



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par :

ZERADNA BELKACEM et ARDJANE ABDELKADER

Thème

***Conception et étude technique d'un
établissement scolaire en (R+3)***

Soutenu le, 22/07/2022

Devant le Jury :

ADIM BELKACEM	Président	M.C.A.	Université-Tissemsilt
DJEFFAL HOUCINE	Examineur	M.C.B.	Université-Tissemsilt
BOUBEKEUR TOUFIK	Encadreur	M.C.A.	Université-Tissemsilt

Année universitaire : 2021-2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tiendrons tous d'abord à remercier Allah de nous avoir donné la force, la Patience et le courage pour arriver à accomplir ce travail.

Nous exprimons nos remerciements les plus sincères à notre encadreur Mr. BOUBEKEUR Toufik, pour sa patience, sa confiance, ses remarques et ses conseils, et surtout pour sa Disponibilité et sa bienveillance.

Notre reconnaissance s'adresse à Monsieur ADIM Belkacem d'avoir accepté de présider le jury de mon mémoire. Ainsi, nous tenions à exprimer nos remerciements au Messieurs DJEFFAL Houcine qui a accepté d'évaluer notre travail.

Nous tenons à remercier également Monsieur Boudjefna Oussama pour son encouragement.

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation, et qui nous ont initiés aux valeurs authentiques, en signe d'un profond respect et d'un profond amour.

A toute personne qui a contribué de loin ou de près à la réalisation et la réussite de ce travail.

Merci à vous tous.

DEDICACE

Au nom de Dieu le tout puissant ;

J'ai le plaisir à dédier ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont donné la vie et qui m'ont fourni au
quotidien un soutien et*

*Une confiance sans faille. Aucune dédicace ne pourrait exprimer notre
respect.*

A mes frères et à mes sœurs.

A tous la famille ZERADNA.

A tous la famille BOUDJEFNA.

A tous la famille ARDJANE.

A tous la famille BENAFIA.

A tous la famille MEZROUH.

A mes encadreur, leur générosité et leur soutien je oblige de leurs

Témoigner mes profonds respects et mes loyales considérations.

A mes chers amis.

A tous qui me connaisse de près ou de loin.

Merci à tous.

ZERADNA BELKACEM

DEDICACE

Au nom de Dieu le tout puissant ;

J'ai le plaisir à dédier ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont donné la vie et qui m'ont fourni au
quotidien un soutien et*

*Une confiance sans faille. Aucune dédicace ne pourrait exprimer notre
respect.*

A mes frères et à mes sœurs.

A tous la famille ARDJANE.

A tous la famille ZERADNA.

A tous la famille DOUMER.

A tous la famille AOUED.

A tous la famille BOUDJEFNA.

A mes encadreur, leur générosité et leur soutien je oblige de leurs

Témoigner mes profonds respects et mes loyales considérations.

A mes chers amis.

A tous qui me connaisse de près ou de loin.

Merci à tous.

ARDJANE ABDELKADER

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	I
Dédicace I.....	II
Dédicace II.....	III
Résumé	IV
Abstract.....	V
Liste des matieres	VI
Liste des figures.....	XII
Liste des tableaux	XV
Liste des notations et symboles	XVIII
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction	4
I.2. Description de l'ouvrage	4
I.3. Caractéristiques géométriques.....	4
I.4. Ossature et système constructif adopté	6
I.4.1. Ossature	6
I.4.2. Planchers.....	6
I.4.3. Terrasse.....	6
I.4.4. Escaliers.....	6
I.4.5. Maçonnerie	7
I.4.6. Acrotère	7
I.4.7. Revêtement	7
I.4.8. Isolation	7
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol.....	7
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
I.6.1. Béton.....	8
I.6.1.1. Matériaux composant le béton.....	8
I.6.1.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	9
I.7. Contrainte limite.....	10
I.7.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R).....	11
I.7.2. État limite de service de résistance (E.L.S)	12

I.8. Contrainte admissible de cisaillement.....	13
I.9. Modules de déformation longitudinale	13
I.9.1. Module de déformation instantanée	13
I.9.2. Module de déformation différé.....	13
I.10. Coefficient de poisson.....	13
I.11. Aciers de construction.....	14
I.12. Module d'élasticité longitudinale.....	15
I.13. Contrainte de calcul.....	15
I.13.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R).....	15
I.13.2. État limite de service (E.L.S).....	15
I.14. Allongement de rupture.....	16
I.15. Hypothèses de calcul.....	16
I.15.1. États limite ultime de résistance (E.L.U.R)	16
I.15.2. États limite de service (E.L.S).....	16
I.16. Règles des trois pivots.....	18
I.17. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	19
I.17.1. Combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).....	19
I.17.2. Combinaisons de calcul à l'état limitent service de résistance (E.L.S).....	19
I.18. Conclusion.....	19

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction.....	20
II.2. Pré-dimensionnement des planchers pour les blocs A et B,C,D,E,F,G	20
II.2.1. Plancher à corps creux.....	20
II.2.2. Plancher dalle pleine (contre poids).....	21
II.3. Pré-dimensionnement des poutres pour les blocs A et B,C,D,E,F,G.....	22
II.3.1. Poutres principales	23
II.3.2. Poutres secondaires	24
II.4. Descente des charges	24
II.4.1. Charges permanentes.....	24
II.4.2. Charges d'exploitations.....	24
II.5. Loi de dégression des charges d'exploitations.....	26
II.6. Pré dimensionnement des poteaux pour les blocs A et B,C,D,E,F,G.....	28
II.6.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux pour les blocs A et B,C,D,E,F,G.....	29
II.6.2. Majoration des efforts pour les blocs A et B,C,D,E,F,G.....	29

II.7. Sollicitations	31
II.8. Dimensionnement des poteaux blocs A,B,C,D,E,F,G	32
II.9. Dimensionnement des poteaux bloc (D).....	33
II.9.1. Poteau rectangulaire	33
II.9.2. Poteau circulaire	34
II.10. Vérification des conditions du R.P.A 99/version 2003.....	35
II.11. Pré dimensionnement des voiles	36
II.12. Conclusion	37

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.1. Introduction	38
III.2. Acrotère	38
III.2.1. Hypothèses de calcul.....	38
III.2.2. Dimensions	38
III.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	39
III.2.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	39
III.2.5. Calcul des sollicitations	39
III.2.6. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue	40
III.2.7. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R	40
III.2.8. Vérification à l'E.L.S	41
III.3. Balcon.....	44
III.3.1. Hypothèses de calcul.....	45
III.3.2. Evaluation des charges et surcharges.....	45
III.3.3. Calcul des sollicitations	45
III.3.4. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R	46
III.3.5. Vérification a l'E.L.S.....	47
III.3.6. Calcul du moment d'inertie	49
III.4. Dalle pleine.....	49
III.4.1. Hypothèses de calcul.....	49
III.4.2. Calcul des sollicitations	50
III.4.3. Calcul de ferrailage à l'E.L.UR	51
III.4.4. Vérification à l'E.L.S	52
III.4.5. Armatures finales	53

III.5. Planchers.....	54
III.5.1. Dimensionnement des poutrelles pour les blocs A,B,C,D,E,F,G	55
III.5.2. Méthode de calcul des poutrelles	56
III.5.3. Calcul du poutrelle (Étage courant)	60
III.5.4. Calcul du poutrelle (Terrasse).....	64
III.5.5. Calcul de ferrailage des poutrelles à l'E.L.U.R	70
III.6. Escaliers.....	78
III.6.1. Etude d'escalier	80
III.6.2. Étude de la poutre palière	100
III.7. Conclusion	105

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction	106
IV.2. Séisme	106
IV.2.1. Présentation et historique du séisme.....	106
IV.2.2. Définition d'un séisme.....	107
IV.2.3. Causes du séisme	107
IV.2.4. Effets du séisme sur les structures	107
IV.3. Étude sismique	108
IV.3.1. Méthodes de calcul	108
IV.4. Modélisation des structures	108
IV.4.1. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4	109
IV.4.2. Démarches de modélisation sur ETABS V 9.7.4 à suivre	110
IV.5. Calcul de la masse du structure	111
IV.5.1. Détermination des poids (W_i).....	111
IV.6. Détermination et estimation du période fondamentale	111
IV.6.1. Période fondamentale de bloc A.....	111
IV.6.2. Période fondamentale de bloc B.....	111
IV.6.3. Période fondamentale de bloc C,D.....	112
IV.7. Détermination de la force sismique totale (V)	112
IV.7.1. Force sismique totale (V) pour le bloc A.....	113
IV.7.2. Force sismique totale (V) pour le bloc B ,C,D :	114
IV.8. Disposition des voiles.....	114
IV.9. Calcul des coefficients de participation modale.....	119
IV.10. Vérification des déplacements.....	121

IV.11. Vérification de l'effet P-Delta	122
IV.11.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	122
IV.12. Caractéristiques Géométriques	124
IV.12.1. Centre de masse	124
IV.12.2. Calcul de l'excentricité	124
IV.13. Justification de la largeur du joint sismique.....	126
IV.14. Conclusion.....	127

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction.....	128
V.2. Ferrailage des poteaux	128
V.2.1. Méthode de calcul	128
V.2.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99/ Version 2003	129
V.2.3. Calcul des armatures longitudinale	130
V.3. Ferrailage des poutres	140
V.3.1. Méthode de calcul	140
V.3.2. Recommandation du R.P.A 99/Version 2003 pour le ferrailage des poutres	140
V.3.3. Ferrailage des poutres principales (30×60) cm ² (Terrasse)	141
V.3.4. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ² (Terrasse)	142
V.3.5. Vérifications nécessaires pour les poutres principale (30×60) cm ²	144
V.3.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	144
V.3.7. Calcul des armatures transversales	144
V.3.8. Vérification à l'E.L.S	147
V.3.9. Vérification de la flèche	148
V.3.10. Ferrailage des différents niveaux des poutres pour les blocs.....	148
V.4. Ferrailage des voiles	151
V.4.1. Voiles assurant	151
V.4.2. Système de contreventement.....	152
V.4.3. Recommandations du R.P.A 99/version 2003	153
V.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes.....	154
V.4.5. Calcul de voile 1 pour le bloc A	155
V.5. Conclusion	166

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction	167
VI.2. Fondation.....	167
VI.2.2. Combinaisons des charges	167
VI.2.3. Fonctions assurées par les fondations.....	167
VI.2.4. Choix de type de fondation.....	168
VI.2.5. Détermination du type de fondation	168
VI.2.6. Vérification des semelles isolées	168
VI.2.7. Vérification des semelles filantes	170
VI.3. Etude du Radier général	173
VI.3.1. Définition du radier.....	173
VI.3.2. Pré dimensionnement et ferrailage du radier général.....	174
VI.4. Ferrailage de poutre de libage	174
VI.4.1 Vérification des contraintes.	175
VI.4.2. La longueur élastique	175
VI.4.3. Condition de non poinçonnement	175
VI.4.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier	176
VI.5. Ferrailage du radier	176
VI.5.1. Méthode de calcul.....	177
VI.5.2.Détermination des efforts.....	177
VI.5.3.Vérification de l'espacement	179
VI.5.4.Vérification des contraintes à ELS	179
VI.6.Ferrailage de poutre de libage.....	185
VI.7.Contrainte de cisaillement	188
VI.8. Conclusion	189
Conclusion générale	190
Bibliographie	191
Plans	193

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1: Vue en plan blocs (A et B, C, D, E, F, G).....	5
Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton.....	11
Figure I.3: Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).....	12
Figure I.4: Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.	12
Figure I.5: Diagramme contrainte déformation de l'acier.	15
Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.	17

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.....	20
Figure II.2: Plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure II.3: Plancher RDC, étages courant	25
Figure II.4: Dalle pleine.....	26
Figure II.5: Remplissage extérieur	27
Figure II.6: Détail d'un mur intérieur	27
Figure II.7: Poteau le plus sollicité rectangulaire et circulaire	28
Figure II.8: Coupe de voile en élévation	36

CHAPITRE III : CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure III.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.	38
Figure III.2: Section d'acrotère à ferrailer.....	41
Figure III.3: Schéma de ferrailage d'acrotère	44
Figure III.4: Schéma représente détaille d'un balcon.....	45
Figure III.5: Schéma représente le type de balcon	46
Figure III.6: Section de balcon à ferrailer	46
Figure III.7: Schéma de ferrailage pour le balcon.....	49
Figure III.8: Schéma représente détaille d'une dalle pleine	50

Figure III.9: Section de la dalle pleine à ferrailer.....	51
Figure III.10: Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.	54
Figure III.11: Ferrailage Inferieur du panneau de la dalle pleine.....	54
Figure III.12: Schéma d'un plancher à corps creux	55
Figure III.13: Types des travées	57
Figure III.14: Poutres continues à plusieurs appuis,.....	58
Figure III.15: Isolant deux travées adjacentes	59
Figure III.16: Type 01 de la poutrelle	60
Figure III.17: Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	63
Figure III.18: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	63
Figure III.19: Type 01 de la poutrelle terrasse	64
Figure III.20: Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	67
Figure III.21: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	68
Figure III.22: Section de poutrelle calculée (en T).....	70
Figure III.23: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	78
Figure III.24: Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse	78
Figure III.25: Schéma d'escalier	79
Figure III.26: Schéma statique de l'escalier type 1.	80
Figure III.27: Schéma statique de l'escalier type 1.	80
Figure III.28: Schéma statique de l'escalier type 2.	80
Figure III.29: Schéma statique de l'escalier type 2.	81
Figure III.30: Schéma statique des charges de l'escalier type 1.....	83
Figure III.31: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants.....	84
Figure III.32: Section d'escalier à ferrailer	85
Figure III.33: Schéma statique de l'escalier type 2.	89
Figure III.34: Section d'escalier à ferrailer	89
Figure III.35: Schéma de ferrailage d'escalier type 1	91
Figure III.36: Schéma statique des charges de l'escalier type 1.....	91
Figure III.37: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	93
Figure III.38: Section d'escalier à ferrailer.....	93
Figure III.39: Schéma statique de l'escalier type 2.....	98
Figure III.40: Section d'escalier à ferrailer.....	98
Figure III.41: Schéma de ferrailage d'escalier type 2.....	100
Figure III.42: Diagramme du moment pour la poutre palière.....	101
Figure III.43: Schéma de ferrailage d'une poutre palière	105

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

Figure IV.1: Disposition des voiles	115
Figure IV.2: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc A	115
Figure IV.3: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc B.....	116
Figure IV.4: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc C.....	116
Figure IV.5: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc D	117
Figure IV.6: Modes principaux de la vibration pour le bloc A.....	117
Figure IV.7: Modes principaux de la vibration pour le bloc B.....	118
Figure IV.8: Modes principaux de la vibration pour le bloc C.....	118
Figure IV.9: Modes principaux de la vibration pour le bloc D.....	119
Figure IV.10: Joint de sismique	126

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1: Zone nodale	130
Figure V.2: Schéma de ferrailage pour le poteau rectangulaire.....	139
Figure V.3: Schéma de ferrailage pour le poteau circulaire	139
Figure V.4: Schéma de ferrailage d'une poutre principale (Terrasse).....	150
Figure V.5: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire (Terrasse).....	151
Figure V.6: Section de voile à calculé	155
Figure V.7: Schéma de ferrailage du voile	159

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE D'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	173
Figure VI.2: Ferrailage du radier général	184
Figure VI.3: Ferrailage du radier général	184
Figure VI.4: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.....	164
Figure VI.5: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.....	165

LISTE DE TABLEAUX

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1: Dimensions en élévation	5
Tableau I.2: Dimensions en plan	5
Tableau I.3: Déformations limitent du pivot 10‰	17

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.1: Plancher terrasse inaccessible	25
Tableau II.2: Descente de charges plancher RDC, étages courant.....	25
Tableau II.3: Evaluation des charges et des surcharges dalle pleine	26
Tableau II.4: Descente de charges Remplissage extérieur.....	27
Tableau II.6: Calcul d'efforts ultimes Nu (Dimensionnement des poteaux)	29

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ÉLEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau III.1: Vérification à l'état limite de service de l'acrotère	43
Tableau III.2: Évaluation des charges et des surcharges Balcon.....	45
Tableau III.3: Calcul de ferrailage de balcon.	46
Tableau III.4: Vérification à l'état limite de service pour le balcon.....	47
Tableau III.5: Calcul de ferrailage de la dalle pleine en travée.....	51
Tableau III.6: Calcul de ferrailage de la dalle pleine sur appuis.....	52
Tableau III.7: Vérification à l'état limite de service de la dalle pleine	52
Tableau III.8: Rapport entre les travées successives.	60
Tableau III.9: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc A.....	68
Tableau III.10: Sollicitations des poutrelles (1 ^{er} et 2 ^{ème} étage) pour bloc A.	68
Tableau III.11: Sollicitations DES poutrelles (RDC) pour Bloc A.	68
Tableau III.4: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc C.....	68

Tableau III.5: Sollicitations des poutrelles (1 ^{er} et 2 ^{ème} étage) pour bloc C.....	69
Tableau III.6: Sollicitations des poutrelles (RDC) pour bloc C.....	70
Tableau III.7: Calcul de ferrailage de poutrelle en travée.....	72
Tableau III.8: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis intermédiaire.....	73
Tableau III.9: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis en rive.....	73
Tableau III.18: Vérification à l'état limite de service E.L.S en travée.	75
Tableau III.19: Vérification à l'état limite de service E.L.S sur appuis.....	76
Tableau III.20: Ferrailage des poutrelles.	77
Tableau III.21: Évaluation des charges et des surcharges de paillasse.	82
Tableau III.10: Évaluation des charges et des surcharges de palier.....	83
Tableau III.11: Calcul de ferrailage d'escalier en travée.	85
Tableau III.12: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.	86
Tableau III.13: Calcul de ferrailage d'escalier en travée.	87
Tableau III.14: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.	88
Tableau III.15: Calcul de ferrailage d'escalier en travée.	90
Tableau III.28: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.	90
Tableau III.16: Calcul de ferrailage d'escalier en travée.	94
Tableau III.17: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.	94
Tableau III.31: Calcul de ferrailage d'escalier en travée.	96
Tableau III.32: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.	97
Tableau III.33: Calcul de ferrailage d'escalier en travée.	98
Tableau III.34: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.	99
Tableau III.35: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée.....	101
Tableau III.36: Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis.	102

