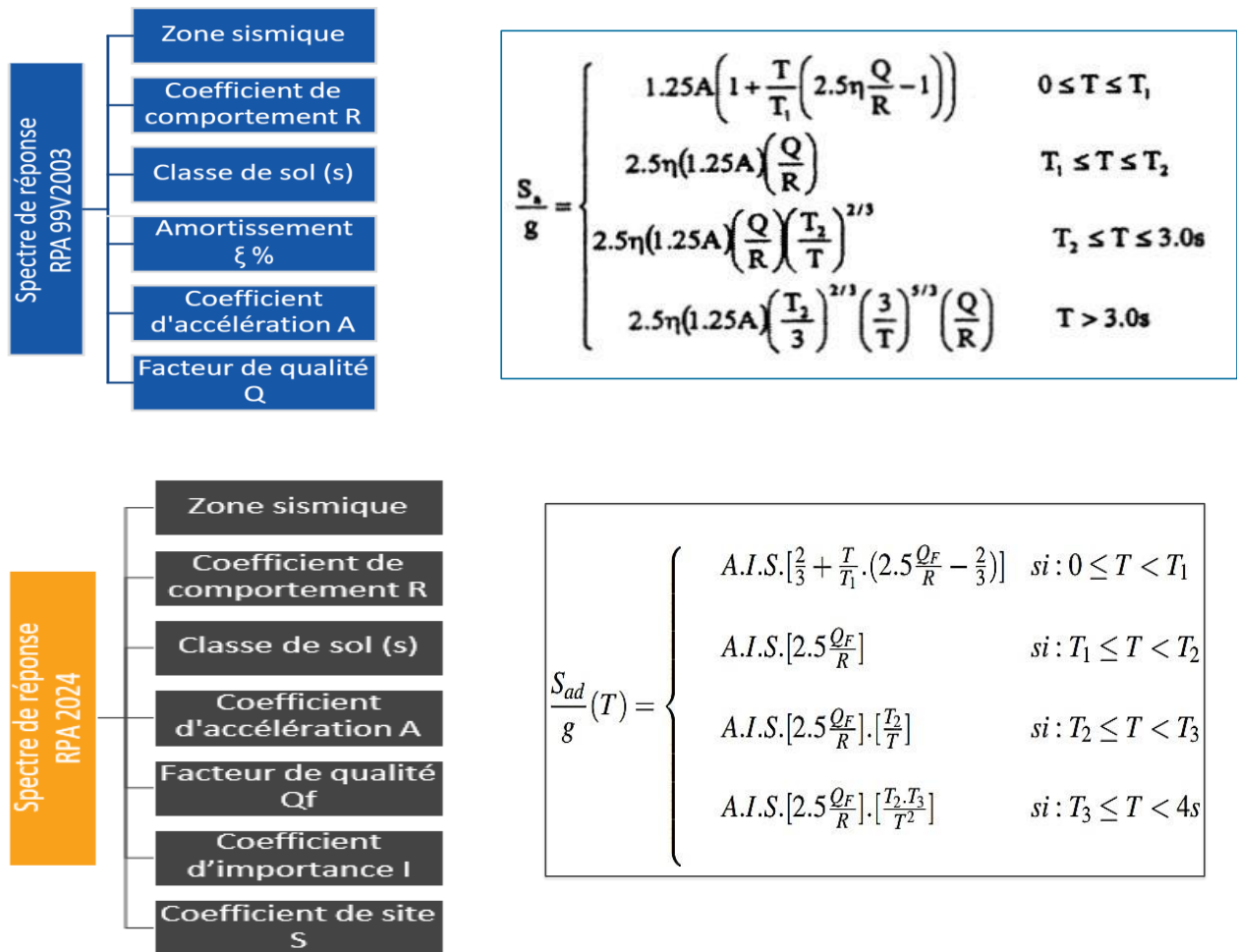


Figure VII.2 : spectre de reponse sismique horizontale RPA2003/2024.

VII.4. Combinaison d'actions sismiques :

La combinaison de l'action sismique pour la composante horizontale est donnée comme suit :

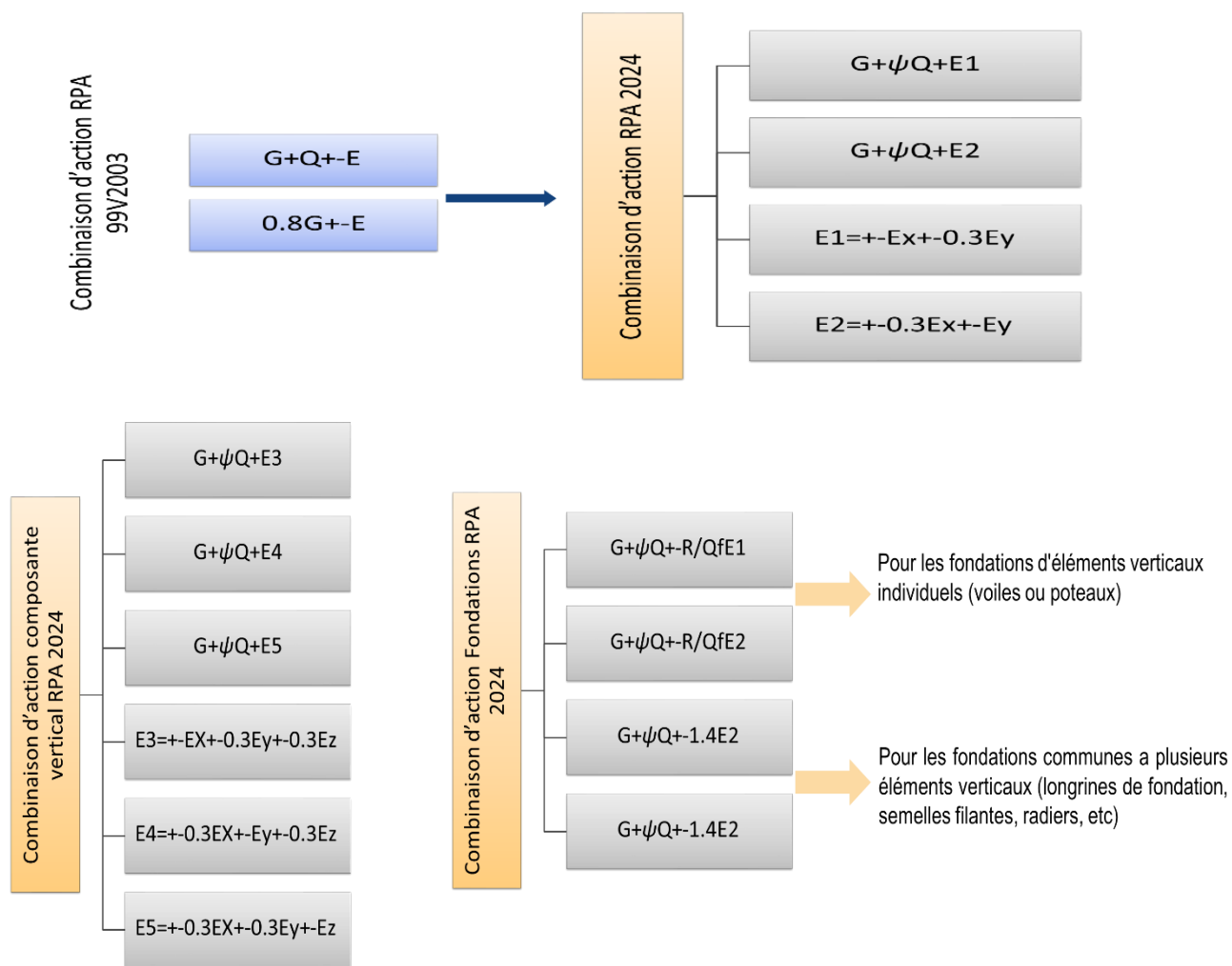


Figure VII.3 : combinaison d'action sismique RPA2003/2024

Tableau VII.7 : valeurs du coefficient d'accompagnement.

	RPA V 2003	RPA V 2024
Coefficient de comportement	0.2	0.3

VII.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

- **RPA 2003**

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule. (4.1) :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- **RPA 2024**

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

$$V = \lambda. \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W$$

VII.6. Déplacements :

VII.6.1. Vérification Des Déplacements Relatifs Sismiques :

- **RPA 2003 :**

Selon l'article 4.43 du RPA 99v 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure (Δ_k) ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

- **RPA 2024 :**

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon §4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta_k}$, données dans le tableau (5.2) et Eqn. (5.11), i.e. :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Tableau VII.8 : valeurs limites des déplacements inter-étage.

Déplacement limite	RPA 99 V 2003	RPA V 2024
Bâtiment en béton arme	1%hk	0.0150hk

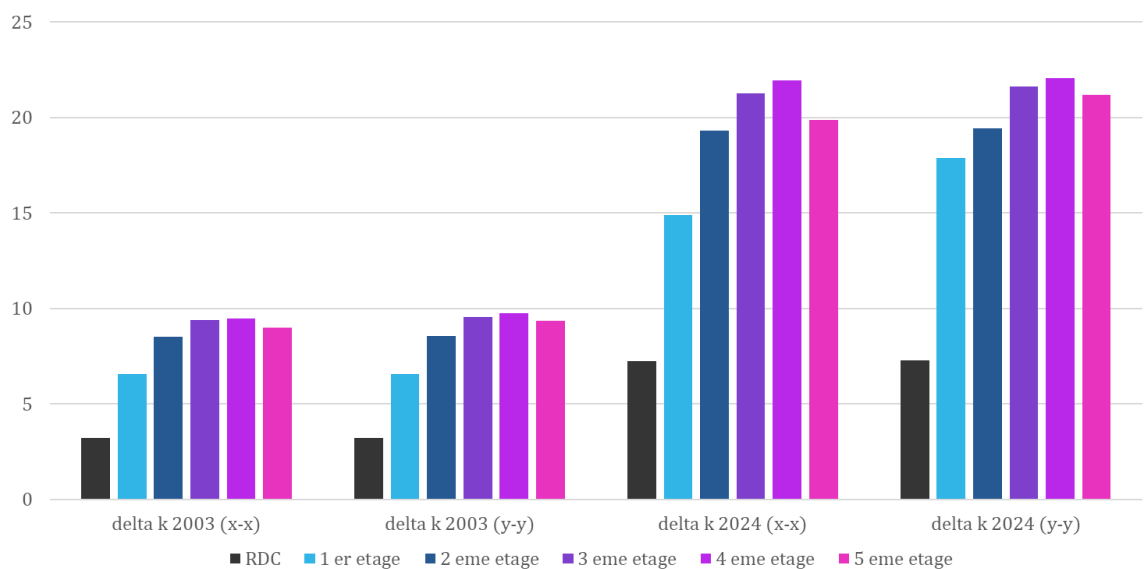


Figure VII.4 : comparaison des déplacements inter étage selon RPA V2003/2024.

VII.7. Effort normal Réduit :

Le RPA 2024 élève la limite de vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux, la faisant passer de 0,3 à 0,35. De plus, il propose également cette vérification au niveau des voiles, en utilisant une limite de 0,4.

Tableau VII.9 : Vérification de l'effort normal réduit

	RPA 99 V 2003	RPA V 2024
Lefort normal réduit	$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$	$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$

Note : Le RPA 2024 abaisse les limites de l’effort normal réduit par rapport au RPA 2003, afin de limiter le taux de compression dans les éléments verticaux, ce qui améliore leur ductilité et stabilité en cas de séisme. Cette modification renforce la sécurité structurelle, surtout en zones sismiques élevées.

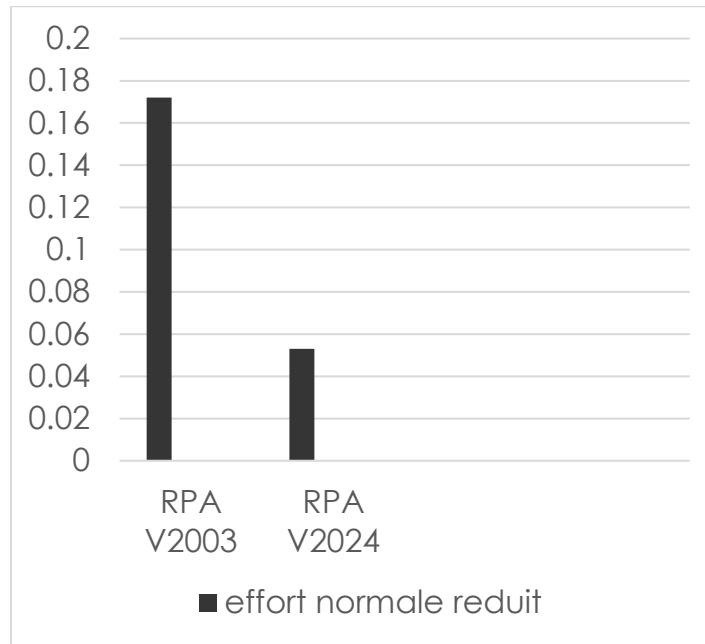


Figure VII.5 : comparaison de l'effort normal réduit.

VII.8. Coefficients partiels de sécurité :

On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égale aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivante :

Tableau VII.10 : Coefficients de sécurité RPA2003/2024.

	RPA 99 V 2003	RPA V 2024
Coefficient de sécurité	$\gamma_s = 1$ $\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$ $\gamma_b = 1.2$

VII.9. Infrastructure et Fondations :

VII.9.1. Classification des sites :

Tableau VII.11 : catégorie des sites selon le RPR2003/2024.

RPA 99 V 2003	RPA V 2024
S1 : site rocheux S2 : site ferme. S3 : site meuble. S4 : site très meuble.	S1 : site rocheux. S2 : site ferme. S3 : site meuble. S4 : site très meuble. Ss : site nécessitant des investigations approfondies et des spécifique.

Tableau VII.12 : classification des sites RPA2003.

catégorie	description	qc(MPA) (c)	N (d)	pl (MPA) (e)	Ep (MPA) (e)	qu (MPA) (f)	Vs (m /s) (g)
S1	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S2	ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400- <800
S3	meuble	1.5-15	10- 50	1-2	5-20	01-0.4	≥200- <400
S4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥100 <200

Tableau VII.13 : classification des sites RPA2024.

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	Pl_{30} (Mpa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{s30} (m/s) (h)
<i>S₁</i>	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
<i>S₂</i>	Ferme	>15	>50	>100	0.4- 10	2-5	20- 100	360- 800
<i>S₃</i>	Meuble	1.5- 15	15-50	50- 100	0.1- 0.4	1-2	5-20	180- 360
<i>S₄</i>	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
<i>S₅</i>	site nécessitant investi- gations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

Il est important de souligner que, selon le nouveau règlement RPA 2024, la profondeur minimale des investigations géotechniques doit atteindre 30 mètres, sauf si le substratum rocheux est rencontré à une moindre profondeur. Cette exigence, absente dans l'ancien règlement RPA 2003, représente une évolution significative qui engendre des coûts supplémentaires pour les études de sol.