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

Tableau IV.1: Poids de chaque étage.....	111
Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités P_q	113
Tableau IV.3: Tableau des modes et des périodes pour le bloc A.....	119
Tableau IV.4: Tableau des modes et des périodes pour le bloc B.....	120
Tableau IV.5: Tableau des modes et des périodes pour le bloc C.....	120
Tableau IV.6: Tableau des modes et des périodes pour le bloc D.....	120
Tableau IV.7: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens Pour bloc A.....	121
Tableau IV.8: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc B.....	121
Tableau IV.9: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc C.....	121
Tableau IV.10: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc D.....	121
Tableau IV.11: Vérification à l'effet $P-\Delta$ pour bloc A.....	123
Tableau IV.12: Vérification à l'effet $P-\Delta$ pour bloc B.....	123
Tableau IV.13: Vérification à l'effet $P-\Delta$ pour bloc C.....	123
Tableau IV.14: Vérification à l'effet $P-\Delta$ pour bloc D.....	123
Tableau VI.15: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc A.....	125
Tableau VI.16: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc B.....	125
Tableau VI.17: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc C.....	125
Tableau VI.18: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc D.....	126

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

STRUCTURAUX

Tableau V.1: Sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99.	130
Tableau V.2: Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire.	132
Tableau V.3: Calcul de ferrailage pour poteau circulaire.	134
Tableau V.4: Calcul de ferrailage pour le poteau circulaire.	135
Tableau V.5: Ferrailage des poteaux rectangulaires et circulaires pour le bloc A.	136
Tableau V.6: Ferrailage des poteaux rectangulaires et circulaires pour le bloc B.	136
Tableau V.7: Ferrailage des poteaux rectangulaires et circulaires pour le bloc C.	137
Tableau V.8: Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis.	142
Tableau V.9: Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée.	142
Tableau V.10: Calcul de la poutre secondaire en travée.	143
Tableau V.11: Calcul de la poutre secondaire sur appuis.	144
Tableau V.12: Vérification à l'état limite de service sur appuis.	147
Tableau V.13: Vérification à l'état limite de service en travée.	147
Tableau V.14: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc A.	148
Tableau V.15: Ferrailage des poutres secondaires aux différents niveaux pour le bloc A.	149
Tableau V.16: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc B.	149
Tableau V.17: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc B.	149
Tableau V.18: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc C.	149
Tableau V.19: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc C.	150
Tableau V.20: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc D.	150
Tableau V.21: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc D.	150

Tableau V.22: Ferraillages des voiles pour le bloc A.....	160
Tableau V.23: Ferraillages des voiles pour le bloc B	161
Tableau V.24: Ferraillages des voiles pour le bloc C.....	163
Tableau V.25: Ferraillages des voiles pour le bloc D.....	166

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE L’INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1: Sollicitations de bloc A sens x-x.....	170
Tableau VI.2: Sollicitations de bloc A sens y-y.....	170
Tableau VI.3: Sollicitations de bloc B sens x-x.....	171
Tableau VI.4: Sollicitations de bloc B sens y-y.....	171
Tableau VI.5: Sollicitations de bloc C sens x-x.....	171
Tableau VI.6: Sollicitations de bloc C sens y-y.....	171
Tableau VI.7: Sollicitations de bloc D sens x-x.....	172
Tableau VI.8: Sollicitations de bloc D sens y-y.....	172
Tableau VI. 9 : les moments fléchissant suivant les deux sens.....	173

LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone

A_a : Section d'armature en appui

A_l : Section d'armature longitudinale

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : Section d'armature de répartition

A_{ser} : Section d'armature d'état limite de service

A_t : Section d'armature de travée ou transversale

A_u : Section d'armature d'état limite ultime de résistance

A' : Section d'armature comprimée

A₁ : Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : Section réduite du béton

C_s : Coefficient de sécurité

D : Coefficient d'amplification dynamique

E : Module de déformation longitudinale

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : Module de déformation longitudinale différée

G : Action permanente

H : Hauteur

HA : Armature à haute adhérence

I : Moment d'inertie

I : Moment d'inertie

L : Longueur

M : Moment fléchissant

Ma : Moment fléchissant en appui

Mg : Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

Mj : Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : Masse linéaire
M_{ser} : Moment fléchissant d'état limite de service
M_t : Moment fléchissant de travée
M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M_w : Moment fléchissant de la gauche
M_x : Moment fléchissant du sens x-
N : Effort normal
N_e : Effort normal au centre de la section
N_{pp} : Effort normal dû au poids des poutres principales
N_{ps} : Effort normal dû au poids des poutres secondaires
N_{ser} : Effort normal d'état limite de service
N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance
P : Poids propre ; périmètre
Q : Action variable quelconque ; facteur de qualité
R : Rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : Surface
T : Effort tranchant
U_c : Périmètre du contour
V : Action sismique ; effort horizontal
V_t : Effort sismique à la base de la structure
W : Poids total de la structure
W_p : Poids de l'élément en considération.
a : Longueur ; distance ; dimension
b : Largeur
c : Enrobage
d : Hauteur utile ;
e : Excentricité ; espacement
e_a : Excentricité additionnelle
f : Flèche
f_c : Contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : Limite élastique d'acier
f_t : Contrainte caractéristique du béton à la traction

g : Giron de la marche
h : Hauteur
h_c : Hauteur du corps creux
h_d : Hauteur de la dalle
h_e : Hauteur libre
h_{moy} : Hauteur moyenne
h_t : Hauteur totale
h' : Hauteur de la zone nodale
h₁ : Hauteur du poteau
i : Rayon de giration
j : Nombre des jours
l : Longueur ; distance
l_f : Longueur de flambement
l_x : La petite dimension du panneau de la dalle
l_y : La grande dimension du panneau de la dalle
l' : Longueur de la zone nodale
l₀ : Longueur libre
q_b : Charge linéaire induite par les marches
q_{eq} : Charge linéaire équivalente
q_l : Charge linéaire
q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance
q_P : Charge linéaire du palier
s : Espacement
t : Espacement ; période
x : Abscisse
y : Ordonnée
y₁ : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Résumé

Cette étude fournit une *conception et étude technique d'un établissement scolaire* localisé à la wilaya de Tissemsilt, comprenant un rez-de chaussée et 03 étages.

Notre étude est composée de six parties :

La première partie : Inclut le coté théorique, caractéristiques techniques et matériaux Utilisées.

La deuxième partie : Comprend les calculs et le pré-dimensionnement des éléments Principaux (poutres, poteaux).

Le troisième chapitre : Dans lequel nous avons étudié les éléments secondaires tel que (les escaliers et le balcon).

Le quatrième chapitre : Qui comprend l'étude dynamique du bâtiment selon des règles (R.P.A 99/Version 2003).En utilisant le programme (ETABS V 9.7.4).

La cinquième partie : Comprend une étude détaillée de l'impact du vent sur le bâtiment, ainsi que les éléments principaux et les voiles.

La sixième partie : Est consacrée à l'étude des fondations (voile périphérique, Radier Général).

Mots clés : Béton Armé, Période, Déplacement, ETABS V 9.7.4, R.P.A 99/Version 2003, Fondation

Abstract

This support gives a detailed of design and technical study of a school localised in tissemsilt site and is composed to ground flour and 03 levels.

The study is composed to 06 axes :

The first axes : Includes the theorical and technical caracterstique and materials .

The second axes:Includes the calculation and pre-dimensionning of the elements of structure such as columns,beams.....etc

Thirds axes :The study of the secondary elements :stairs,balcony

The fourth axis :The study of the dynamics of the building following the rules R.P.A 99/Version 2003 and using the program ETABS V9.7.4

Fifth axis : The study of the impact of the wind on the building and resistance-elements and holding-walls.

Sixth axis :The study of the foundations serounding-base-walls ,general radier.

Keywords :

Concret steel , period, displacement ETABS V9.7.4, R.P.A 99/Version 2003, foundation

المخلص

هذه الدراسة تقدم بحثًا مفصلاً حول التصميم و الدراسة الفنية لمؤسسة وطنية (ثانوية) . بولاية تيسمسيلت تتكون من ثلاث طوابق و طابق ارضي .

تضمنت الدراسة سنة محاور :

المحور الأول : يتضمن الجانب النظري خصائصه الهندسية المواد المستعملة فرضيات الحساب (الخرسانة المسلحة....الخ).

المحور الثاني :يتضمن حساب الأبعاد الأولية للعناصر (الأعمدة و الروافد...الخ).

المحور الثالث : يتضمن دراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلام و الشرفةالخ).

المحور الرابع: يتضمن الدراسة الديناميكية للمؤسسة حسب قواعد (R.P.A99/version 2003)بالإضافة إلى استخدام برنامج (ETABS V 9.7.4).

المحور الخامس : يشمل هذا المحور دراسة مفصلة لتأثيرات الريح على المؤسسة و كذا الأجزاء المقاومة للمبنى و الجدران.

المحور السادس : في هذا المحور قمنا بدراسة الأساسات (الأساس العام الجدار المحيط).

الكلمات المفتاحية

مؤسسة وطنية (ثانوية) , الخرسانة ,المسلحة الأبعاد , ETABS V 9.7.4 , R.P.A99/version, 2003

Introduction générale

Introduction générale

Le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité ultime de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que le séisme.

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques et des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes activités (bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens et travaux publics : ouvrages de constructions d'utilité générale). Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

A cet effet, l'homme a créé des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance. Ainsi il a imposé des règlements visant à cadrer les constructions dont le but est d'assurer la durabilité et le confort et d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Or, la réglementation algérienne définit des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Elle nous a permis de présenter la solution béton armé de notre projet composé de dimensionnement des éléments résistant et secondaires en béton armé, coffrage et ferrailage.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation et approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (un lycée comme un établissement scolaire qui a une particularité de la charge d'exploitation élevé à cause de nombre des élèves accumulé dans le même lieux) en utilisant le logiciel de calcul ETABS 9.7.4 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Pour cela, nous avons réparti notre travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement de toutes les éléments.
- Le troisième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS9.7.4.
- Le cinquième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 9.7.4.
- Le sixième chapitre (dernier) aborde l'étude de l'infrastructure.

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 torsion... etc), dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Pour le calcul des éléments constituant d'un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié /2003, DTR...etc), qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Description de l'ouvrage

Le présent projet a pour objectif de faire l'étude génie civil d'un établissement scolaire (Lycée), composé d'un rez de chaussée et de trois (03) étages.

Ce projet est un ouvrage implanté à la commune de Laayoune dans la wilaya de Tissemsilt. Le rez de chaussée de cet ouvrage est utilisé comme des dépôts de stockage, hall ,salle polyvalente, foyers, sanitaires et salles de réunions pour les élèves et les professeurs ,ainsi que l'unité de soin ,archive photocopie ,bureau de gestion , secrétariat, bureau de censeur et bureau de gestionnaire . Le 1^{er} étage est composé des salles de séminaires, salles ordinaires, bureau du directeur, bureau de conseillers d'éducation et pour les autres étages sont des salles de classes.

D'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes, ou bien ouvrages de grande importance (Scolaire) de groupe d'usage (Groupe 1B).

La wilaya est considérée comme un lieu à faible action de vent (Zone I), selon le règlement neige et vent R.N.V 99 (D.T.R C 2-47).

I.3. Caractéristiques géométriques

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée des blocs (A,B,C,D,E,F,G) de forme rectangulaire régulière en plan, la structure présente les dimensions suivantes :

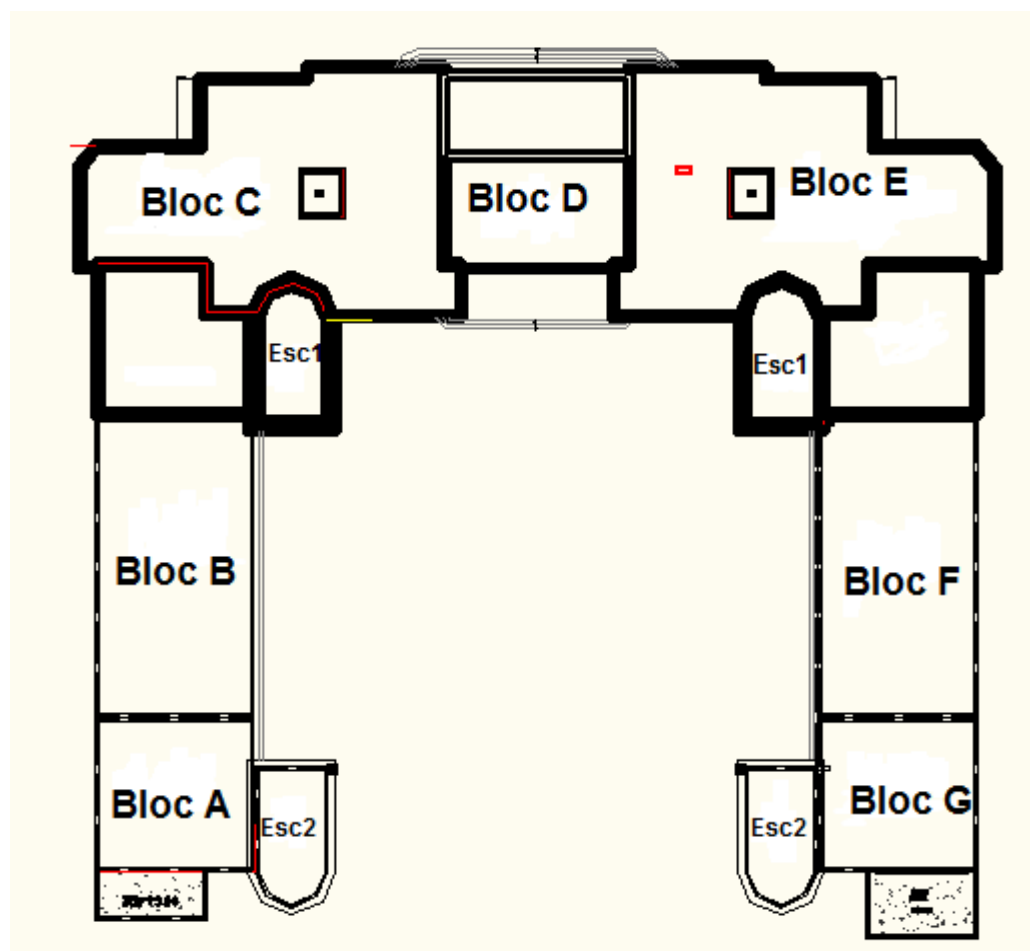


Figure I.1: Vue en plan blocs(A,B,C,D,E,F,G)

Tableau I.1: Dimensions en élévation

Bloc	A, B,C,E,F,G	D
Hauteur totale	14,20m	10.20 m
Hauteur du rez de chaussée	03,40m	03,40 m
Hauteur de l'étage courant	03,40m	03,40 m

Tableau I.2: Dimensions en plan

	Bloc A , G	Bloc B et F	Bloc C et E	Bloc D
Dimension totale (sens longitudinal)	10,55 m	10,55m	23,25m	11,90m
Dimension totale (sens transversal)	13,20m	19,60m	22,20m	12,60

I.4. Ossature et système constructif adopté

I.4.1. Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des toutes les actions verticales et horizontales.

Le système de contreventement selon le R.P.A 99/version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.4.2. Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction. Il est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de plancher :

- Planchers en corps creux ;
- Planchers en dalle pleine.

I.4.2.1. Planchers en corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

I.4.3. Terrasse

Il existe un seul type de terrasse : Terrasse inaccessible.

I.4.4. Escaliers

Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de 1^{er} étage à un autre étage ;
- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de RDC vers les autres étages.

I.4.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :

I.4.5.1. Murs extérieurs

Ils sont constitués d'une double cloison de (30 cm) d'épaisseur, brique creuse de (15 cm) d'épaisseur pour les parois externes du mur, une lame d'air de (5 cm) d'épaisseur, et brique creuse de (10 cm) d'épaisseur pour les parois internes du mur.

I.4.5.2. Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.

I.4.6. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.

I.4.7. Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons ;
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

I.4.8. Isolation

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasse ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LTPO Tissemsilt) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}}=1,5$ bars
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,70$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol : $\varphi = 20,66^\circ$;
- La cohésion : $C = 0,26$ bars ;
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites B.A.E.L 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien R.P.A 99/Version 2003.

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

La composition approximative de (1 m³) de béton est la suivante :

- 350 Kg de ciment CEM II 42.5 ;
- 400 L de sable (D < 5mm) ;
- 800 L de gravier (D < 25 mm) ;
- 175 L d'eau.

I.6.1.1. Matériaux composant le béton

– Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange. Dans notre projet on a utilisé un CEMII 42,5 (Ciment à base de calcaire) provenant de la cimenterie de Chlef.

– Granulats

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

– Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

– Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures et propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6.1.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton

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

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Économie**

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 les 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. 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.