VII.9.2. Vérification de la capacité portante :

Les fondations superficielles et profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

Tableau VII.14 : combinaisons d'action pour les fondations.

	RPA 99 V 2003	RPA V 2024
Combinaison d'action	$G + Q + E$ $0.8G \pm E$	$G + \Psi \cdot Q + E1$ $G + \Psi \cdot Q + E2$

Ψ : coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation .

Et :

$$\begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

VII.10. Etude de cas pratique :

VII.10.1 Cas pratique d'une structure en R+5 :

Dans cette phase d'étude, nous examinons l'influence de l'irrégularité structurale des bâtiments sur leur comportement sismique. Cette analyse consiste en une comparaison des réponses sismique maximales, en se concentrant sur les valeurs maximales du facteur de qualité (Q) entre les deux versions des Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003 et RPA 2004). L'étude portera plus particulièrement sur les structures mixtes avec voiles porteurs équivalents et sur les structures conçues exclusivement avec des voiles porteurs.

Le site choisi pour cette étude est classé en zone S3, correspondant à un sol meuble, ce qui permettra d'évaluer les effets des conditions de sol sur la réponse sismique des structures.

Tableau VII.15 : spectre de réponse RPA2003/2024.

Spectre de réponse RPA 99 V 2003	Spectre de renonce RPA v 2024
Zone sismique III	Zone sismique VI
R=3.5	R=4.5
Classe de sol (S3)	Classe de sol (S3)
Amortissement $\varepsilon = 10\%$	Amortissement $\varepsilon = 10\%$
Coefficient d'accélération A=0.25	Coefficient d'accélération A=0.3
Facteur de qualité Q=1.20	Facteur de qualité Q=1.05

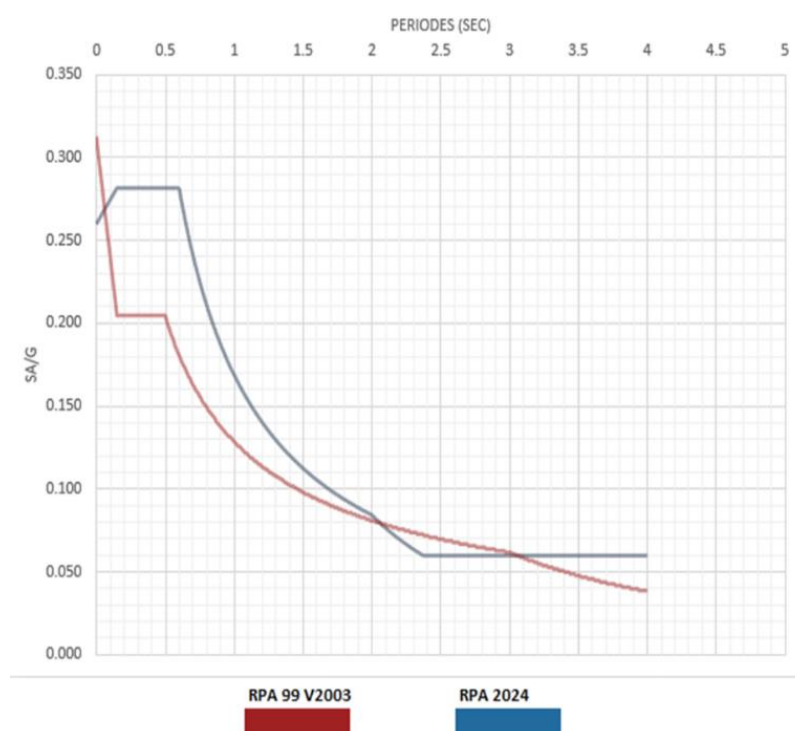


Figure VII.6 : spectre de reponse groupe d'usage 2 .

Tableau VII.16 : Comparaison des Accélérations sismique moyennes.

Période T(s)	Augmentation d'accélération entre RPA V 2024 et RPA 99 V 2003
0.16s-0.50s	37%
0.50s-0.80s	48%
0.80s-2.00s	18%

Coefficient de comportement R :

Parmi les nouveautés introduites dans le RPA 2024 figure la vérification de l'effet noyau. Cette vérification peut entraîner une réduction de tous les coefficients de comportement dans les systèmes contenant des voiles, pouvant aller jusqu'à $R = 3$ si la vérification n'est pas satisfaisante. Par conséquent, l'ingénieur doit s'assurer d'une conception optimale des voiles pour la structure.

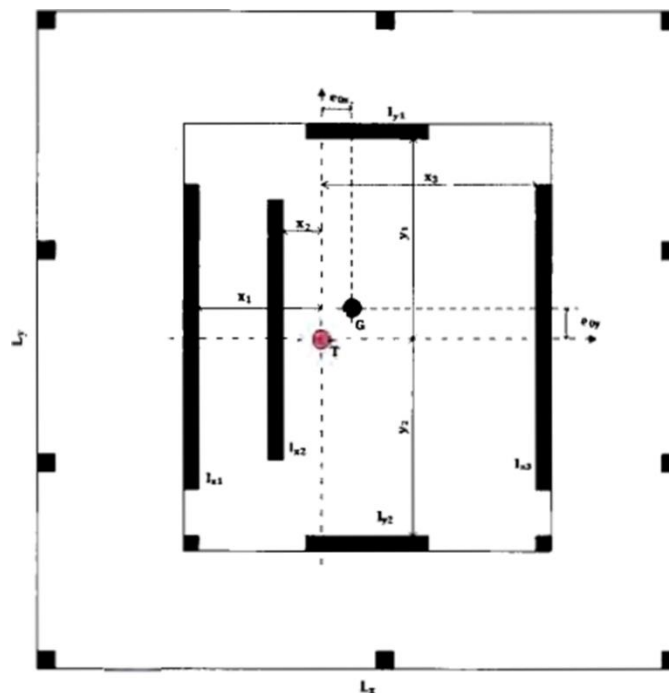


Figure VII.7: définition des différents paramètres.

VII.11. Critères de dimensionnement :

VII.11.1 Critères de ferrailage des poteaux :

- Pourcentage minimal d'armatures :
 - +14,3 % pour la zone I,
 - +12,5 % zone IIa
 - +11,1 % pour les zones IIb et III.

- Longueur minimale de recouvrement :

+25 % pour les zones I et II

+20 % pour les zones IIb et III.

Tableau VII.17 : armatures longitudinales RPA 2003.

RPA 99 v 2003
Les armatures longitudinales
les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence , droites et sans crochets :
• Leur pourcentage minimale sera de : 0.7 % en zone I 0.8 % en zone IIa 0.9 % en zone IIb et III • Leur pourcentage maximale sera de : 3 % en zone courante 6 % en zone de recouvrement • Le diamètre minimum est de 12 mm • La longueur minimale des recouvrements est de : 40 $\varnothing$ en zones I et IIa 50 $\varnothing$ en zones IIb et III • La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zones I et IIa 20 cm en zones IIb et III

Tableau VII.18 : armatures longitudinales RPA 2024.

RPA v 2024
Les armatures longitudinales Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets : • Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % en zone I et II 0.9 % en zone III 1 % en zone IV, V, VI • Leur pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante 8 % en zone de recouvrement • Le diamètre minimum est de 12 mm • La longueur minimale des recouvrements est de : 50 $\emptyset$ en zones I, II et III 60 $\emptyset$ en zones IV, V, VI • La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zones I, II et III 15 cm en zones IV, V, VI

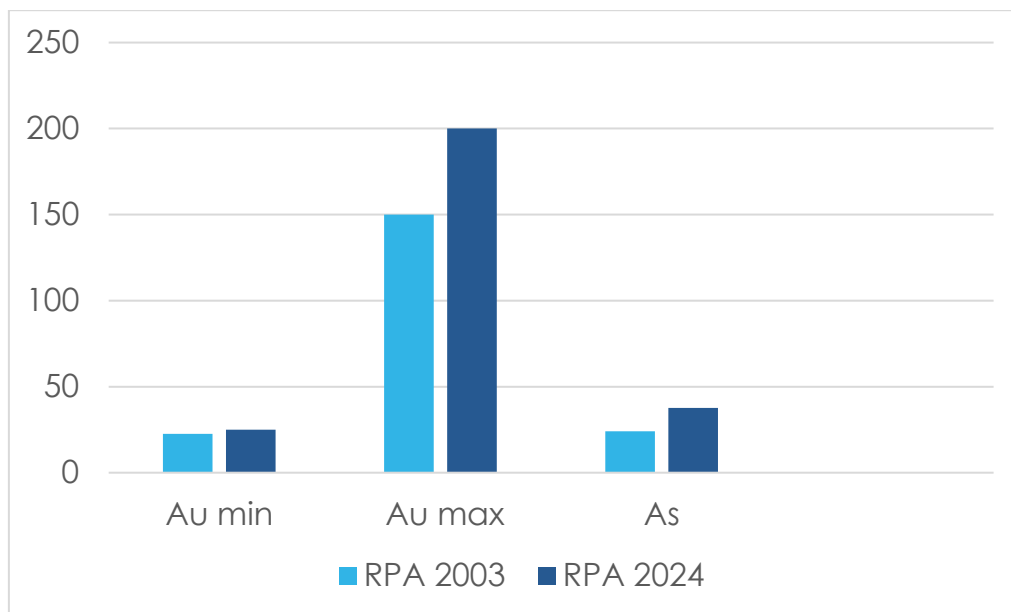


Figure VII.8: comparaison de ferrailage du poteau.

VII.11.2 Critères de coffrage des poteaux :

Tableau VII.19 : critères de coffrage des poteaux selon le RPA 2003.

RPA 99 v 2003	
$\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	en zone I et II
$\min (b_1, h_1) \geq 23\text{cm}$	en zone IIb et III
$\min (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$	
$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	

Tableau VII.20 : critères de coffrage des poteaux selon le RPA 2024.

RPA v 2024	
$\min (b_c, h_c) \geq 25\text{cm}$	en zone I , II et III
$\min (b_c, h_c) \geq 30\text{cm}$	en zone IV ,V et VI
$\min (b_c, h_c) \geq \frac{he}{20}$	
$\frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4$	

VII.11.3 Critères de ferrailage des poutres :

Tableau VII.21 : critères de ferrailage des poteaux selon le RPA 2003.

RPA 99 v 2003
0.5% A_s min longitudinale
4% A_s min zone courante
6% A_s min zone de teecouverement
40 $\emptyset$ longueur minimale de recouvrement pour la zone I et IIa
50 $\emptyset$ longueur minimale de recouvrement pour la zone IIb et III
Espacement maximale des armatures transversal : Zone critique mn ($h/4$,120$\emptyset$)
Zone courante $s < h/2$

Tableau VII.22 : critères de ferrailage des poteaux selon le RPA 2024.

RPA v 2024
0.5% A_s min longitudinale
4% A_s min zone courante
6% A_s min zone de teecouverement
- Au moins deux barres d'aciers de 14 mm a haute adhérence doivent etre placées en haut et en bas sur toute la poutre (zones IV,V,VI) - Les poutres secondaires soumiss a des forces sismiques,doivent avoir desarmatures symétriques , avec une section en travée d'au moins la moitié de celle sur appui.
50 $\emptyset$ longueur minimale de recouvrement pour la zone I, II et III
60 $\emptyset$ longueur minimale de recouvrement pour la zone IV, V et VI
Espacement maximale des armatures transversal : Zone critique mn ($h/4$,120$\emptyset$)
Zone courante $s < h/2$

Note : Le RPA 2024 renforce les règles de dimensionnement, ferrailage et coffrage des poutres et poteaux pour améliorer la sécurité et la résistance sismique.

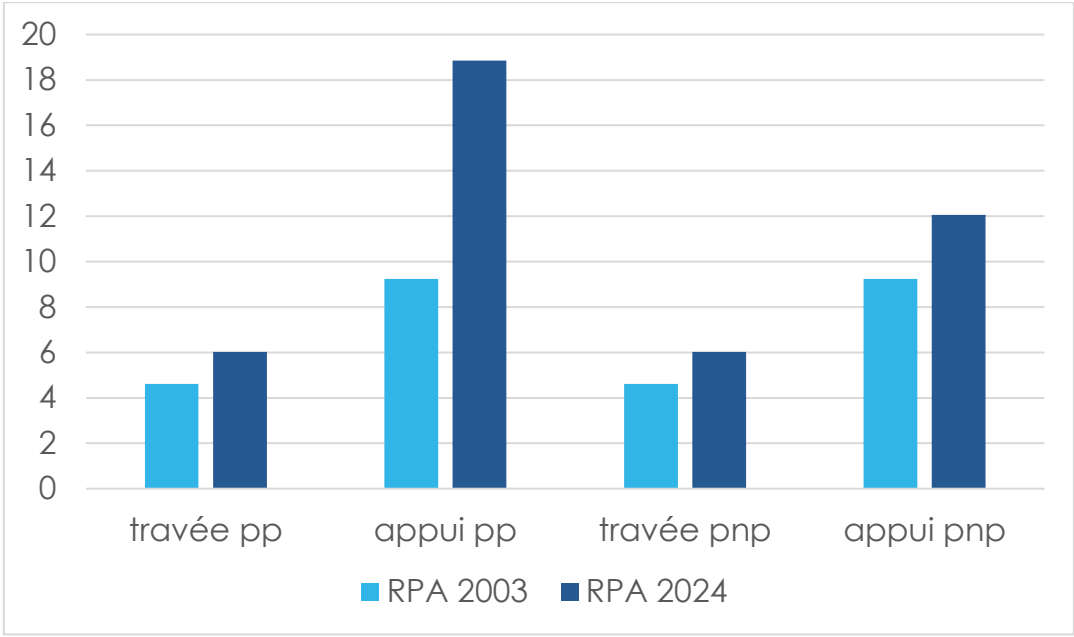


Figure VII.9: comparaison de ferrailage des poutres.

VII.11.4. Critères de ferrailage et de coffrage voile :

Tableau VII.23 : Critères de ferrailage et de coffrage voile RPA2003.