- **Résistance 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 caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de (200 cm²) de section. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de (j) jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance (f_{cj}) Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} : & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases} \\
 - \text{ Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ MPa} : & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

b. Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation suivante :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté (a) et de longueur (4a) reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la traction à 28 jours égale à 2,1 MPa.

I.7. Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

I.7.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

a) Diagramme parabole – rectangle

C'est un diagramme contrainte - déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bc} &= 3,5\% && \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{bc} &= \min(4,5 ; 0,025 \times f_{c28})\% && \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

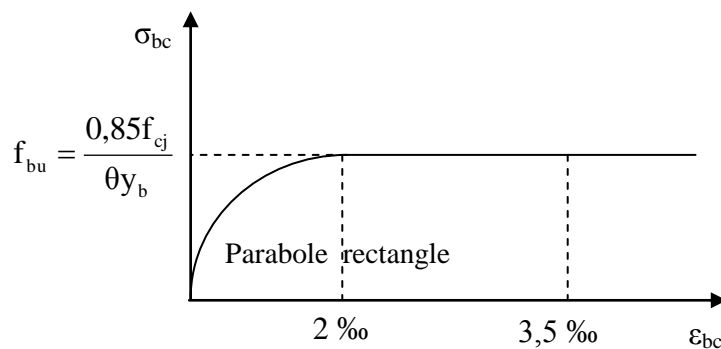


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton

$$\text{Contrainte ultime du béton en compression : } f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta y_b}$$

Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- $y_b = 1,5$ pour les combinaisons normales ;
- $y_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1,00$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0,90$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

b) Diagramme rectangulaire

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

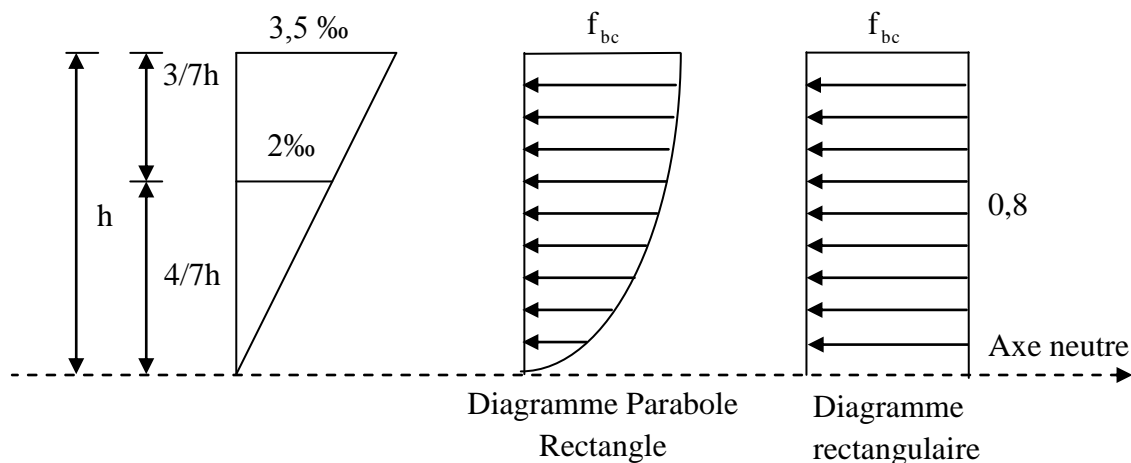


Figure I.3:Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).

I.7.2. État limite de service de résistance (E.L.S)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de compression du béton au service est donnée par : σ_{bc}

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

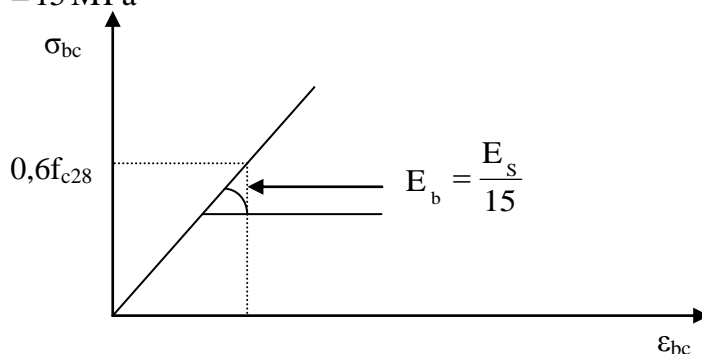


Figure I.4:Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.

I.8. Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

- La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime : T_u
- Largeur de la pièce : b_0
- Haut utile : d

I.9. Modules de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

I.9.1. Module de déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton âgé de (j) jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164,2 \rightarrow \text{Avec: } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

I.9.2. Module de déformation différé

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton (E_{vj}) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa} \rightarrow \text{Avec: } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

I.10. Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = [\text{Allongement relatif de la côté de la section} / \text{Raccourcissement relatif longitudinale}]$$

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

I.11. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé sont des alliages du fer et du carbone en faible pourcentage a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (H.A) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (T.S) : TLE52 $\Phi = 5$ mm pour les dalles.

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ cas générale ;
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

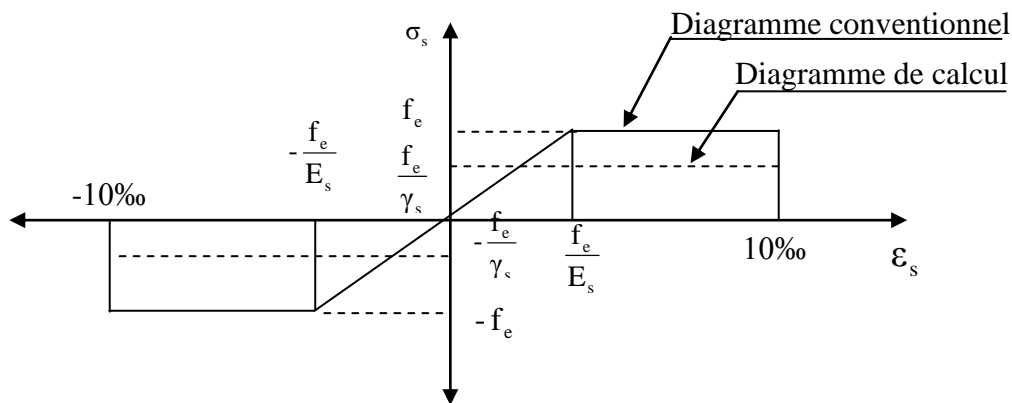


Figure I.5: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

I.12. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; Il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ (MPa).

I.13. Contrainte de calcul

I.13.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la Figure.

La contrainte de calcul, notée (σ_s) et qui est définie par la relation.

Le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\gamma_s = 1,00$ MPa situation accidentelle.

Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

- $\sigma_s = 204,34$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 235,00$ MPa situation accidentelle.

Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

- $\sigma_s = 348$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 400$ MPa situation accidentelle

I.13.2. État limite de service (E.L.S)

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq f_e$ pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{2}{3}f_c ; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,5f_c ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}})$

Coefficient de fissuration : η

- Pour ronds lisses : $\eta = 1,0$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \geq 6$ mm : $\eta = 1,6$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \leq 6$ mm : $\eta = 1,6$

I.14. Allongement de rupture

Allongement de l'acier à l'E.L.U.R : $\varepsilon_s = 10\%$.

I.15. Hypothèses de calcul

I.15.1. États limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99/version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.
- Le raccourcissement du béton est limité ;
 - $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ → Flexion composée
 - $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ → Compression simple

I.15.2. États limite de service (E.L.S)

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable.

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Par convention (η) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\text{Coefficient d'équivalence : } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.16. Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.3: Déformations limitent du pivot10%

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

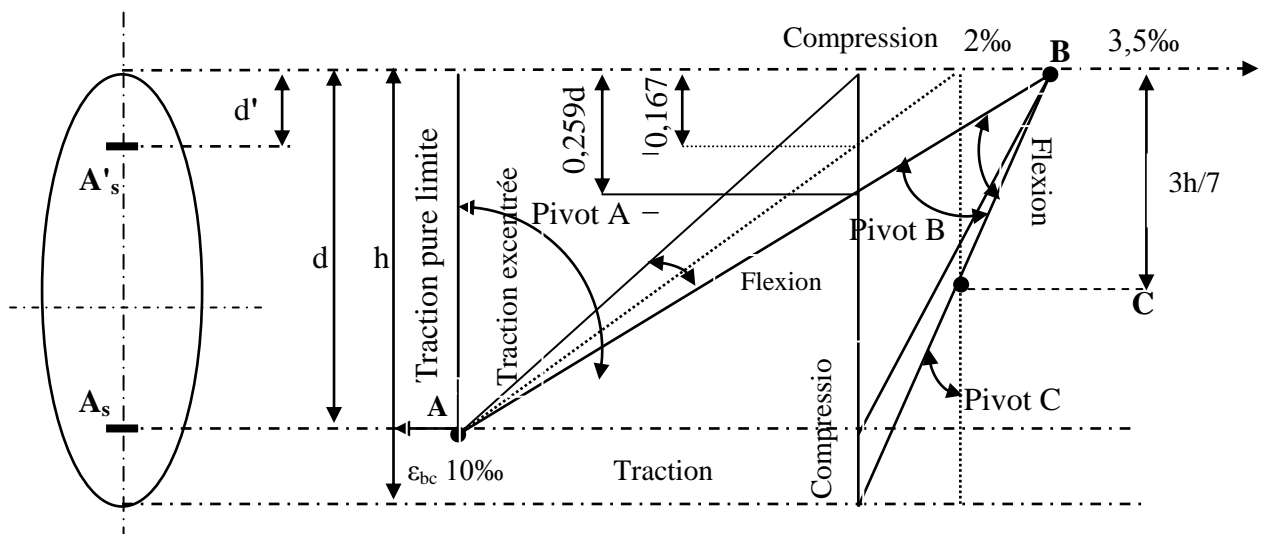


Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

a) Domaines 1 (Pivot A) :

Ce domaine correspond à un allongement de toutes les fibres de la section, l'armature la plus tendue s'allongeant au maximum de 1%. La situation limite de départ avec l'axe neutre situé à l'infini représente le cas de la traction pure.

➤ Domaine 1a :

Les déformations de la section droite dans ce domaine correspondent aux cas de tractions faiblement excentrées. L'axe neutre est extérieur à la section et se rapproche si l'excentricité augmente.

➤ Domaine 1b :

La section droite se déforme en présentant une zone tendue et une zone comprimée. L'axe neutre passe à l'intérieur de la section. La déformabilité max. du béton n'est pas épuisée. Les sollicitations correspondantes vont de la traction (faible) fortement excentrée à la compression (faible) fortement excentrée en passant par le cas particulier de la flexion simple.

b) Domaine 2 (Pivot B) :

Le raccourcissement ultime du béton est atteint. Toutes les déformations dans ce domaine passent par B et l'acier le plus tendu n'atteint plus sa valeur pivot. L'axe neutre est de plus en plus bas dans la section. Les sollicitations sont des flexions simples ou composées avec un effort normal de compression de plus en plus agissant.

➤ Domaine 2a :

L'allongement de l'acier reste supérieur à la déformation qui correspond à la limite élastique de l'acier considéré.

➤ Domaine 2b :

L'acier n'épuise pas sa déformation élastique. A la limite du domaine, l'acier est à l'état 0.

➤ Domaine 2c :

La petite zone d'enrobage du béton est progressivement utilisée en compression. Les sollicitations sont essentiellement des compressions de plus en plus fortes et/ou de moins en moins excentrées.

c) Domaine 3 (Pivot C) :

Toute la section est déformée en compression, l'axe neutre est en dehors de la section. Le pivot C est obtenu par l'intersection de la droite B0 (fin des sections partiellement tendues) avec la verticale à 2 ‰ définissant le diagramme de déformation en compression simple. Les sollicitations sont des efforts normaux de compression de moins en moins excentrés. la verticale à 2 ‰ représentant le cas extrême de la compression pure. Par la règle des triangles semblable, la position du point C est à $(3,5-2).h/3,5$, soit $3/7.h$ de la fibre la plus comprimée du béton.

I.17. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

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

I.17.1. Combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Pour les situations durables :

- $1,35 G + 1,5 Q$.

Pour les situations accidentelles (séisme, choc...) :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G \pm E$

Avec :

- Charge permanente : G
- Charge d'exploitation : Q
- L'effort de séisme : E

I.17.2. Combinaisons de calcul à l'état limitent service de résistance (E.L.S)

- $G + Q$

I.18. Conclusion

Toute étude d'un ouvrage dépend de son contexte, son rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et utilisés. Le terrain dont lequel l'ouvrage est implanté représente une contrainte admissible de 1,5 bars permettre par la suite de penser à des fondations simples (isolé ou filante).

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : Poteaux, poutres, voiles planchers, dalle pleine, escaliers, acrotère, et balcons passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites B.A.E.L 91 ainsi que le règlement parasismique Algérien R.P.A 99/version 2003.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers pour les blocs (A, B, C, D, E, F, G)

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Nous avons choisi deux types de plancher :

II.2.1. Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux** : c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles** : ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression** : est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé** : L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

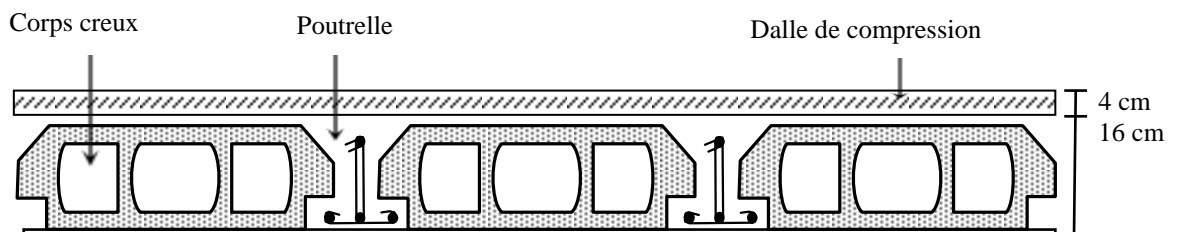


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur (h_t) tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

- Hauteur du corps creux : h_{cc}
- Hauteur de la dalle de compression respectivement : h_{dc}

II.2.1.1. Condition de rigidité

- L : c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$L = \min \begin{cases} L_{\max} \text{ (sens x)} \\ L_{\max} \text{ (sens y)} \end{cases} = \min \begin{cases} L_{\max} = (625 \text{ cm}) \\ L_{\max} = (410 \text{ cm}) \end{cases} = 410 \text{ cm} = 4,10 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{410}{22,5} \rightarrow h_t = 18,22 \text{ cm}$$

Nous avons adopté un plancher à corps creux d'hauteur totale :

$$h_t = 20 \text{ cm, soit un plancher (16+4) cm.}$$

16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression

II.2.2. Plancher dalle pleine (contre poids)

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.2.1. Condition de sécurité contre l'incendie

- Pour une heure de coupe-feu : $e > 7 \text{ cm}$
- Pour deux heures de coupe-feu : $e > 11 \text{ cm}$
- Pour trois heures de coupe-feu : $e > 14 \text{ cm}$

II.2.2.2. Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, nous avons limité l'épaisseur dans notre cas à : 20 cm

II.2.2.3. Condition de Résistance à la flexion

La hauteur de la dalle (e) est donnée par :

Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens):

$$L_x < L_y \rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \rightarrow \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_y}{40} \\ \alpha < 0,4 \rightarrow \frac{L_x}{25} < e < \frac{L_y}{20} \end{cases}$$

Pour notre cas nous avons : $L_x = 170 \text{ cm}$ et $L_y = 450 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{450} = 0,37$$

Pour : $\alpha < 0,4$

$$e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow e \geq \frac{450}{25}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

II.2.2.4. Condition de flèche

Selon le C.B.A 93 B.6.5.3, nous devons vérifier les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } L \leq 5 \text{ m} \rightarrow f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} \\ \text{Si : } L \geq 5 \text{ m} \rightarrow f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} \end{array} \right.$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur : $b = 1 \text{ m}$.

$$G = 6,52 \text{ KN/m}$$

$$Q = 4,00 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ELS}} = G+Q = 10,52 \text{ KN/m}$$

$$- \text{ Le moment d'inertie : } I = \frac{b \times e^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4$$

$$- \text{ Module de Young : } E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 10,52 \times 10^{-3} \times 450^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{5 \times 12 \times 10,52 \times 10^{-3} \times 450^4}{384 \times 32164,19 \times 1,18 \times 100}}$$

Donc : $e = 13 \text{ cm}$.

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante : $e = \max (20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm} ; 13 \text{ cm})$,

Nous avons adopté l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 20 \text{ cm}$

II.3. Pré-dimensionnement des poutres pour les blocs A et B,C,D,E,F,G

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les B.A.E.L 91, et vérifiées selon le

règlement parasismique Algérien en vigueur R.P.A 99/Version 2003, une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux RDM.

Selon le B.A.E.L 91/Version 2003, le critère de rigidité : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ et $0,3d \leq b \leq 0,4d$.

- Hauteur totale de la poutre : h_t
- Largeur de la poutre : b
- Portée libre entre nus d'appuis : L
- Hauteur utile : d

Selon le R.P.A 99/version 2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

$$\text{suyvantes: } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm ;} \\ h \geq 30 \text{ cm ;} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm ;} \\ b_{\max} \leq 1,5h + b. \end{cases}$$

Nous avons deux types de poutres :

L : la longueur de la travée

- Poutre principale : $L_{\max} = 6,25 \text{ m}$
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,10 \text{ m}$

II.3.1. Poutres principales

Ce sont les poutres qui reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales pour les blocs (A, B, C, D, E, F, G)

$$\begin{cases} L = 625 \text{ cm} & 41,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 62,50 \text{ cm} \rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \\ d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm} & 16,2 \text{ cm} \leq b \leq 21,6 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/version 2003 :

- $30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{60}{30} = 2 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $b_{\max} \leq 1,5 \times 60 \text{ cm} + 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc nous avons pris la section des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 60) \text{ cm}^2$.

II.3.2. Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage, relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres secondaires pour les blocs (A, B, C, D, E, F, G)

$$\begin{cases} L = 410 \text{ cm} & 27,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 41 \text{ cm} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm} \\ d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm} & 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/version 2003 :

- $30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $40 \text{ cm}/30 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $b_{\max} \leq 1,5 \times 40 \text{ cm} + 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc, nous avons pris la section des poutres secondaire : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.4. Descente des charges

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1. Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition, ou bien ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps (poids propre des ouvrages ou matériaux les surchargeant).

II.4.2. Charges d'exploitations

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

– Plancher terrasse inaccessible

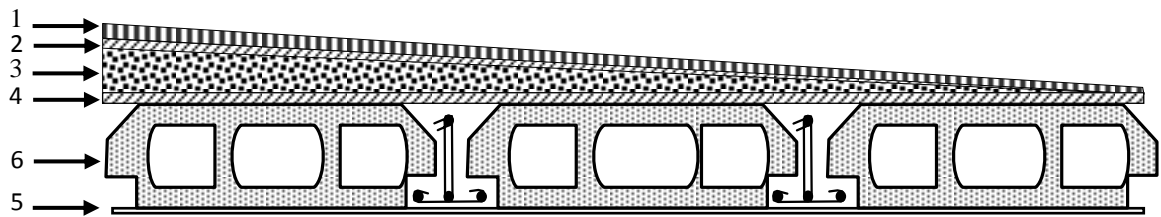


Figure II.2: Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1: Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible				
Chargement	1	Gravions roulé de protection (4 cm) (4×0,20)	0,85	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche (2 cm)	0,18	KN/m ²
	3	Forme de pente (5 cm)	2,20	KN/m ²
	4	Isolation thermique (2,5 cm)	0,16	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2 cm)	0,20	KN/m ²
	6	Plancher à corps creux (16+4) cm	2,80	KN/m ²
Charge permanente totale			G = 6,39	KN/m ²
Surcharges d'exploitations			Q = 1,00	KN/m ²

– Plancher RDC, étages courant

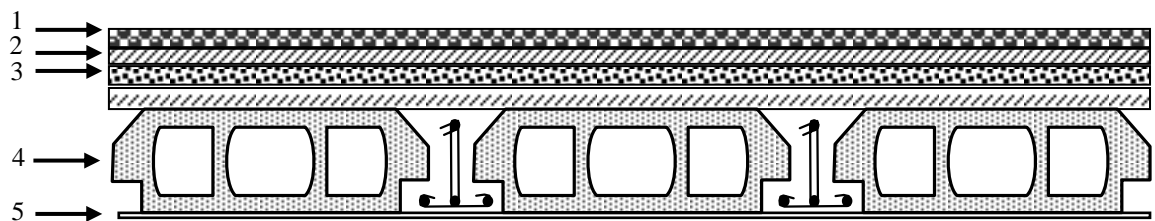


Figure II.3: Plancher RDC, étages courant

Tableau II.2: Descente de charges plancher RDC, étages courant

Plancher RDC et étages courant				
Chargement	1	Carrelage (2 cm)	0,44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2 cm)	0,60	KN/m ²
	3	Lit de sable (2 cm)	0,36	KN/m ²
	4	Plancher à corps creux (16+4) cm	2,80	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2 cm)	1,00	KN/m ²
			Cloison (10) cm	0,20
Charges permanentes totale			G = 5,40	KN/m ²
Surcharges d'exploitations	1^{er} Etage		Q = 4,00	KN/m ²
	RDC		Q = 2,50	KN/m ²

– Dalle pleine pour le contre poids

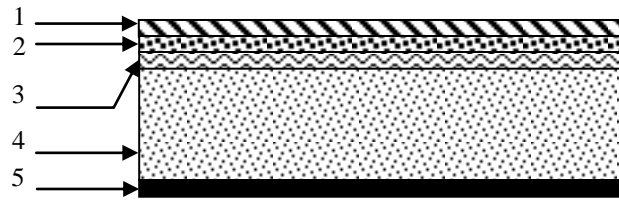


Figure II.4:Dalle pleine

Tableau II.3: Evaluation des charges et des surcharges dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1	Carrelage	0,020	20,00	00,40
2	Mortier de pose	0,020	20,00	00,40
3	Lit de sable	0,020	18,00	00,36
4	Dalle pleine	0,200	25,00	05,00
5	Enduit en ciment	0,020	18,00	00,36
Charge permanente				G = 06,52
Charge d'exploitation				Q = 04,00

II.5. Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisqu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, Nous avons utilisé la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

- Sous terrasseQ₀.
- Sous étage 1Q₀+Q₁.
- Sous étage 2Q₀ +0,95 (Q₁ + Q₂).
- Sous étage 3Q₀ +0,90 (Q₁ + Q₂ + Q₃).
- Sous étage 4Q₀ + 0,85 (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄).
- Sous étage nQ₀ + (Q₁+Q₂+..... +Q_n) Pour n ≥5.

Soit Q₀ la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et Q₁, Q₂, Q₃, ..., Q_n, les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1,2, ..., n, qui sont numérotés à partir du sommet de la structure.

La loi de dégression d'après le D.T.R :

Tableau II.4: Dégression des charges d'exploitations d'un poteau

Niveau	La loi	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$NQ_0 = Q_0$	01,00
02	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	05,00
01	$NQ_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	08,60
RDC	$NQ_3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	10,45

– Mur extérieur

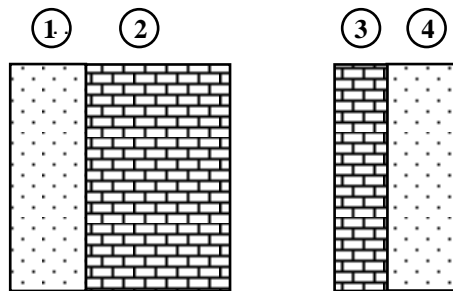


Figure II.5: Remplissage extérieur

Tableau II.5: Descente de charges Remplissage extérieur

Remplissage extérieur				
Chargement	1	Brique creuse (e = 5 cm)	0,90	KN/m ²
	2	Brique creuse (e = 15 cm)	1,35	KN/m ²
	3	Enduit extérieur en ciment (e = 2 cm)	0,36	KN/m ²
	4	Enduit intérieur en plâtre (e = 2 cm)	0,20	KN/m ²
Charge permanente totale			G = 2,81	KN/m ²

– Mur intérieur

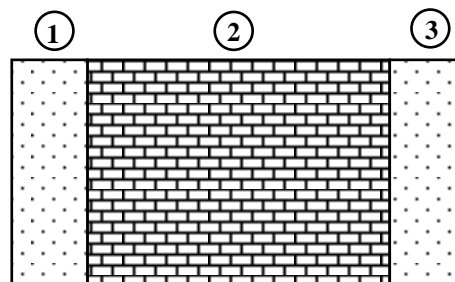


Figure II.6: Détail d'un mur intérieur

Tableau II.6: Charge et surcharge des murs intérieurs

Remplissage intérieur				
Chargement	1	Enduit intérieur en plâtre (e = 10 cm)	0.20	KN/m ²
	2	Brique creuse (e = 15 cm)	1.35	KN/m ²
	3	Mortier de ciment extérieur (e = 2 cm)	0.36	KN/m ²
Charge permanente totale			G = 2,32	KN/m ²

II.6. Pré dimensionnement des poteaux pour les blocs (A,B,C,D,E,F,G)

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprend la surface du plancher la plus importante.

Nous avons utilisé un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

D'après le plan architectural, pour chaque poteau nous avons considéré : son poids propre, la charge du plancher qu'il supporte, le poids propre des poutres qu'il supporte.

Le poteau :

$$S = \left(\frac{3,20}{2} + \frac{4,50}{2}\right) \left(\frac{6,80}{2} + \frac{6,85}{2}\right) = 26,27m^2$$

$$S = \left(\frac{390}{2} + \frac{380}{2}\right) \left(\frac{450}{2} + \frac{320}{2}\right) = 14,82m^2$$

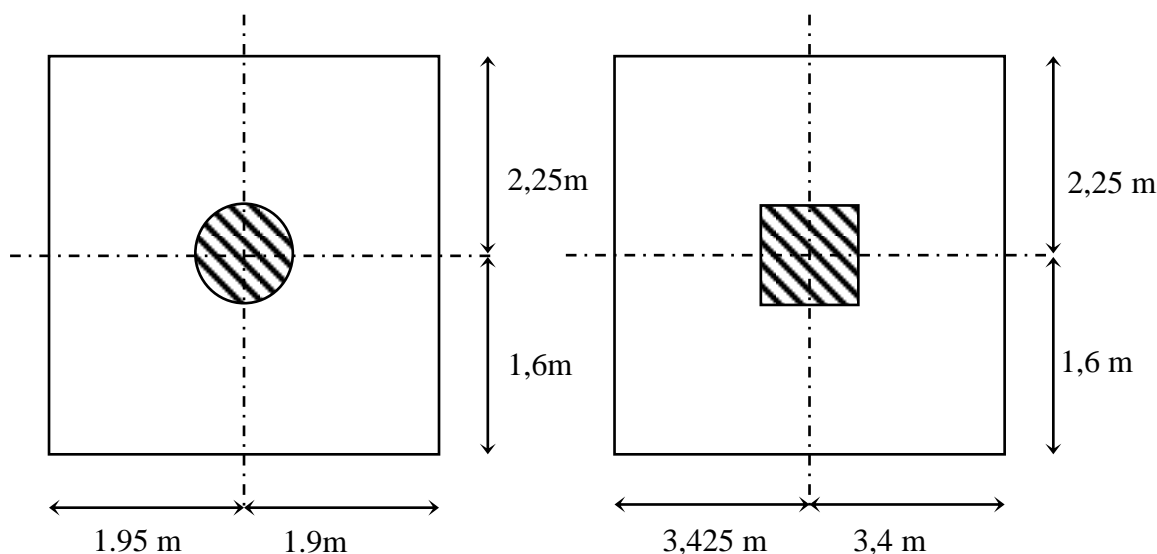


Figure II.7: Poteau le plus sollicité de section rectangulaire et circulaire

- La section afférente de plancher :
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) :
- La longueur afférente de poutre principale (P.P) :
- Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression.

II.6.1 : Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux rectangulaires pour les blocs A et B, C, D,E,F,G

$$N_1 \text{ Terrasse} : G_{\text{Terrasse}} \times S = 6,39 \times 26,27 = 168,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_2 \text{ 2eme étage, 1er étage, RDC} : n \times G_{\text{2eme étage, 1er étage, RDC}} \times S = 4 \times 5,40 \times 26,27 = 567,43 \text{ KN/m}^2$$

- Le nombre de niveaux au-dessus du poteau : n

$$N_3 \text{ Poutre principale} = G_{\text{pp}} = 4 \times 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 6,25 = 112,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_4 \text{ Poutre secondaire} = G_{\text{ps}} = 4 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,10 = 49,2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_G \text{ Totale} = N_4 \text{ Poutre secondaire} + N_3 \text{ Poutre principale} + N_2 \text{ 2eme étage, 1er étage, RDC} + N_1 \text{ Terrasse} = 897,63 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q \text{ Totale} = 10,45 \times 26,27 = 274,52 \text{ KN/m}^2$$

Majoration des efforts pour les blocs (A, B,C,D,E,F,G)

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 897,63 = 987,39 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q = 1,1 \times 274,52 = 301,97 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = (1,35 \times 987,39) + (1,5 \times 301,97) = 1785,93 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.7: Calcul d'efforts ultimes (N_u) (dimensionnement des poteaux)

La charge d'exploitation totale (KN/m²)	$Q = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	10,45 KN/m²
La charge permanente totale (KN/m²)	$G = \sum_{i=1}^{i=n} G_i$	24,85 KN/m²
L'effort normal d'exploitation (KN)	$N_Q = 1,1 Q \cdot S$	301,97 KN/m²
L'effort normal permanent (KN)	$N_G = 1,1 G \cdot S$	987,39 KN/m²
L'effort normal permanent (KN)	$G_{PP} = 25 \times 0,30 \times 0,60 \times 6,25$ $= 28,12$ $G_{PS} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,10$ $= 12,30$ $G_{TOT} = G_{PP} + G_{PS} = 40,42$ $G = 40,42 \times 04 = 161,68$ $N_G = 161,68 \times 1,1 = 177,84$	181,98 KN/m²
L'effort ultime (KN)	$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$	1785,93 KN/m²

II.6.2 Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux circulaires pour le bloc D

$$N_1 \text{ Terrasse} : G_{\text{Terrasse}} \times S = 6,39 \times 14,82 = 94,69 \text{ KN/m}^2$$

$$N_2 \text{ 2eme étage, 1er étage, RDC} : n \times G_{\text{2eme étage, 1er étage, RDC}} \times S = 4 \times 5,40 \times 14,82 = 320,11 \text{ KN/m}^2$$

– Le nombre de niveaux au-dessus du poteau : n

$$N_3 \text{ Poutre principale} = G_{\text{pp}} = 4 \times 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 6,25 = 112,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_4 \text{ Poutre secondaire} = G_{\text{PS}} = 4 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,10 = 49,2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_G \text{ Totale} = N_4 \text{ Poutre secondaire} + N_3 \text{ Poutre principale} + N_2 \text{ 2eme étage, 1er étage, RDC} + N_1 \text{ Terrasse} = 576,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q \text{ Totale} = 10,45 \times 14,82 = 154,86 \text{ KN/m}^2$$

Majoration des efforts pour le bloc D

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 576,5 = 634,15 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q = 1,1 \times 154,86 = 170,34 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = (1,35 \times 634,15) + (1,5 \times 170,34) = 1111,62 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation totale (KN/m²)	$Q = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	10,45 KN/m²
La charge permanente totale (KN/m²)	$G = \sum_{i=1}^{i=n} G_i$	24,85 KN/m²
L'effort normal d'exploitation (KN)	$N_Q = 1,1 Q \cdot S$	170,34 KN/m²
L'effort normal permanent (KN)	$N_G = 1,1 G \cdot S$	634,15 KN/m²
L'effort normal permanent (KN)	$G_{\text{PP}} = 25 \times 0,30 \times 0,60 \times 6,25$ $= 28,12$ $G_{\text{PS}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,10$ $= 12,30$ $G_{\text{TOT}} = G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}} = 40,42$ $G = 40,42 \times 04 = 161,68$ $N_G = 161,68 \times 1,1 = 177,84$	181,98 KN/m²
L'effort ultime (KN)	$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$	1111,62 KN/m²

a. Coffrage

Nous avons deux forme du poteau plus sollicité, ou bien deux cas ; forme rectangulaire et circulaire pour le coffrage : RDC jusqu'au dernier étage.

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (centrale), la section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux entourant.

b. Matériaux

- Béton de résistance caractéristique : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier de limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$
- Le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur : $\gamma_s = 1,15$
- Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement : $\theta = 1$
- Haute adhérence ($f_e = 400 \text{ MPa}$) : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1,5$

c. Chargement

- Les poteaux sont chargés par les charges suivantes :
- Charge d'exploitation comprend toutes les surcharges d'exploitations majorées de 10%.
- Charge permanente comprend toutes les charges permanentes majorées de 10 %.

II.7. Sollicitations

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Condition de résistance
- Condition de stabilité
- Condition imposée par le R.P.A99/Version 2003

Pour avoir l'équilibre nous devons avoir la valeur théorique de l'effort normal résistant :

$$N_r = B \cdot f_{bc} + A_s \cdot \sigma_s \geq N_u$$

Les règles B.A.E.L 91 apportant des nombreux correctifs sur cette formule :

La section réduite du béton, par hypothèse que le béton dans cette dernière est en réduisant (1 cm) sur tout le périmètre soit : B_r

- $B_r = (b - 0,02)(a - 0,02)$ Pour les poteaux de section rectangulaire.
- $B_r = \pi(D - 2)^2 / 4$ Pour les poteaux de section circulaire.

Pour tenir compte de la négligence des effets de second ordre (flambement), nous avons compensé par la minoration de la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient de réduction (en fonction de l'élanement λ)

- $\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2}$
- $50 < \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0,6(50/\lambda)^2$
- $\lambda > 70$: On peut calculer le poteau par la méthode forfaitaire.

II.8. Dimensionnement des poteaux bloc (A,B,C,E,F,G)

II.8.1. Poteau rectangulaire

- Détermination de la distance (a)

Nous devons dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} B = a.b \\ I = \frac{a.b^3}{12} \end{cases} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

- Longueur de flambement : L_f
- Rayon de giration : i
- Section des poteaux : B
- L'élancement du poteau : λ
- Moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement : I

$$\text{Nous avons :} \quad \begin{cases} L_0 = 3,4 \text{ m} \rightarrow L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m} = 238 \text{ cm} \\ \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{238}{0,289 \times 50} = 16,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous avons pris: $a = 40 \text{ cm}$

Donc $i = 0,289a \rightarrow i = 0,289 \times 40 = 11,56 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{238}{11,56} = 20,58 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Détermination de la distance (b) :

Selon les règles du B.A.E.L 91/Version 2003, l'effort normal ultime (N_u) doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = (40-2)(b-2) = 38(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans le cas de (zone IIa), } A_s = 0,8 \% B_r = 0,8 \% [38(b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289 \times 40} = 20,58 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda / 35)^2] = 0,85 / [1 + 0,2(20,58 / 35)^2] = 0,795$$

- B_r : section réduite.
- A_s : section armature longitudinal.
- α : est un coefficient fonction de λ .

$$\text{On a : } N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow N_u \leq 0,795 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 24,10 \text{ cm}$$

Donc : nous avons pris : $b = 60 \text{ cm}$.