RPA 99 v 2003
Épaisseur de voile : h/20 avec h : hauteur de l'étage. h/22 h/25 - Aucune indication n'est fournie concernant la vérification de l'effort normal réduit. - De plus, la méthode de calcul du ferrailage des trumeaux manque de détails. - Une indication très claire précise que les barres horizontales doivent être munies de crochets a 135°

Tableau VII.24 : Critères de ferrailage et de coffrage voile RPA2024

RPA v 2024
Épaisseur de voile : $b_w \geq \max (15\text{cm}, h_e/20)$ Longueur de voile : $l_w \geq \max (h_e/3, 4b_w, 1\text{m})$ - La vérification de l'effort normale réduit est indispensable $\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$ - Selon l'article 7.7.4 celui-ci clarifié la méthode de calcul du ferrailage des voiles et trumeaux en fonction de leur dimension (élancées ou courtes) Les bas horizontaux doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochet c'est les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droite.

Ferrailage des voiles :

La nouvelle version du DTR BC 2.48, préconise une augmentation des moments de flexion de calcul par une nouvelle courbe enveloppe. Ceci impactera la section des armatures verticales des voiles.

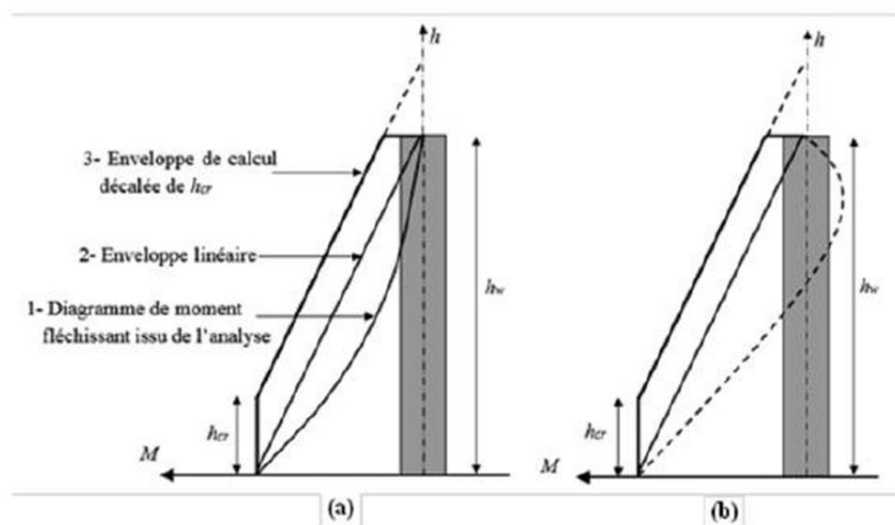


Figure VII.10 : enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

De la même manière, l'effort tranchant est amplifié, par une courbe enveloppe imposée. La section de ferrailage horizontal des 2/3 supérieurs des voiles est particulièrement touchée par cette mesure.

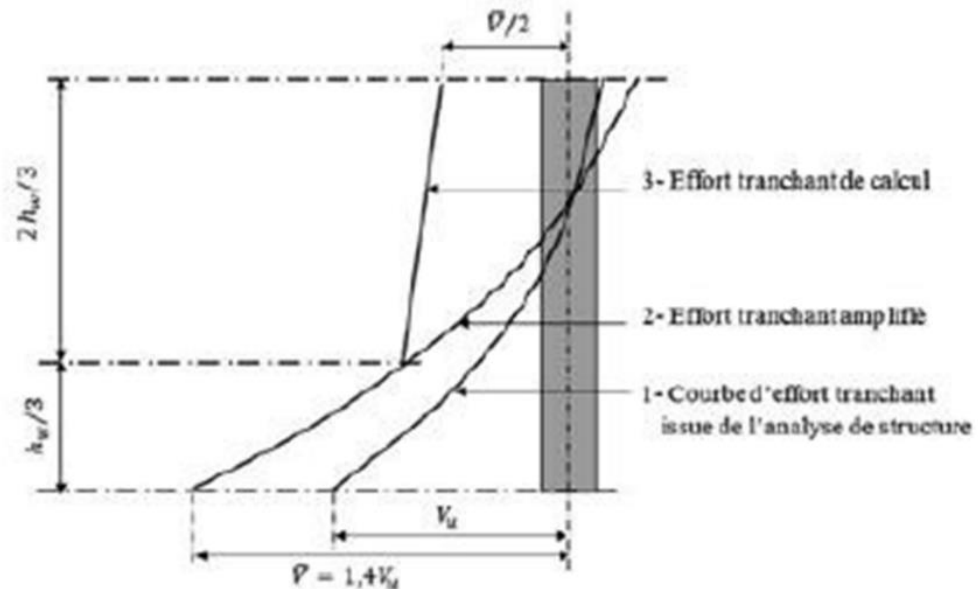


Figure VII.11: enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte.

L'évolution du règlement parasismique algérien RPA 2024, en imposant une épaisseur minimale de 200 mm pour les parties confinées des voiles (éléments de rive), représente une contrainte technique majeure pour l'utilisation des coffrages tunnel et en aluminium, traditionnellement adaptés aux voiles de 150 mm d'épaisseur. Alors que le RPA 2003 permettait encore la construction de bâtiments en R+5 à R+9 avec des voiles de 15 cm, le nouveau règlement limite fortement cette pratique. Cette exigence impose une réévaluation des méthodes de construction, une adaptation des systèmes de coffrage, et potentiellement une augmentation des coûts et des délais. Elle appelle également à une réflexion approfondie sur l'équilibre entre sécurité structurelle et faisabilité économique sur les chantiers.

L'épaisseur, b_c , des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 200 mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale $\max(2b_w ; 0.2l_w)$, il convient que b_c ne soit pas inférieure à $h_e/15$, h_e étant la hauteur d'étage. Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale $\max(2b_w ; 0.2l_w)$, il convient alors que b_c ne soit pas inférieure à $h_e/10$ (cf Figure (7.17)).

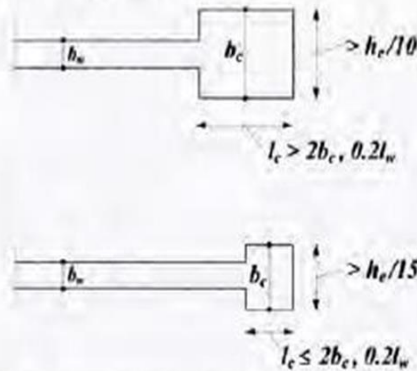


Figure 7.17: Epaisseur minimale des éléments de rive confinés

L'élément de rive peut comprendre des membrures orthogonales aux voiles. Dans ce cas, si le voile est relié à une membrure raidisseuse d'une épaisseur ($b_f \geq h_e/15$) et d'une longueur

Figure VII.12 : épaisseur minimale des éléments de rive confinés.

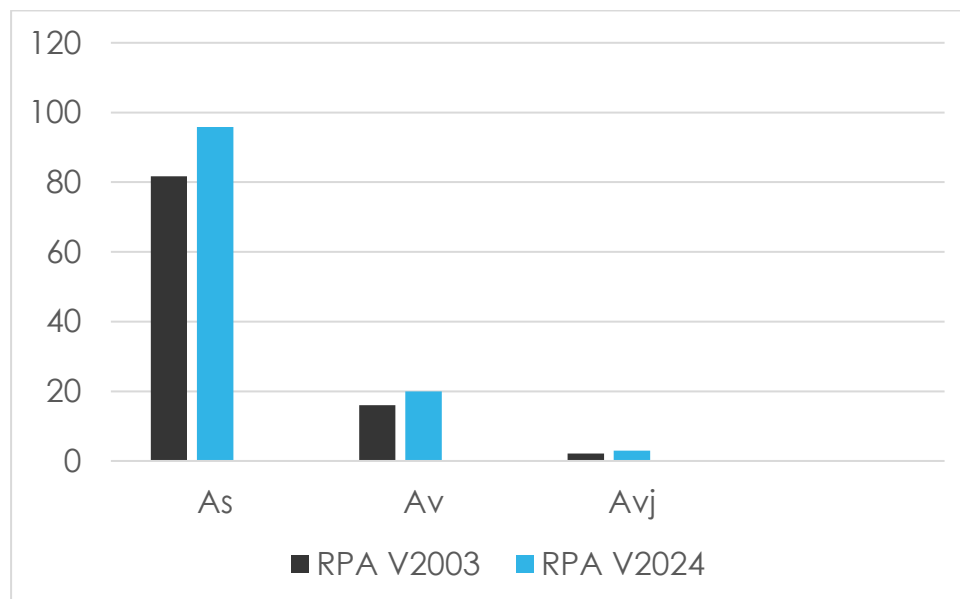


Figure VII.13 : comparaison de ferrailage des voiles.