II.9. Dimensionnement des poteaux bloc (D)

II.9.1. Poteau rectangulaire

Détermination de la distance (a) Nous devons dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} B = a \cdot b \\ I = \frac{a \cdot b^3}{12} \end{cases} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

- Longueur de flambement : L_f
- Rayon de giration : i
- Section des poteaux : B
- L'élanement du poteau : λ
- Moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement : I

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} L_0 = 3,4 \text{ m} \rightarrow L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m} = 238 \text{ cm} \\ \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{238}{0,289 \times 50} = 16,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous avons pris : $a = 40 \text{ cm}$

$$\text{Donc } i = 0,289a \rightarrow i = 0,289 \times 40 = 11,56 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{238}{11,56} = 20,58 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Détermination de la distance (b) :**

Selon les règles du B.A.E.L 91/Version 2003, l'effort normal ultime (N_u) doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = (40-2)(b-2) = 38(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans le cas de (zone IIa), } A_s = 0,8 \% B_r = 0,8 \% [38(b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289 \times 40} = 20,58 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] = 0,85 / [1 + 0,2(20,58/35)^2] = 0,795$$

- B_r : section réduite.
- A_s : section armature longitudinal.
- α : est un coefficient fonction de λ .

$$\text{On a : } N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow N_u \leq 0,795 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 15,3 \text{ cm}$$

Donc : nous avons pris : $b = 40 \text{ cm}$.

II.9.2. Poteau circulaire

– **Détermination de la distance (D)**

Nous devons dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{et } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} B = \frac{\pi \times D^2}{4} \\ I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} \end{cases} \quad \text{et } i = \sqrt{\frac{4 \times \pi \times D^4}{64 \times \pi \times D^2}} = \sqrt{0,0635D^2} = 0,25D$$

$$L_0 = 3,74 \text{ m} \rightarrow L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m} = 238 \text{ cm}$$

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime (N_u) doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = \pi(D-2)^2/4 = 3,14 \times (D-2)^2/4 = 0,785 \times (D-2)^2 = 0,785 \times (D^2 - 4 + 4 \times D)$$

$$\text{Dans le cas de (zone IIa), } A_s = 0,8 \% B_r = 0,8 \% \times 0,785 \times (D^2 - 4 + 4 \times D)$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,25 \times 60} = 15,86 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] = 0,85 / [1 + 0,2(15,86/35)^2] = 0,816$$

- B_r : section réduite
- A_s : section armature longitudinal
- α : est un coefficient fonction de λ

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow N_u \leq 0,816 \left[\frac{(0,25D^2 - 1 + D) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{(0,02D^2 - 0,08 + 0,08D) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$D \geq 3,97 \text{ cm}$$

Ou bien :

$$\text{On a : } \begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4L_f}{D} = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{2,8L_0}{D} = \frac{2,8 \times 340}{D} = \frac{952}{D} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot D^2 / 4}{\pi \cdot D^4 / 64}} = \sqrt{\frac{16}{D^2}} = \frac{4}{D} = 0,25D \\ \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \rightarrow \frac{0,7L_0}{0,25D} \leq 50 \rightarrow D \geq \frac{0,7L_0}{0,25 \times 50} \rightarrow D \geq \frac{0,7 \times 340}{0,25 \times 50} \rightarrow D \geq 19,04 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{952}{D} = \frac{952}{50} = 19,04 \text{ cm} \leq 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : On prend $D = 40 \text{ cm}$

II.10. Vérification des conditions du R.P.A 99/version 2003

- $\min(a; b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\min(a; b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 0,25 \leq 1,00 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Donc nous avons une section rectangulaire : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre (D) devra satisfaire les conditions ci-dessous R.P.A 99/2003 :

- $D \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone I}$
- $D \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone IIa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $D \geq 35 \text{ cm} \rightarrow \text{en zones IIb et III}$
- $D \geq \frac{h}{15} \rightarrow 30 \geq \frac{340}{15} \rightarrow 40 \geq 22,66 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Donc nous avons une section circulaire 40 cm.

II.11. Pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voiles (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismique algériennes R.P.A 99/Version 2003. D'où leur 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.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le R.P.A 99/Version 2003 Article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- Longueur de voile : L ;
- L'épaisseur du voile : e ;
- 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 indiquées.

$$\text{Soit: } e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\} \rightarrow e \geq \max \left\{ \frac{340}{25}; \frac{340}{22}; \frac{340}{20} \right\} \rightarrow e \geq \max \{ 13,60; 15,45; 17,00 \}$$

Nous avons adopté l'épaisseur du voile : $e = 20$ cm

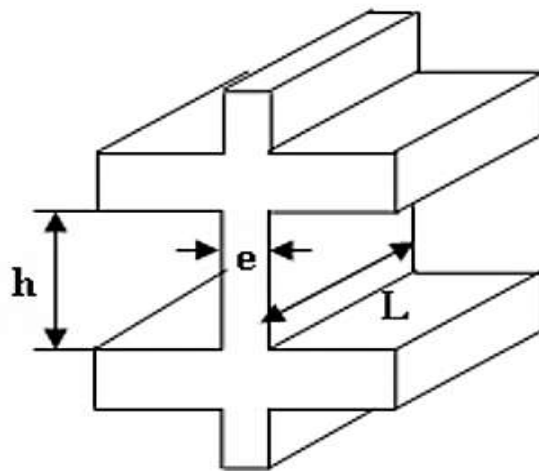


Figure II.8: Coupe de voile en élévation

II.12. Conclusion

Le pré-dimensionnement de la structure, montre que la structure présente les dimensions habituelles appliquées dans la plupart des chantiers en Algérie ; les dimensions des poutres et les poteaux sont les même pour l'ensemble des étages. Et pour minimiser le problème de coffrage et de décoffrage sur sites nous avons minimisé la variation des dimensions des poteaux le plus possible. Aussi les dimensions des voiles représentent le minimum donné par le R.P.A 99/Version 2003.

CHAPITRE III

FERRAILLAGE DES ÉLEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques.

Dans notre étude nous avons : Planchers, acrotère, balcon, et escalier.

III.2. Acrotère

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier.

III.2.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.2.2. Dimensions

- La hauteur d'acrotère : $h = 60 \text{ cm}$.
- L'épaisseur d'acrotère : $e_p = 10 \text{ cm}$.

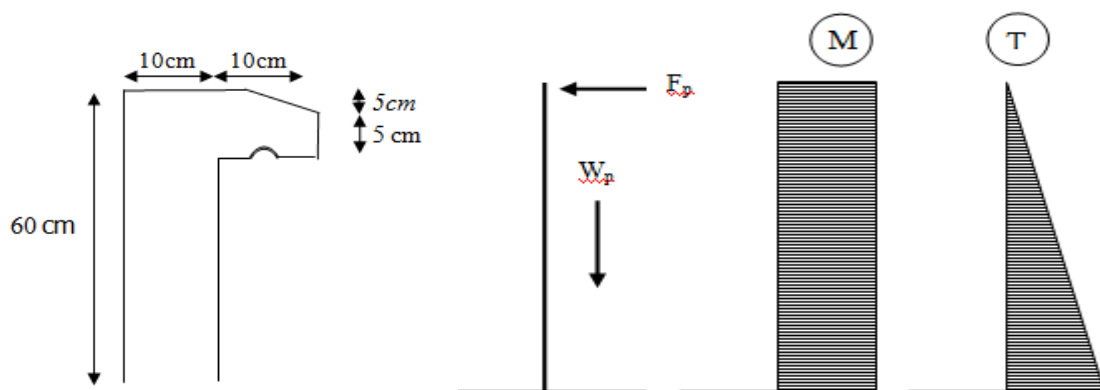


Figure III.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges

III.2.3.1. Poids propre de l'acrotère

$$S = \left[\frac{(10 \times 5)}{2} + (10 \times 5) + (20 \times 5) + (50 \times 10) \right] = \text{cm}^2 = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = W_p = S \times \gamma_b = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml} \rightarrow G = W_p = 1,69 \text{ KN/ml}$$

III.2.3.2. Surcharge d'exploitation

Une surcharge due à l'application d'une main courante : $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

III.2.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99/version 2003 Article 6-3, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5 Q$

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 1,69 \times 0,8 = 1,08 \text{ KN},$$

$$F_p = 1,08 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les coefficients C_p , A et W_p sont obtenus par le R.P.A 99/Version 2003 Tableau (6-1)

- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,20$
- Facteur de force horizontal : $C_p = 0,8$
- Poids propre de l'acrotère : $W_p = 1,69 \text{ KN}$
- Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

III.2.5. Calcul des sollicitations

III.2.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35W_p = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN/ml}$;
- Moment fléchissant : $M_u = 1,5F_p \times h = 1,5 \times 1,08 \times 0,6 = 0,972 \text{ KN.m}$;
- Effort tranchant : $V_u = 1,5F_p = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ KN}$.

III.2.5.2. État limite de service (E.L.S)

- Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = W_p = 1,69 \text{ KN/ml}$;
- Moment fléchissant : $M_{ser} = F_p \times h = 1,08 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$;
- Effort tranchant : $V_{ser} = F_p = 1,08 \text{ KN}$.

III.2.5.3. Enrobage

Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $c = c' = 2 \text{ cm}$

III.2.5.4. Calcul de l'excentricité

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a$$

– **Excentricité de 1er ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,972}{2,28} = 0,43 \text{ m}$$

– **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250}\right) = \max(2 \text{ cm} ; 0,24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

– **Excentricité de 2^{ème} ordre**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\Phi)$$

$$l_f = 2l = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} \rightarrow l_f^2 = (1,2)^2 = 1,44 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s}\right) = 10 \left(1 - \frac{0,972}{1,5 \times 0,648}\right) = 0,0147$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,44}{06 \times 10^4} (2 + 0,0147) = 0,0142 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = 0,43 + 0,0142 + 0,02 = 0,464 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \frac{e_p}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \right\} \\ \left\{ e_0 = 0,464 \text{ m} \right\} \end{array} \right\} e_0 > \frac{e_p}{2} - c' \rightarrow 0,464 \text{ m} > 0,03 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

III.2.6. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue– **État limite ultime (E.L.U.R)**

$$e_{uA} = e_0 + \left(d - \frac{e_p}{2}\right) = 0,464 + \left(0,09 - \frac{0,10}{2}\right) = 0,504 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,28 \times 0,504 = 1,149 \text{ KN.m}$$

– **État limite de service (E.L.S)**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,648}{1,69} = 0,383 \text{ m}$$

$$e_{sA} = e_0 + \left(d - \frac{e_p}{2} \right) = 0,383 + \left(0,09 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,423 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,69 \times 0,423 = 0,715 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$(d - c')N_{uA} - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_{uA} - M_{uA} = (0,09 - 0,02) 2,28 - 1,12 = -0,96 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,20 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,85 \text{ KN.m}$$

$$-0,96 \text{ KN.m} < 24,85 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire :

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

III.2.7. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,28 \times 0,491 = 1,120 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

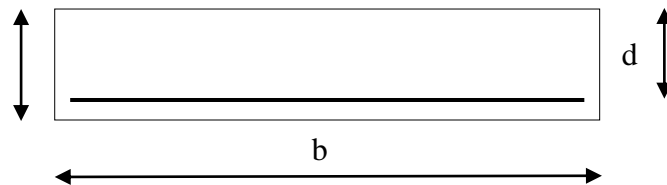


Figure III.2: Section d'acrotère à ferrailier

III.2.7.1. État limite de compression du béton

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,12 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,20} = 0,0097$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74 \rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu = 0,0097 < \mu_1 = 0,3920 \rightarrow A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

III.2.7.2. Calcul des paramètres caractéristiques de la section

– **Coefficient de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0097}) = 0,012$$

– **Ordonnée de la fibre neutre :**

$$y = \alpha \times d = 0,012 \times 0,09 = 0,0011 \text{ m}$$

– **Bras de levier du couple interne :**

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,012) = 0,09 \text{ m}$$

III.2.7.3. Détermination de la section théorique des aciers tendus

– **Section théorique d'acier (section d'armatures en flexion simple)**

$$A_u = \frac{M_{uA}}{z_b \times \sigma_s} = \frac{1,12 \times 10}{0,09 \times 348} = 0,358 \text{ cm}^2$$

– **Section d'armatures en flexion composée**

$$A_{fc} = A_u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,358 - \frac{2,28 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,292 \text{ cm}^2$$

III.2.7.4. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} = 1,087 \text{ cm}^2$$

III.2.7.5. Armatures principales

$$A_s = \max (A_{fc} ; A_u ; A_{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– **Espacement**

D'après le B.A.E.L 91 : $e = \min (3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Nous avons adopté : 4T10 Soit : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.2.7.6. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– **Espacement**

D'après B.A.E.L 91 : $e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $e = 25$ cm

Nous avons adopté : 4T10 soit : $A_r = 3,14$ cm²/ml

III.2.8. Vérification à l'E.L.S

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,69 \times 0,423 = 0,715 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1: Vérification à l'état limite de service de l'acrotère

Moment service	M_{ELS}	0,715 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{1,13}{100} = 0,170 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,170 \times 9 = 3,05 \text{ cm}^2$ $y = -0,170 + \sqrt{0,170^2 + 3,05}$	1,59 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + 15 \times 1,13(9-1,59)^2$	1064,68 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{0,715 \times 10^3}{1064,68}$	0,67 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,67 \times 1,59$	1,07 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,67(9-1,59)$	74,47 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	1,07 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	74,47 MPa < 400 MPa Condition vérifiée

III.1.1.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_u = 1,5F_p = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,62}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.8.1. Détermination des contraintes dans l'acier tendue : σ_{st}

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{sA}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{715}{1064,68} (9 - 1,59) = 74,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

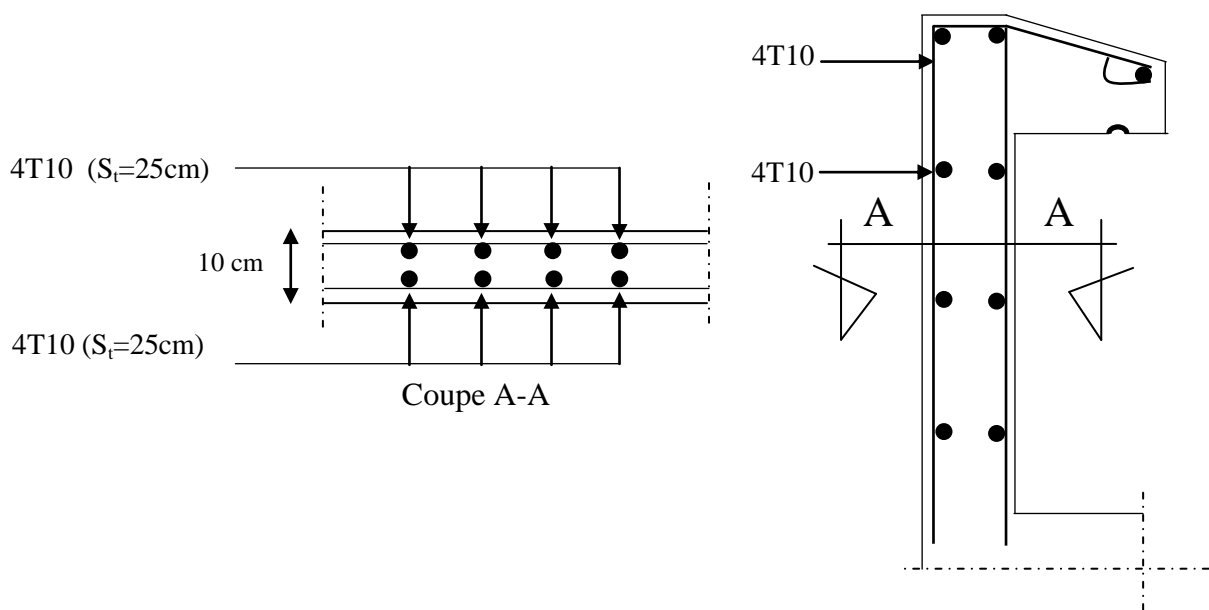


Figure III.3: Schéma de ferrailage d'acrotère

III.3. Balcon

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur un seul appui, assimilé à une console de portée de 1,40m.

III.3.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable
- Le balcon sera calculé en flexion simple.
- L'épaisseur des dalles pleines : $e = 20 \text{ cm}$

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.2:Évaluation des charges et des surcharges Balcon

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Carrelage	0,020	20,00	00,40
2	Mortier de pose	0,020	20,00	00,40
3	Lit de sable	0,020	18,00	00,36
4	Dalle pleine	0,200	25,00	05,00
5	Enduit en ciment	0,020	18,00	00,36
Charge permanente				G = 06,52
Charge d'exploitation				Q = 04,00

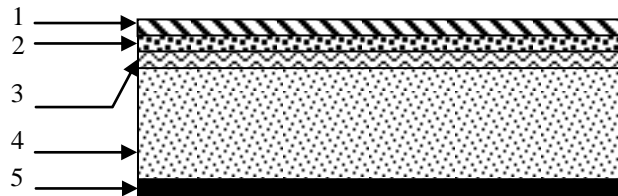


Figure III.4: Schéma représente détail d'un balcon.

III.3.3. Calcul des sollicitations

$$Q_{ELU} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 4,0) \times 1 \text{ m} = 14,80 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ELS} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6,52 + 4,0) \times 1 \text{ m} = 10,52 \text{ KN/ml}$$

III.3.3.1. Calcul de la charge concentrée

Le balcon supporte deux charges concentrées différentes ; pour le calcul des sollicitations, on prend la charge maximale entre les deux.

III.3.3.2. Poids propre du mur

$$P = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 3,40 \times 1 \text{ m} = 4,42 \text{ KN}$$

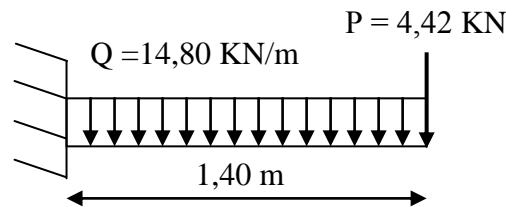
$$P_{ELU} = 1,35P = 1,35 \times 4,42 = 5,97 \text{ KN}$$

$$P_{ELS} = P = 4,42 \text{ KN}$$

III.3.3.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

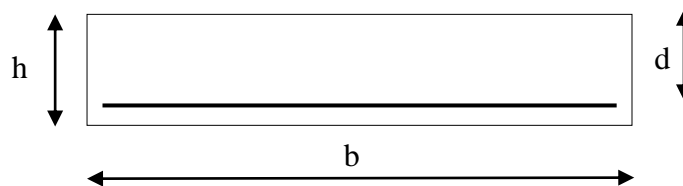
$$M_{\max} = \frac{Q_{\text{ELU}} L^2}{2} + P_u L = \frac{14,80 \times (1,40)^2}{2} + 5,97 \times 1,40 = 22,86 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_{\text{ELU}} \times L + P_{\text{ELU}} = 14,80 \times 1,40 + 5,97 = 26,69 \text{ KN}$$

**Figure III.5:** Schéma représente le type de balcon**III.3.4. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$$b = 100 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

**Figure III.6:** Section de balcon à ferrailier**Tableau III.3:** Calcul de ferrailage de balcon

Moment ultime M_u	M_u	22,86 KN.m	$\mu = 0,049 < \mu l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,049	
Etat limite de compression du béton	$\mu l = 0,392$	$\mu < \mu l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,062	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,974	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,74 cm ²	

Nous avons adopté : $A_s = 3,74 \text{ cm}^2$

III.3.4.1. Condition non fragilité

Selon le B.A.E.L91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 3,48 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adopte}} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 8\text{T}12/\text{ml}.$$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42:

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.4.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{Adopte}}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2 ; A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} \text{ soit : } 4\text{T}10/\text{ml.}$$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42 :

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.5. Vérification a l'E.L.S

$$M_s = (Q_s \times L^2 / 2) + (P_s \times L) = (10,52 \times 1,40^2 / 2) + (4,42 \times 1,40) = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$T_s = (Q_s \times L) + P_s = (10,52 \times 1,40) + 4,42 = 19,14 \text{ KN}$$

Tableau III.4: Vérification à l'état limite de service pour le balcon

Moment service	M_{ELS}	16,49 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9,05}{100} = 1,35 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,35 \times 18 = 48,87 \text{ cm}^2$ $y = -1,35 + \sqrt{1,35^2 + 48,87}$	5,26 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 5,26^3}{3} + 15 \times 9,05(18 - 5,26)^2$	26884,3 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{\text{ELS}}}{I} = \frac{16,49 \times 10^3}{26884,3}$	0,61 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,61 \times 5,26$	3,22 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,61(18 - 5,26)$	116,57 Mpa

Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	3,22 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	116,57 MPa < 400 MPa

III.3.5.1. Contrainte de cisaillement

Selon le B.A.E.L 91 Article A-5.1.1 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26,69 \times 10}{18 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.1, 211

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Contrainte d'adhérence

– Nombre d'armatures longitudinales tendues : $n = 5$

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{Périmètre d'armatures tendues}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{26,69 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{16,49 \times 10^3}{26884,3} (18 - 5,26) = 116,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 116,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.5.3. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à: $F = F_1 + F_2$

$$- \text{ Flèche due à la charge répartie : } F_1 = \frac{QL^4}{8EI}$$

$$- \text{ Flèche due à la charge concentrée : } F_2 = \frac{PL^3}{3EI}$$

III.3.5.4. Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{100 \times 20 \times 10 + 15 \times 9,05 \times 18}{100 \times 20 + 9,05 \times 15} = 10,51 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 10,51 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 9,49 \text{ cm}$$

III.3.6. Calcul du moment d'inertie

Selon le B.A.E.L 91 :

$$I = \frac{by_u^3}{3} + \frac{b(h - y_u)^3}{3} + 15A_s(d - y_u)^2$$

$$I = \frac{100(10,51)^3}{3} + \frac{100(20 - 9,49)^3}{3} + 15 \times 9,05(18 - 10,51)^2 = 85011,29 \text{ cm}^4$$

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} = \frac{14,80 \times 1,40^4}{8 \times 2,1 \times 10^5 \times 85011,29} = 0,038 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} = \frac{5,97 \times 1,40^3}{3EI} = 0,042 \text{ cm}$$

$$F = 0,08 \text{ cm}$$

$$F_{\text{Adm}} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56$$

$F = 0,08 \text{ cm} < F_{\text{Adm}} = 0,56 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

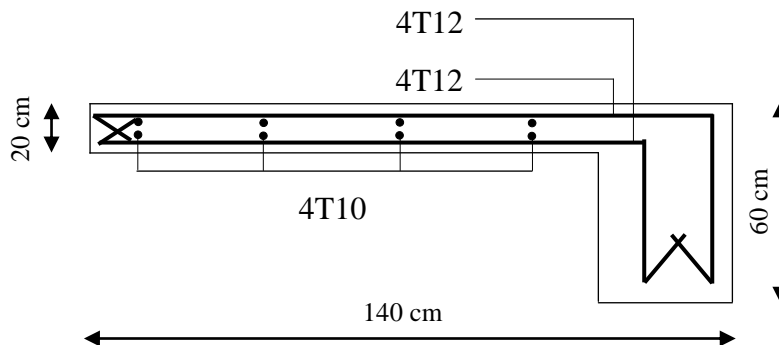


Figure III.7: Schéma de ferrailage pour le balcon

III.4. Dalle pleine

Largement utilisée dans le domaine de la construction, une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.

III.4.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

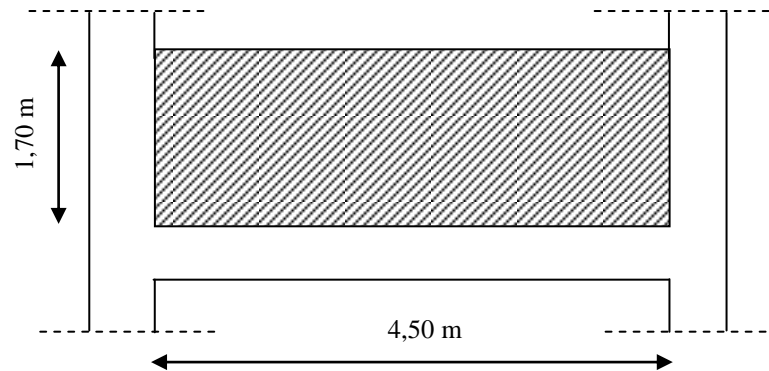


Figure III.8: Schéma représente détaille d'une dalle pleine

- Calcul de moment (M_u) et de l'effort tranchant (V_u)

$$M_u = \frac{q_u \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times L_x^3}{3} = \frac{14,8 \times (1,7)^2 \times 4,5}{2} - \frac{2 \times 14,8 \times (1,7)^3}{3} = 47,76 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y)^4 + (L_x)^4} = \frac{14,8 \times 1,7}{2} \times \frac{4,5^4}{(4,5)^4 + (1,7)^4} = 12,32 \text{ KN}$$

$$M_t = 0,85M_u = 0,85 \times 47,76 = 40,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,40M_u = 0,40 \times 47,76 = 19,10 \text{ KN.m}$$

- L_x : Petit côté du panneau de la dalle
- L_y : Grand coté du panneau de la dalle

$$L_x < \frac{L_y}{2} \rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,37 < 0,4$$

La dalle travaille suivant (L_x) comme une console

- Charge permanente : $G = 6,52 \text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$

III.4.2. Calcul des sollicitations

III.4.2.1. État limite de résistance (E.L.U.R)

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 4 = 14,80 \text{ KN/m}^2$$

- Pour une bande de 1m de largeur : $Q_u = 14,80 \times 1 = 14,80 \text{ KN/m}^2$

III.4.2.2. État limite de résistance (E.L.S)

$$Q_s = G + Q = 6,52 + 4 = 10,52 \text{ KN/m}^2$$

- Pour une bande de 1m de largeur : $Q_s = 10,52 \times 1 = 10,52 \text{ KN/m}^2$

III.4.3. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

$$b = 100 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

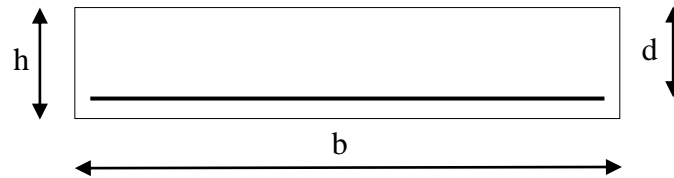


Figure III.9: Section de la dalle pleine à ferrailier

- En travée

$$M_T = 40,60 \text{ KN.m}$$

Tableau III.5: Calcul de ferrailage de la dalle pleine en travée

Moment ultime M_u	M_u	40,6 KN.m	$\mu = 0,088 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,088	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,115	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,953	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,8 cm ²	

Nous avons adopté : 5T14 = 7,70 cm²

- Espacement

Selon B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.3.1. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{Adopte}}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2; A_r = 4,52 \text{ cm}^2/\text{mL} \text{ soit : } 4\text{T}12/\text{ml}.$$

- Espacement

Selon B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– Sur appui

$$M_A = 19,10 \text{ KN.m}$$

Tableau III.6: Calcul de ferraillage de la dalle pleine sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	19,1 KN.m	$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,041	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,053	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,978	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,20 cm ²	

Nous avons adopté : 4T12 = 4,52 cm²

III.4.3.2. Condition non fragilité

Selon B.A.E.L 91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 6,8 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4. Vérification à l'E.L.S

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ELS}}}{I} y$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ELS}} \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_{\text{ELS}} \times l_x^3}{3}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{10,52 \times (1,7)^2 \times 4,5}{2} - \frac{2 \times 10,52 \times (1,7)^3}{3} = 33,95 \text{ KN.m}$$

Tableau III.7: Vérification a l'état limite de service de la dalle pleine

Moment service	M_{ELS}	33,95 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{7,7}{100} = 1,16 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,16 \times 18 = 41,58 \text{ cm}^2$ $y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 41,58}$	5,39 cm

Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 5,39^3}{3} + 15 \times 7,7(18 - 5,39)^2$	23585,59 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{33,95 \times 10^3}{23585,59}$	1,44 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 1,44 \times 5,39$	7,76 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,44(18 - 5,39)$	272,376 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	7,76 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	272,376 MPa < 400 MPa Condition vérifiée

III.4.4.1. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

Selon B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \times 10 = \frac{121,32}{100 \times 18} \times 10 = 0,052 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{cj}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,052 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.4.2. État limite de déformation.

$$- \frac{h_t}{l} = \frac{20}{150} = 0,13 > \frac{3}{8} = 0,0375 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{h_t}{l} = \frac{20}{150} = 0,13 > \frac{M_{ELS}}{M_{ELS} \times h_t} = \frac{33,95}{33,95 \times 20} = 0,05 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,0042 > \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.5. Armatures finales

En appui 5T14 Soit $A_s=7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sur travée 4T12 Soit $A_s=4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

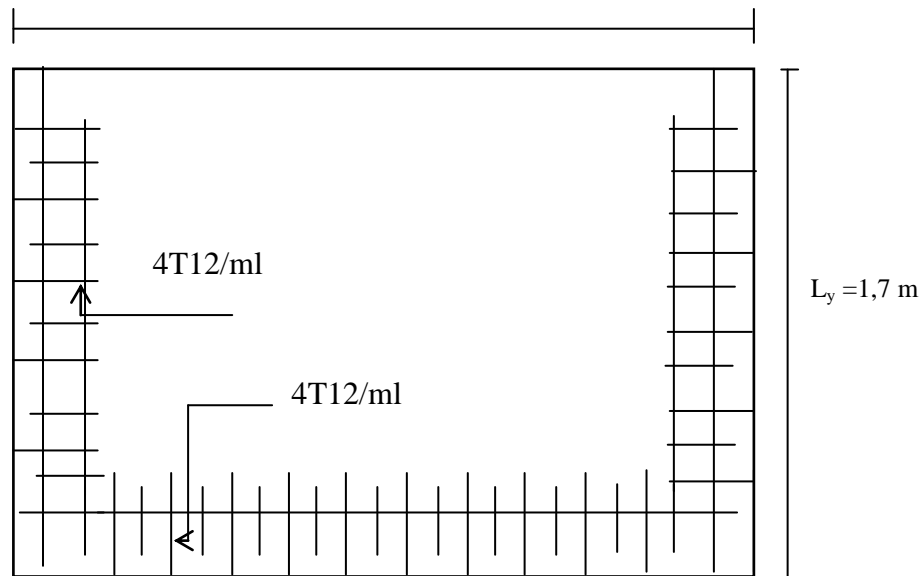


Figure III.10: Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

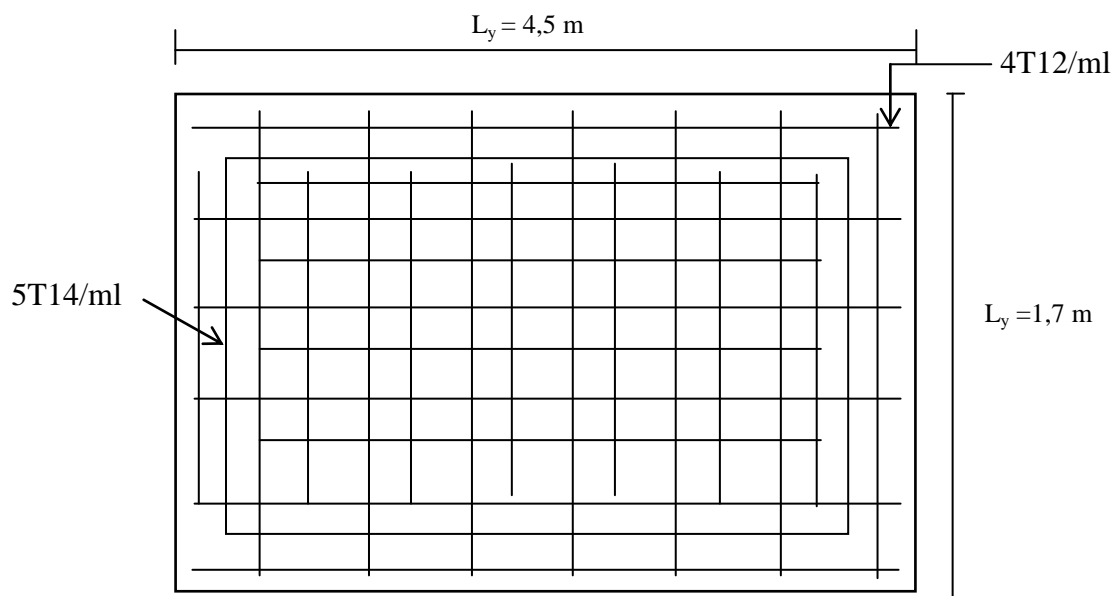


Figure III.11: Ferrailage Inferieur du panneau de la dalle pleine.

III.5. Planchers

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent l'hourdis, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.

- Soit en dalle pleine.

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

- Fonction de résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage d'éducation, on adopte un plancher à corps creux.

Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.5.1. Dimensionnement des poutrelles pour les blocs (A et B,C,D,E,F,G)

Notre construction étant une construction courante de surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$).

Dans notre structure on a un seul type de plancher à corps creux :

- Corps creux : 16 cm ;
- Dalle de compression : 4 cm.

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm, entre axes. Hauteur du plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$, Épaisseur de la nervure : $h_0 = 4 \text{ cm}$, Largeur de la dalle de compression : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

III.5.1.1. Calcul de la largeur de la poutrelle pour les blocs (A,B,C,D,E,F,G)

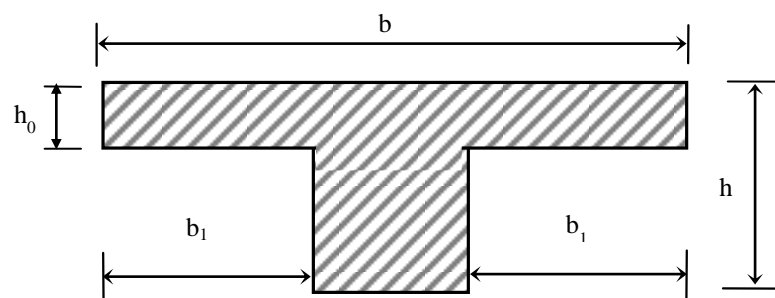


Figure III.12:Schéma d'un plancher à corps creux

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir des conditions suivantes : $b = 2b_1 + b_0$

La portée maximale est : $L = 450 \text{ cm}$ et $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \rightarrow b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Pour avoir : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

III.5.2. Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode des trois moments ;
- La méthode de Caquot.

III.5.2.1. Méthode forfaitaire et les conditions d'application de la méthode

Le règlement B.A.E.L 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants, cette dernière est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le moment d'inertie des sections est constant dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est de : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.5.2.1.1. Principe de calcul de la méthode

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques (M_0) de la travée indépendante.