As : section de ferrailage

Av : ferrailage verticale

Avj : Armature de bétonnage

Conclusion :

L'objectif principal de ce mémoire était de mener une étude comparative du comportement d'un bâtiment R+5 en béton armé, situé en zone de forte sismicité, conformément aux exigences des règlements parasismiques RPA 2003 et RPA 2024. À travers une modélisation structurale rigoureuse et une analyse dynamique appropriée, cette recherche a permis de mettre en évidence les apports et les implications des évolutions réglementaires sur la conception et la performance sismique des structures.

Le passage du RPA 2003 au RPA 2024 marque une avancée importante en matière de sécurité sismique. Le nouveau règlement intègre des exigences plus strictes, inspirées des normes internationales récentes, notamment en ce qui concerne la régularité des structures, la redistribution des efforts, le dimensionnement des éléments porteurs et les détails de ferrailage. Ces ajustements visent à améliorer la ductilité, la dissipation d'énergie et la stabilité globale des bâtiments soumis à des sollicitations sismiques importantes.

Les résultats comparatifs obtenus montrent que l'application du RPA 2024 conduit à une meilleure maîtrise du comportement structurel, au prix d'un effort supplémentaire en matière de conception et de consommation de matériaux. Cependant, cet investissement reste pleinement justifié au regard des bénéfices apportés en termes de sécurité des occupants et de résilience des ouvrages.

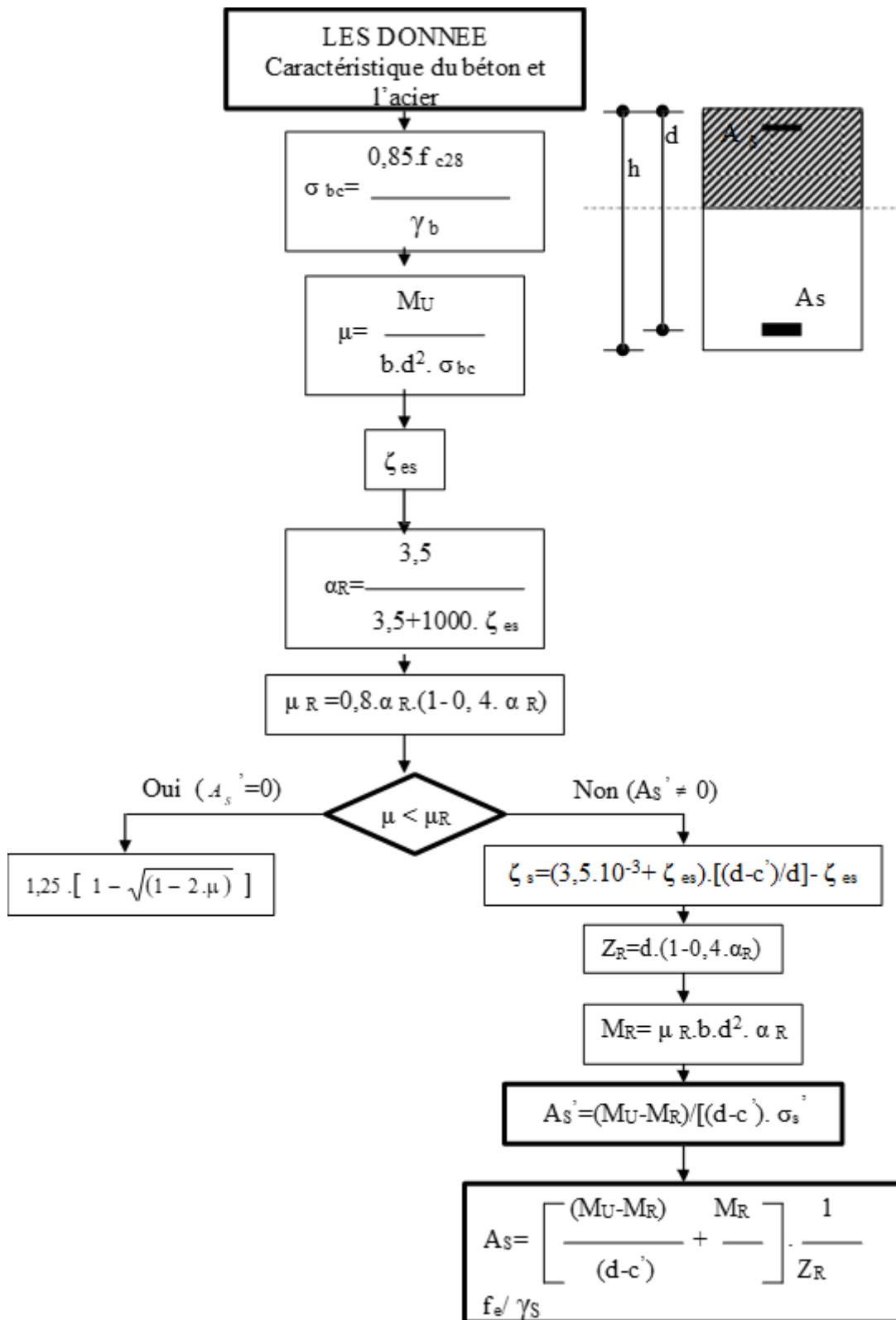
En définitive, cette étude confirme la pertinence de l'évolution normative opérée par le RPA 2024, tout en soulignant la nécessité pour les ingénieurs, les concepteurs et les praticiens de s'approprier les nouvelles exigences afin d'assurer une mise en œuvre efficace et conforme dans les projets futurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **RPA99 version 2003** ; Règlement parasismique Algérien, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [2] **RPA version 2024** ; Règlement parasismique Algérien, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [3] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**.
- [4] **BAEL 91, 1992** ; Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.
- [5] **KECHOUT Ouissem** ; conception d'un bâtiment a usage multiple en béton armé(R+7+Sous-Sol), Mémoire de master, Université Blida 2024..
- [6] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**).
- [7] Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier** (tome1 ; tome2).

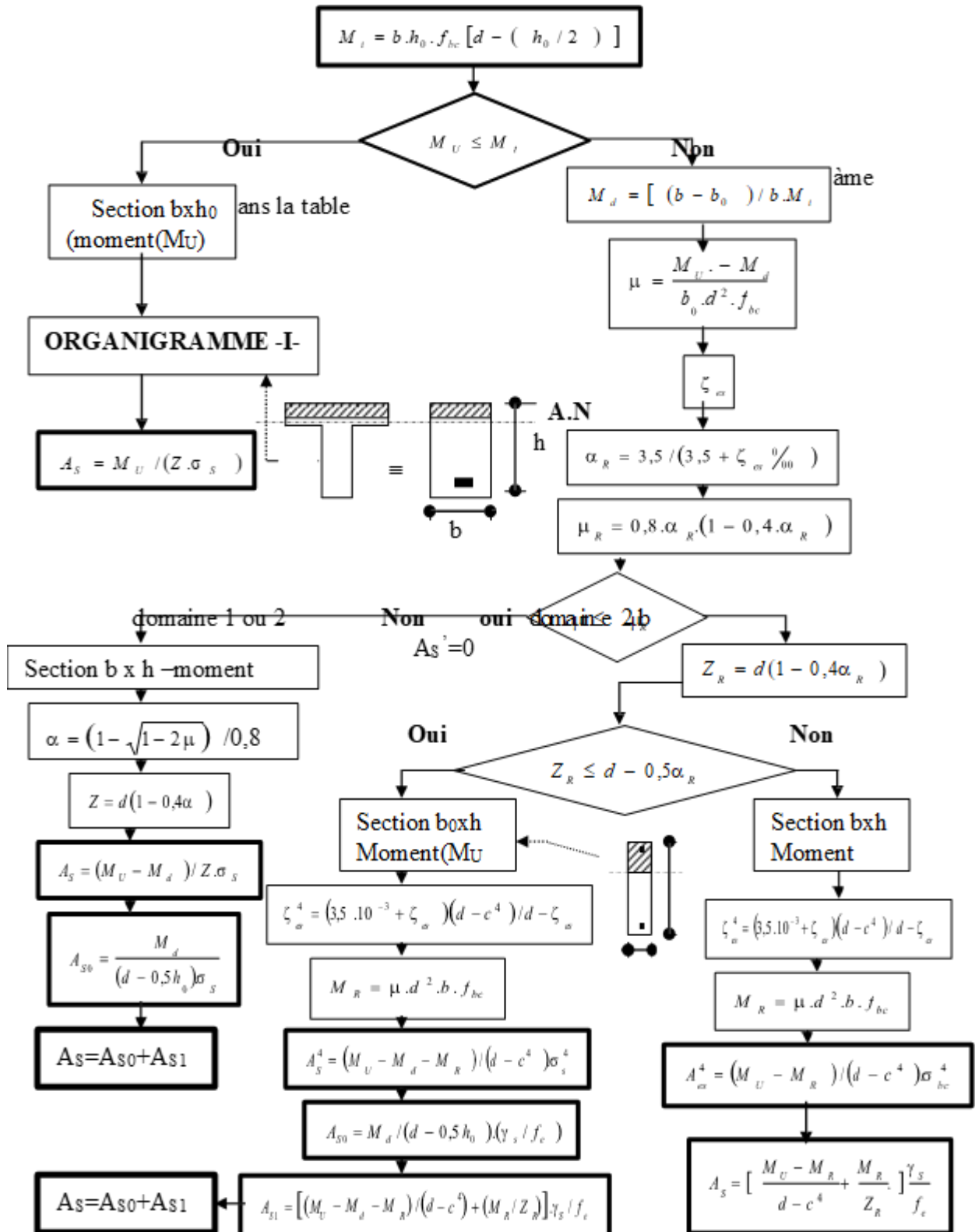
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



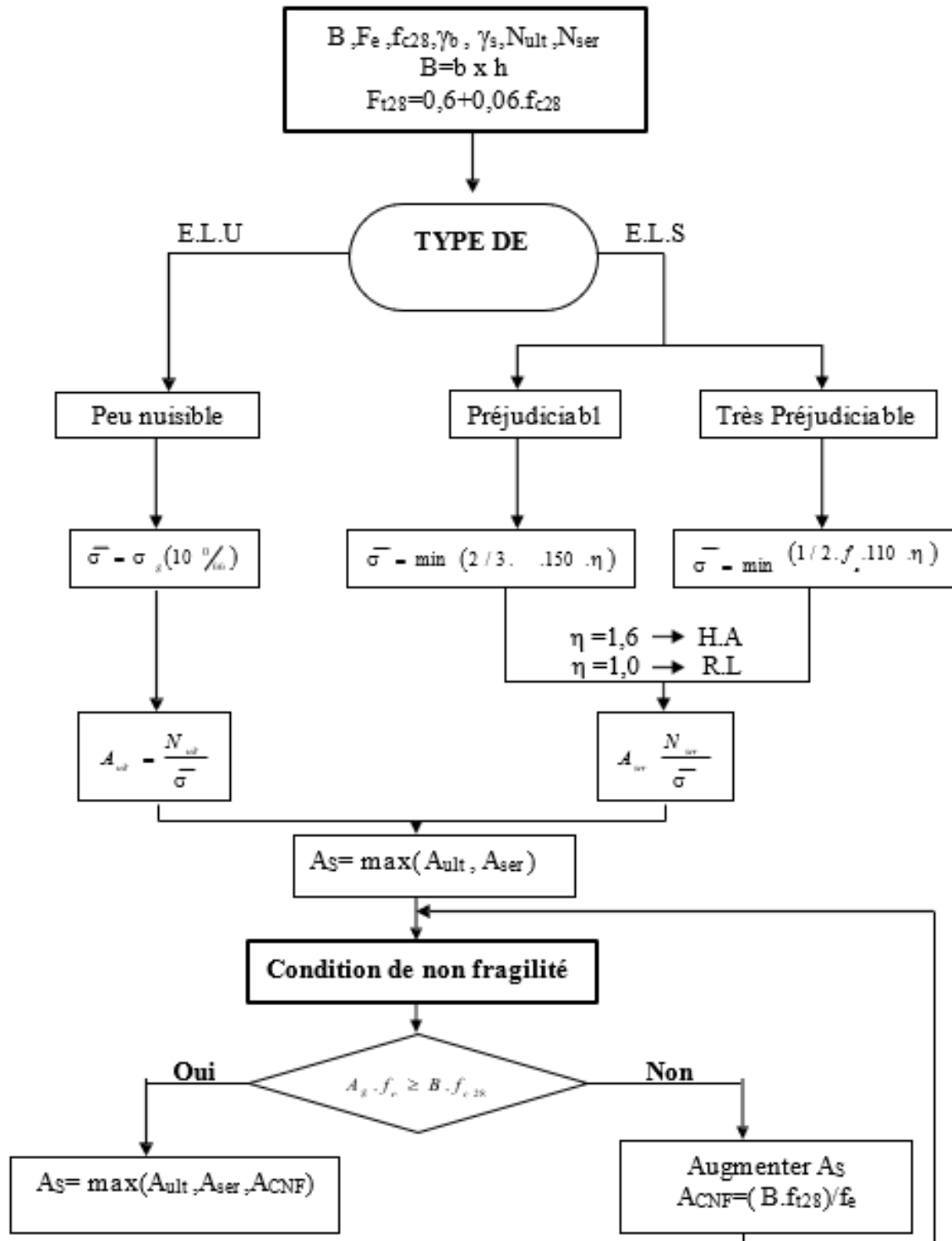
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



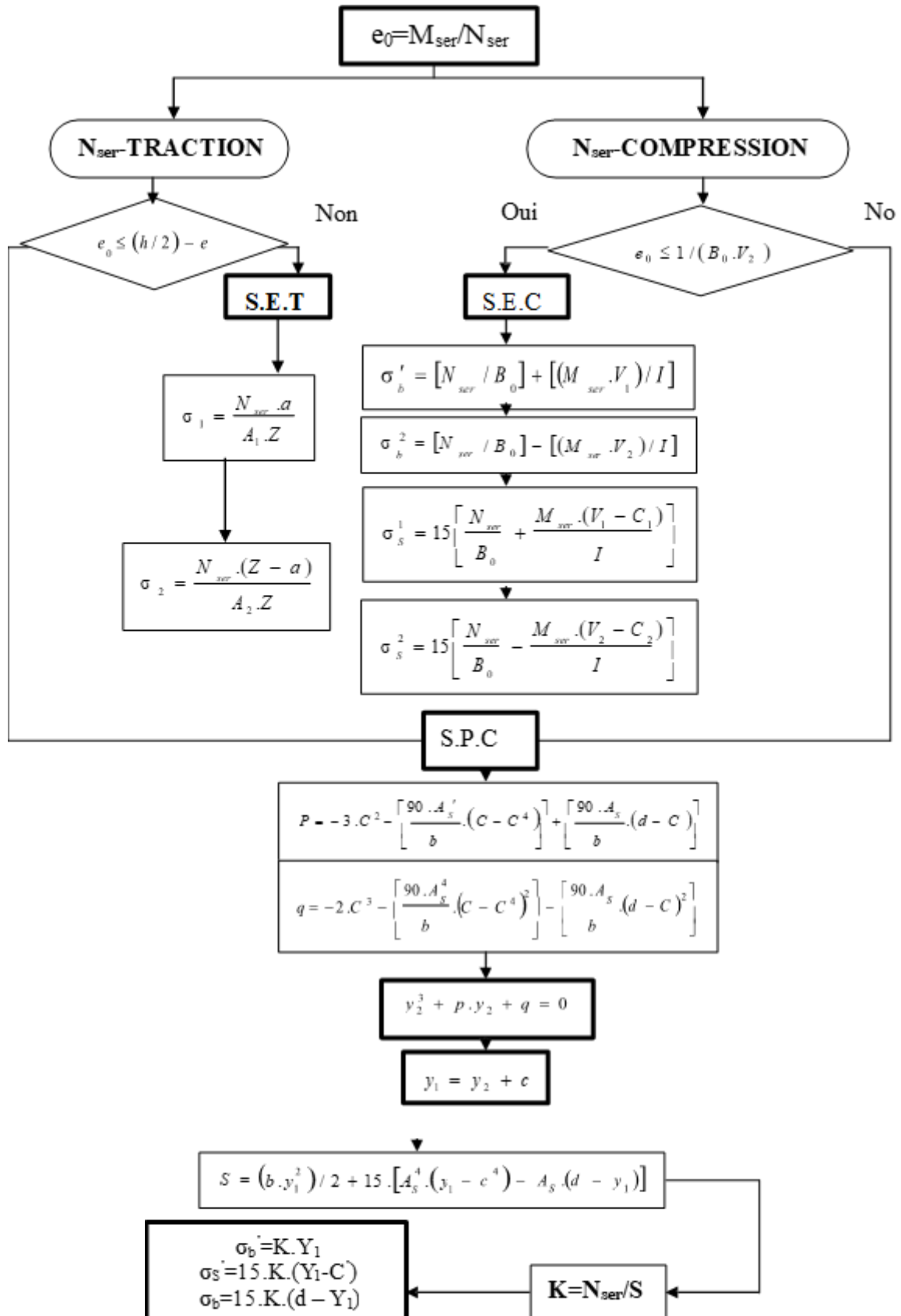
ORGANIGRAMME -III-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME-IV-

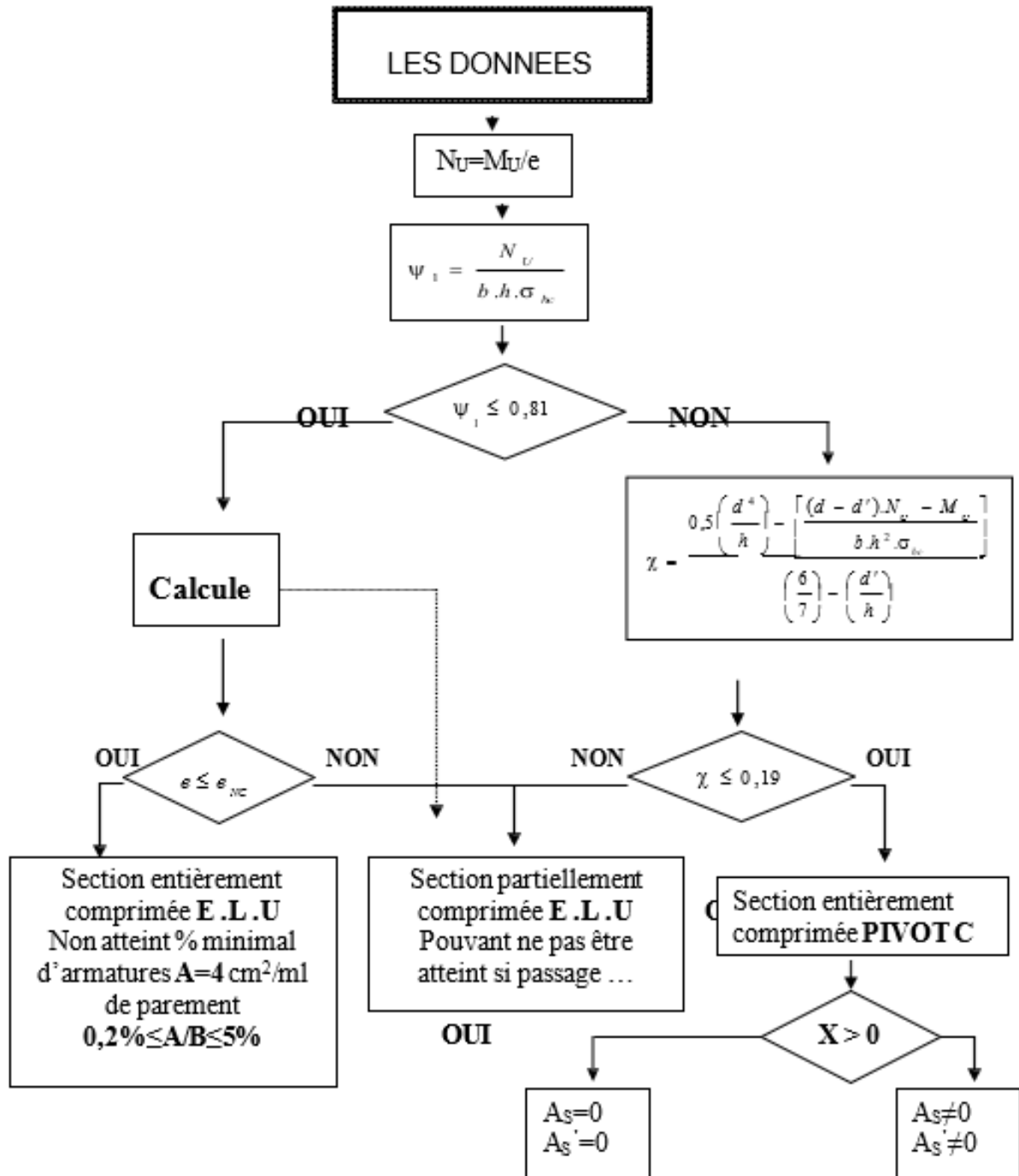
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANIGRAMME -V-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE

A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -VI-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-