Selon le B.A.E.L 91, les valeurs de M_w , M_i , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2 ;$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$: dans une travée intermédiaire ;
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$: dans une travée de rive.

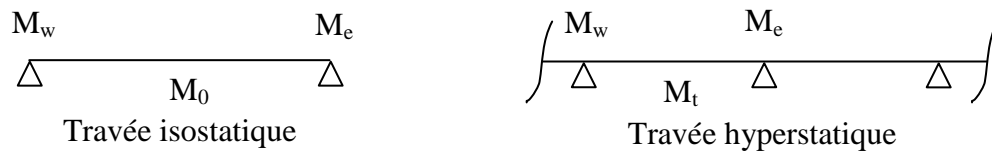


Figure III.13: Types des travées

III.5.2.1.2. Moments :

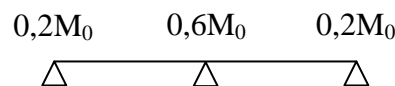
Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques (M_0) de la travée indépendante.

- Le Moment maximal dans la travée indépendante : M_0 ;
- Le Moment maximale dans la travée étudiée : M_t ;
- Le Moment sur l'appui gauche de la travée : M_w ;
- Le Moment sur l'appui droit de la travée : M_e ;
- Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G + Q)$.

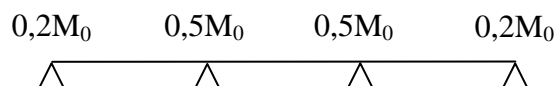
- Moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

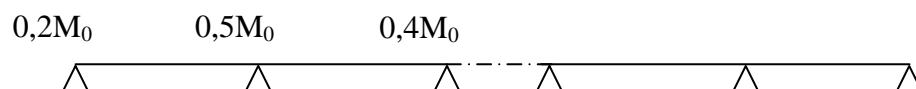
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue à trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées :



III.5.2.1.3. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement B.A.E.L 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{1} + \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{1} - \frac{ql}{2}$$

- Effort tranchant à droite : T_w
- Effort tranchant à gauche : T_e

III.5.2.2. Méthode de trois moments (Méthode R.D.M)

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis, nous avons appliqués cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifié (la condition de fissuration), dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

Elle est définie par la formule suivante :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Avec : $S_0 = S \times a$

- Les portées entre les appuis : l_i, l_{i+1} ;
- Sont les moments aux appuis : M_{i-1}, M_i, M_{i+1} ;
- Représente l'aire du diagramme du moment : S ;
- La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui : a .

Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée. Après résoudre les équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.

III.5.2.2.1. Méthode de calcul

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

III.5.2.2.2. Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis

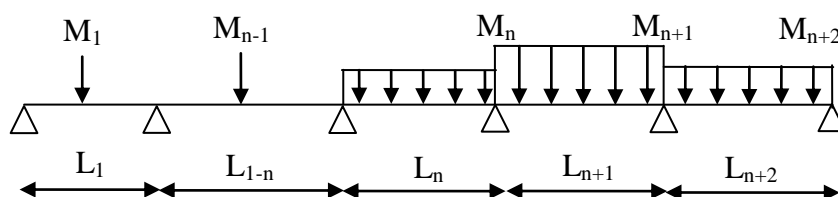


Figure III.14: Poutres continues à plusieurs appuis,

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.

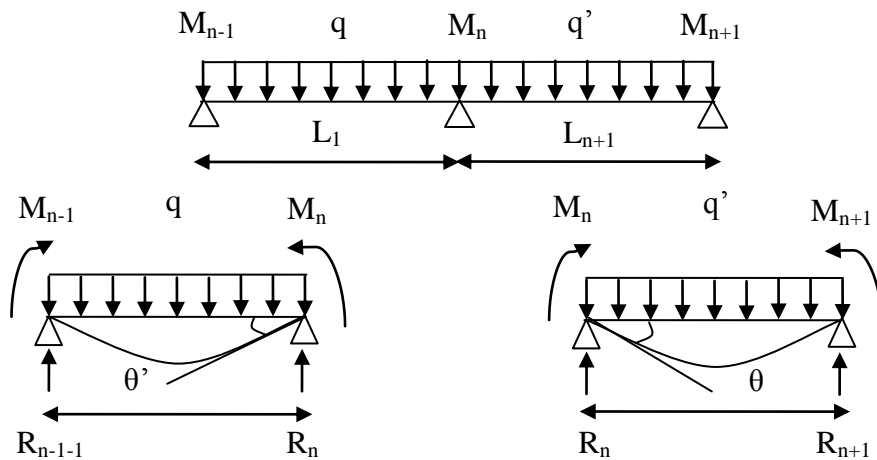


Figure III.15: Isolant deux travées adjacentes

M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracé selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.

G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée équation CLAPEYRON.

III.5.2.2.3. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement B.A.E.L 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \quad \text{et} \quad T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

- Effort tranchant à droite : T_w
- Effort tranchant à gauche : T_e

III.5.3. Calcul de la poutrelle (Étage courant)

Type 01 : Les travées AB-BC-CD-DE dans RDC ,1^{er} et 2^{ème} étage, la terrasse

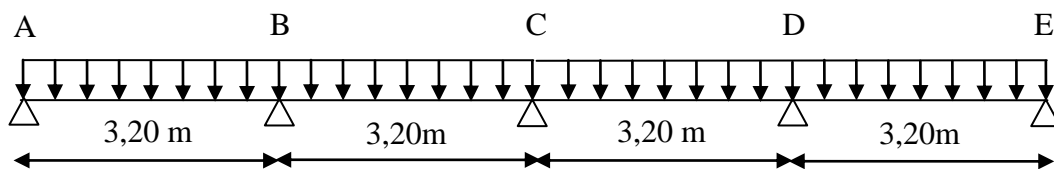


Figure III.16: Type 01 de la poutrelle

III.5.3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5,40 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée. (RDC)
- $Q = 4 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5,40 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée. (1^{er} étage, e/sol)
- La charge d'exploitation : $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée
- Poutrelle à d'inertie constante : $(I = \text{cte}) \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable : \rightarrow Condition vérifiée.

Tableau III.8: Rapport entre les travées successives

Type 01	Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	Type 02	Travées	B-C	C-D	D-E
	Portée	3,20	3,20	3,20	3,20		Portée	3,20	3,20	3,20
	Rapport	01,00	01,00	01,00			Rapport	01,00	01,0	

- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages Pour RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.5.3.2. Calcul les sollicitations

$$G = 5,40 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,40 + 1,5 \times 4) \times 0,65 = 8,64 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,40 + 4) \times 0,65 = 6,11 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 4/(5,40 + 4) = 0,43$$

– Calcul les moments fléchissant

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{AB-BC-CD-DE}} = \frac{8,64 \times 3,20^2}{8} = 11,06 \text{ KN.m}$$

– Calcul les moments en appuis

$$M_A = 0,2M_0^{\text{AB}} = 0,2 \times 11,06 = 2,21 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{\text{AB}}; M_0^{\text{BC}}) = 0,5 \times 11,06 = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{\text{BC}}; M_0^{\text{CD}}) = 0,4 \times 11,06 = 4,42 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_0^{\text{CD}}; M_0^{\text{DE}}) = 0,5 \times 11,06 = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{\text{DE}} = 0,2 \times 11,06 = 2,21 \text{ KN.m}$$

– Calcul les moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = Q/(G + Q) = 4/(5,40 + 4) = 0,43 \\ 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,43 = 1,13 > 1,05 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,43}{2} = 0,565 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,43}{2} = 0,66 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

– Travée de rive (AB) et (DE) :

$$M_T^{(\text{AB})} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{\text{AB}}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{\text{AB}}) - \frac{M_A + M_B}{2} = 8,62 \text{ KN.m} \\ [1,2 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{\text{AB}}}{2} = 7,29 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(\text{AB})} = 8,62 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(\text{DE})} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{\text{DE}}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{\text{DE}}) - \frac{M_D + M_E}{2} = 8,62 \text{ KN.m} \\ [1,2 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{\text{DE}}}{2} = 7,29 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(\text{DE})} = 8,62 \text{ KN.m}$$

– Travée intermédiaire (BC), (CD) :

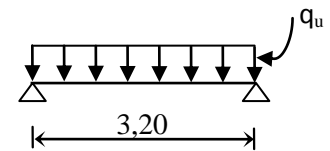
$$M_T^{(BC)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{BC}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{BC}) - \frac{M_B + M_C}{2} = 7,52 \text{ KN.m} \\ [1 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{BC}}{2} = 6,24 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(BC)} = 7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(CD)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{CD}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{CD}) - \frac{M_C + M_D}{2} = 7,52 \text{ KN.m} \\ [1 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{CD}}{2} = 6,24 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(CD)} = 7,52 \text{ KN.m}$$

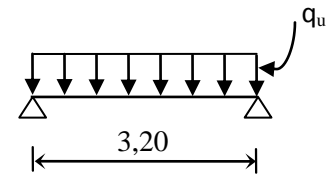
– Calcul des efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

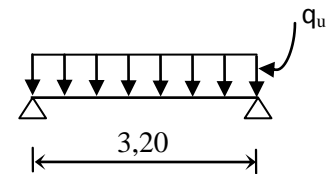
$$T^{AB} = \begin{cases} T_w = \frac{2,21 - 5,53}{3,20} + 8,64 \frac{3,20}{2} = 12,78 \text{ KN} \\ T_e = \frac{2,21 - 5,53}{3,20} - 8,64 \frac{3,20}{2} = -14,86 \text{ KN} \end{cases}$$



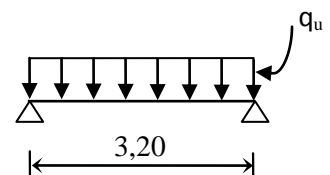
$$T^{BC} = \begin{cases} T_w = \frac{5,53 - 4,42}{3,20} + 8,64 \frac{3,20}{2} = 14,17 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,53 - 4,42}{3,20} - 8,64 \frac{3,20}{2} = -13,47 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T^{CD} = \begin{cases} T_w = \frac{4,42 - 5,53}{3,20} + 8,64 \frac{3,20}{2} = 13,47 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4,42 - 5,53}{3,20} - 8,64 \frac{3,20}{2} = -14,17 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T^{DE} = \begin{cases} T_w = \frac{5,53 - 2,21}{3,20} + 8,64 \frac{3,20}{2} = 14,86 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,53 - 2,21}{3,20} - 8,64 \frac{3,20}{2} = -12,78 \text{ KN} \end{cases}$$



III.5.3.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants

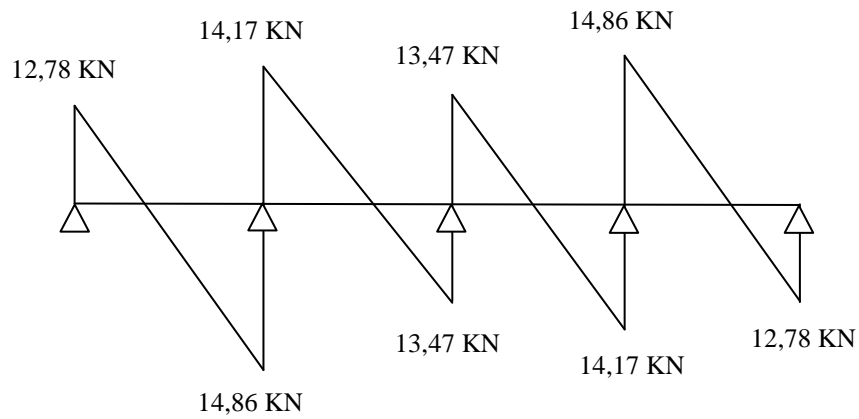


Figure III.17: Diagramme des efforts tranchants T [KN]

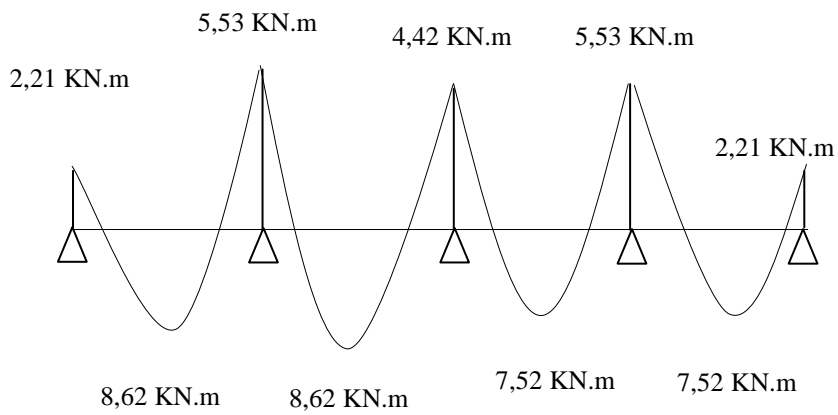


Figure III.18: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

III.5.4. Calcul du poutrelle (Terrasse)

Type 01 : Les travées AB-BC-CD-DE dans RDC 1^{er} et 2^{ème} étage la terrasse

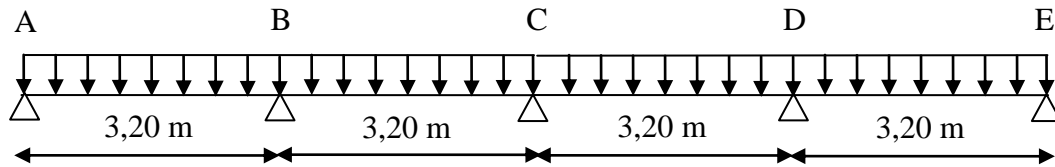


Figure III.19: Type 01 de la poutrelle terrasse

III.5.4.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation : $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$:
 $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2) = Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,39, 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$) \rightarrow Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable \rightarrow Condition non vérifiée.

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode de trois moments.

III.5.4.2. Calcul les sollicitations

$$G = 6,39 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,39 + 1 \times 4) \times 0,65 = 6,58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,39 + 1) \times 0,65 = 4,80 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend AB et BC

III.5.4.2.1. Calcul les moments fléchissant

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{AB-BC-CD-DE}} = \frac{6,58 \times 3,20^2}{8} = 08,42 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en appuis de rive

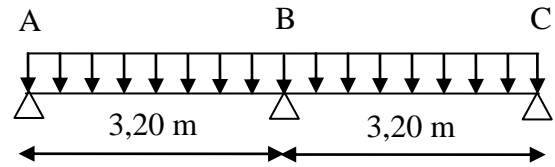
$$M_A = 0,2M_0^{\text{AB}} = 0,2 \times 8,42 = 1,68 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{\text{DE}} = 0,2 \times 8,42 = 1,68 \text{ KN.m}$$

a) Partie AB

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_n = L_n \frac{2}{3} M_0^{AB} = 3,20 \times \frac{2}{3} \times 8,42 = 17,96$$

**b) Partie BC**

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_{n+1} \frac{2}{3} M_0^{BC} = 3,20 \times \frac{2}{3} \times 8,42 = 17,96$$

$$3,20MA + 2(3,20 + 3,20)MB + 3,20MC = -6 \left[\frac{17,96 \times 1,6}{3,20} + \frac{17,96 \times 1,60}{3,20} \right]$$

$$3,20MA + 12,8MB + 3,20MC = -107,76$$

$$-1,68 \times 3,20 + 12,8MB + 3,20MC = -107,76$$

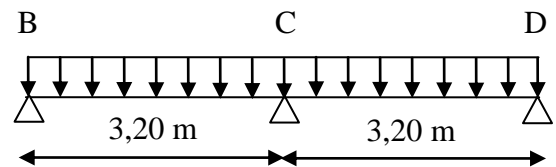
$$-5,38 + 12,8MB + 3,20MC = -107,76$$

$$12,8MB + 3,20MC = -102,38 \rightarrow 01$$

c) Partie BC

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_{n+1} \frac{2}{3} M_0^{BC} = 3,20 \times \frac{2}{3} \times 8,42 = 17,96$$

**d) Partie CD**

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_{n+1} \frac{2}{3} M_0^{CD} = 3,20 \times \frac{2}{3} \times 8,42 = 17,96$$

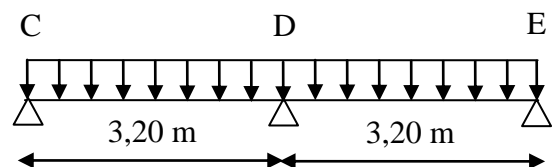
$$3,20MB + 2(3,20 + 3,20)MC + 3,20MD = -6 \left[\frac{17,96 \times 1,6}{3,20} + \frac{17,96 \times 1,6}{3,20} \right]$$

$$3,20MB + 12,8MC + 3,20MD = -107,96 \rightarrow 2$$

e) Partie CD

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_{n+1} \frac{2}{3} M_0^{CD} = 3,20 \times \frac{2}{3} \times 8,42 = 17,96$$



f) Partie DE

$$a_n + 1 = b_n + 1 = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_n + 1 = L_n + 1 \frac{2}{3} M_0^{DE} = 3,20 \times \frac{2}{3} \times 8,42 = 17,96$$

$$3,20MC + 2(3,20 + 3,20)MD + 3,20ME = -6 \left[\frac{17,96 \times 1,6}{3,20} + \frac{17,96 \times 1,6}{3,20} \right]$$

$$3,20MC + 12,8MD + 3,20ME = -107,76$$

$$3,20MC + 12,8MD - 5,37 = -107,76$$

$$3,20MC + 12,8MD = -102,39 \rightarrow 03$$

– Calcul des moments en appuis sur intermédiaire

$$MB = -6,70 \text{ KN.m}$$

$$MC = -5,19 \text{ KN.m}$$

$$MD = -6,70 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments En travées

$$M_{\text{Travée}} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0 \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Travée}}^{AB} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{AB} = \frac{1,68 - 6,70}{2} + 8,42 = 6,75 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Travée}}^{BC} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{BC} = \frac{6,70 - 5,19}{2} + 8,42 = 9,17 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Travée}}^{CD} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{CD} = \frac{5,19 - 6,70}{2} + 8,42 = 7,66 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Travée}}^{DE} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{DE} = \frac{6,70 - 1,68}{2} + 8,42 = 14,28 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.5.4.2. Calcul les efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$T^{AB} = \begin{cases} T_w = \frac{1,68 - 6,70}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 8,95 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1,68 - 6,70}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -12,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{BC} = \begin{cases} T_w = \frac{6,70 - 5,19}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 10,99 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,70 - 5,19}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -10,05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{CD} = \begin{cases} T_w = \frac{5,19 - 6,70}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 10,05 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,19 - 6,70}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -10,99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{DE} = \begin{cases} T_w = \frac{6,70 - 1,68}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 12,09 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,70 - 1,68}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -8,95 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5.4.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants

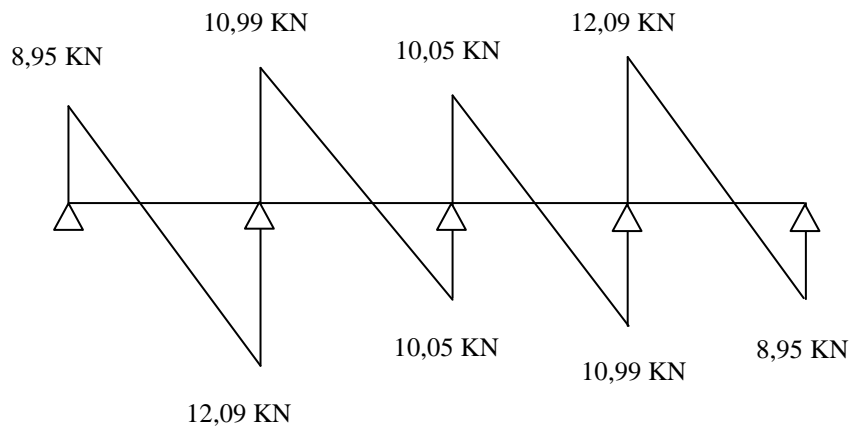


Figure III.20: Diagramme des efforts tranchants T [KN]

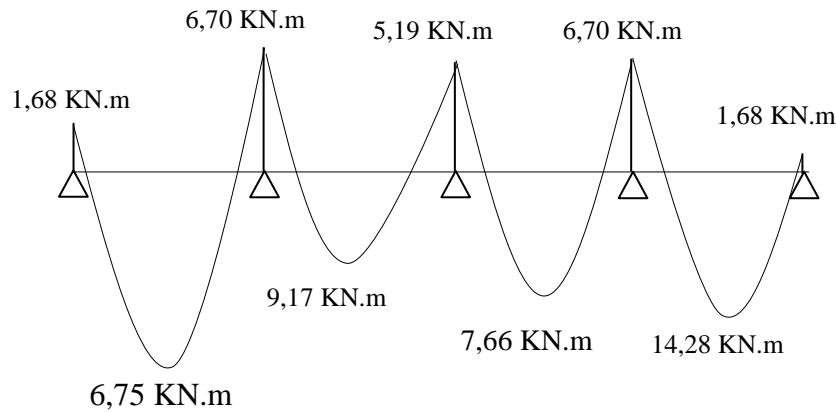


Figure III.21: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Tableau III.9: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc A.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	3,20	8,42	1,68	6,70	6,75	8,95	-12,09	6,14	1,22	4,89	4,30	8,67	-10,97
	BC	3,20	8,42	6,70	5,19	9,17	10,99	-10,05	6,14	4,89	3,78	6,69	10,17	-9,47
	CD	3,20	8,42	5,19	6,70	7,66	10,05	-10,99	6,14	3,78	4,89	5,58	9,47	-10,17
	DE	3,20	8,42	6,70	1,68	14,28	12,09	-8,95	6,14	4,89	1,22	7,97	10,97	-8,67

Tableau III.10: Sollicitations des poutrelles (1^{er} et 2^{ème} étage) pour bloc A.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	3,20	11,06	2,21	5,53	8,62	12,78	-14,86	7,82	1,56	3,91	6,10	9,03	-10,50
	BC	3,20	11,06	5,53	4,42	7,52	14,17	-13,47	7,82	3,91	3,13	5,31	10,01	-9,50
	CD	3,20	11,06	4,42	5,53	7,52	13,47	-14,17	7,82	3,13	3,91	5,31	9,52	-10,01
	DE	3,20	11,06	5,53	2,21	8,62	14,86	-12,78	7,82	3,91	1,56	6,10	10,50	-9,03

Tableau III.11: Sollicitations des poutrelles (RDC) pour bloc A.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	3,20	9,18	1,83	4,59	7,16	10,6	-12,33	6,56	1,31	3,28	5,11	7,58	-8,82
	BC	3,20	9,18	4,59	3,67	6,24	11,75	-11,18	6,56	3,28	2,62	4,46	8,40	-8,00
	CD	3,20	9,18	3,67	4,59	6,24	11,18	-11,75	6,56	2,62	3,28	4,46	10,88	-5,51
	DE	3,20	9,18	4,59	1,83	7,16	12,33	-10,6	6,56	3,28	1,31	5,11	8,81	-7,58

Tableau III.12: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc C.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	FG	3,20	8,42	1,68	6,7	7,00	8,95	-12,09	6,14	1,22	4,89	8,77	6,53	-8,82
	GH	3,20	8,42	6,7	5,19	8,75	10,99	-10,05	6,14	4,89	3,78	6,38	8,02	-7,34
	HI	3,20	8,42	5,19	5,19	9,51	10,52	-10,52	6,14	3,78	3,78	6,93	7,68	-7,68
	IJ	3,20	8,42	5,19	7,52	10,67	9,80	-11,24	6,14	3,78	5,48	7,78	8,21	-7,15
	JK	4,50	16,66	7,52	8,62	19,37	14,56	-15,05	12,15	5,48	4,80	13,38	10,65	-10,95
	KL	4,50	16,66	8,62	3,33	16,18	15,98	-13,62	12,15	4,80	2,43	12,54	11,32	-10,27
2	FG	3,20	8,42	1,68	6,7	7,00	8,95	-12,09	6,14	1,22	4,89	8,77	6,53	-8,82
	GH	3,20	8,42	6,7	5,19	8,75	10,99	-10,05	6,14	4,89	3,78	6,38	8,02	-7,34
	HI	3,20	8,42	5,19	5,19	9,51	10,52	-10,52	6,14	3,78	3,78	6,93	7,68	-7,68
	IJ	3,20	8,42	5,19	7,52	10,67	9,80	-11,24	6,14	3,78	5,48	7,78	8,21	-7,15
	JK	4,50	16,66	7,52	8,62	19,37	14,56	-15,05	12,15	5,48	4,80	13,38	10,65	-10,95
3	KL	4,50	16,66	8,62	3,33	16,18	15,98	-13,62	12,15	4,80	2,43	12,54	11,32	-10,27

Tableau III.13: Sollicitations des poutrelles (1^{er} et 2^{ème} étage) pour bloc C.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	FG	3,20	11,06	2,21	5,53	8,71	12,78	-14,85	7,82	1,56	3,91	6,10	9,03	-10,50
	GH	3,20	11,06	5,53	4,42	7,52	14,16	-13,47	7,82	3,91	3,13	5,31	10,01	-9,52
	HI	3,20	11,06	4,42	4,42	8,07	13,82	-13,82	7,82	3,13	3,13	5,70	9,77	-9,77
	IJ	3,20	11,06	4,42	4,42	8,07	13,82	-13,82	7,82	3,13	3,13	5,70	9,77	-9,77
	JK	4,50	21,87	4,42	10,93	17,03	17,99	-20,89	15,46	3,13	7,73	12,03	12,80	-14,67
	KL	4,50	21,87	10,93	4,37	17,06	20,89	-17,99	15,46	7,73	3,09	12,05	14,77	-12,43
2	FG	3,20	11,06	2,21	5,53	8,71	12,78	-14,85	7,82	1,56	3,91	6,10	9,03	-10,50
	GH	3,20	11,06	5,53	4,42	7,52	14,16	-13,47	7,82	3,91	3,13	5,31	10,01	-9,52
	HI	3,20	11,06	4,42	4,42	8,07	13,82	-13,82	7,82	3,13	3,13	5,70	9,77	-9,77
	IJ	3,20	11,06	4,42	4,42	8,07	13,82	-13,82	7,82	3,13	3,13	5,70	9,77	-9,77
	JK	4,50	21,87	4,42	10,93	17,03	17,99	-20,89	15,46	3,13	7,73	12,03	12,80	14,67
3	KL	4,50	21,87	10,93	4,37	17,06	20,89	-17,99	15,46	3,73	3,09	12,05	14,77	-12,43

Tableau III.14:Sollicitations des poutrelles (RDC) pour bloc C.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	FG	3,20	9,17	1,83	4,58	7,15	10,06	-12,32	6,56	1,31	3,28	5,11	7,58	-8,81
	GH	3,20	9,17	4,58	3,66	6,24	12,39	-10,55	6,56	3,28	2,62	4,46	8,40	-7,99
	HI	3,20	9,17	3,66	3,66	6,70	11,47	-11,47	6,56	2,62	2,62	4,79	8,20	-8,20
	IJ	3,20	9,17	3,66	3,66	6,70	11,47	-11,47	6,56	2,62	2,62	4,79	8,20	-8,20
	JK	4,50	18,14	3,66	9,07	14,13	14,92	-17,33	12,98	2,62	6,49	10,11	7,34	-9,06
	KL	4,50	18,14	9,07	3,62	14,15	17,33	-14,92	12,98	6,49	2,59	10,12	9,06	-7,34
2	FG	3,20	9,17	1,83	4,58	7,15	10,06	-12,32	6,56	1,31	3,28	5,11	7,58	-8,81
	GH	3,20	9,17	4,58	3,66	6,24	12,39	-10,55	6,56	3,28	2,62	4,46	8,40	-7,99
	HI	3,20	9,17	3,66	3,66	6,70	11,47	-11,47	6,56	2,62	2,62	4,79	8,20	-8,20
	IJ	3,20	9,17	3,66	3,66	6,70	11,47	-11,47	6,56	2,62	2,62	4,79	8,20	-8,20
	JK	4,50	18,14	3,66	9,07	14,13	14,92	17,33	12,98	2,62	6,49	10,11	7,34	9,06
3	KL	4,50	18,14	9,07	3,62	14,15	17,33	-14,92	12,98	6,49	2,59	10,12	9,06	-7,34

III.5.5. Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U.R

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendra les fibres inférieures, et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferraillage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en (T) dont les dimensions sont données comme suit :

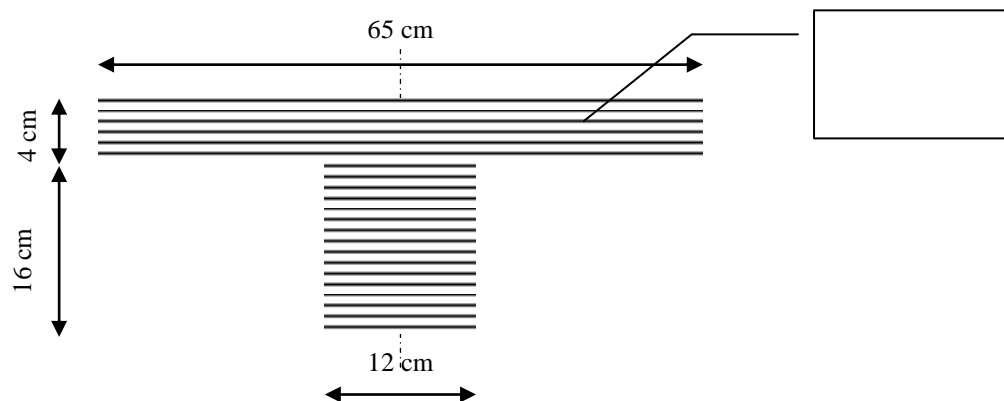


Figure III.22:Section de poutrelle calculée (en T).

Données

- Largeur de la poutrelle : $b = 65$ cm.
- Largeur de la : $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section : $h_t = 20$ cm.
- Hauteur de la section : $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9 h_t = 18$ cm
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

On va choisir la poutrelle terrasse, et pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

III.5.5.1. Sollicitations– **État limite ultime (E.L.U.R)**

$$M_{T_{\max}} = 19,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{inter}}} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{rive}}} = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 20,89 \text{ KN.m}$$

– **État limite de service (E.L.S)**

$$M_{T_{\max}} = 13,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{inter}}} = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{rive}}} = 3,09 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 14,77 \text{ KN.m}$$

III.5.5.2. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U.R– **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

Dans l'étude d'une section en (T) , il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table (M_t/A)

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 19,37 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58,95 \text{ KN.m}$$

– **Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')**

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ et $d = 18 \text{ cm}$ et $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$ soumise à :

III.5.5.2.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

a. En travée

$$M_{t_{max}} = 19,37 \text{ KN.m}$$

Tableau III.15: Calcul de ferrailage de poutrelle en travée

Moment ultime M_u	M_u	19,37 KN.m	$\mu = 0,0649 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,0649	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,083	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,966	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,20 cm^2	

Nous avons adopté : 3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

– **Condition de non fragilité**

Selon B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 section en T

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{Adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1,41; 3,20) = 3,20 \text{ cm}^2.$$

Le choix : $A_s = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

b. Sur appuis

1. Sur appuis intermédiaire

$$M_{Ainter} = 10,93 \text{ KN.m}$$

Au niveau des appuis les moments sont négatifs donc la table de compression est tendue, le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ et $d = 18 \text{ cm}$;

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa.}$$

Tableau III.16: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis intermédiaire

Moment ultime M_u	M_u	10,93 KN.m	$\mu=0,019 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,019	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,023	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,76 cm ²	

Nous avons adopté : 2T12 Soit $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

2. En appuis de rive

$M_{Arive} = 4,37 \text{ KN.m}$

Tableau III.17: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis en rive

Moment ultime M_u	M_u	4,37 KN.m	$\mu=0,079 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,079	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,1	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,96	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,72 cm ²	

Nous avons adopté : 1T10 $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

– Condition de non fragilité

Selon B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 section en T

– Pour appuis intermédiaire

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(\text{inter})} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,76) = 1,76 \text{ cm}^2.$$

Le choix : $A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

1. Pour appuis de rive

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(\text{Rive})} = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,72) = 0,72 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 1T10 = 0,79 cm².

– Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal d'après le BAEL91 (Art A.5.1.1) : Tmax = 20,89 KN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20,89 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,96 \text{ MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable
Fissuration peu préjudiciable selon l'Article A.5.1.1 B.A.E.L91

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,17 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 4,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

– Ferrailage transversal

Selon le B.A.E.L 91 Article A.7.2.2

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{L \min}\right\}$$

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right\} = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi = 6 \text{ mm}$

On adopte : $2\Phi6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

– Espacement

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.5.22

S_t : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \rightarrow$ flexion simple ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0,8 \times f_c \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{c28})} \\ S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{12(0,96 - 0,3 \times 2,1)} = 46 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} = 47,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le R.P.A 99/Version 2003 Article 7.5.2.2

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t_{\min}} = 0,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art : A.5.1 .313/ BAEL91

Influence sur le béton : on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,60 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,03 \leq 129,60 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left[V_u + \frac{M_{au}}{0,9 \times d} \right] \rightarrow A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[20,89 + \frac{10,93 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,25 \text{ cm}^2 < A_s$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\text{On a : } b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{20,89 \times 26,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \frac{0,2 \times 2,1}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.5.2.2. Vérification à E.L.S

– En travée

$$M_{ELS} = 19,37 \text{ KN.m}$$

Tableau III.18: Vérification à l'état limite de service E.L.S en travée

Moment service	M_{ELS}	19,37 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,78 \times 18 = 28,16 \text{ cm}^2$ $y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 28,16}$	4,58 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{65 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 3,39(18 - 4,58)^2$	11239,46 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{19,37 \times 10^3}{11239,46}$	1,72 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 1,72 \times 4,58$	7,89 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,72(18 - 4,58)$	346,23 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	4,33 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	346,23 MPa < 400 MPa

– Sur appuis

$$M_{ELS} = 10,93 \text{ KN.m}$$

Tableau III.19: Vérification à l'état limite de service E.L.S sur appuis

Moment service	M_{ELS}	10,93 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{65} = 0,52 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,52 \times 18 = 18,77 \text{ cm}^2$ $y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 18,77}$	3,84 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26(18 - 3,84)^2$	8023,97 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{10,93 \times 10^3}{8023,97}$	1,362 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 1,36 \times 3,84$	5,23 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,36(18 - 3,84)$	288,86 MPa
Vérification de contrainte dans le béton Art 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	6,53 MPa < 15 MPa condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	288,86 MPa < 400 MPa

Tableau III.20: Ferrailage des poutrelles

		Terrasse	RDC	1^{er} et 2^{ème} Etage
En travée		3T12 = 3,39	3T12 = 3,39	3T12 = 3,39
En appuis	Rives	1T10 = 0,79	1T10 = 0,79	1T10 = 0,79
	Intermédiaire	2T12 = 2,26	2T12 = 2,26	2T12 = 2,26

III.5.5.3. Ferrailage de la dalle de compression

L : distance entre l'axe des poutrelles (L = 65 cm).

$$A \geq 4 \times \frac{L}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, Nous avons adopté un treillis Soudés de (150×150) de diamètre $\Phi 6$

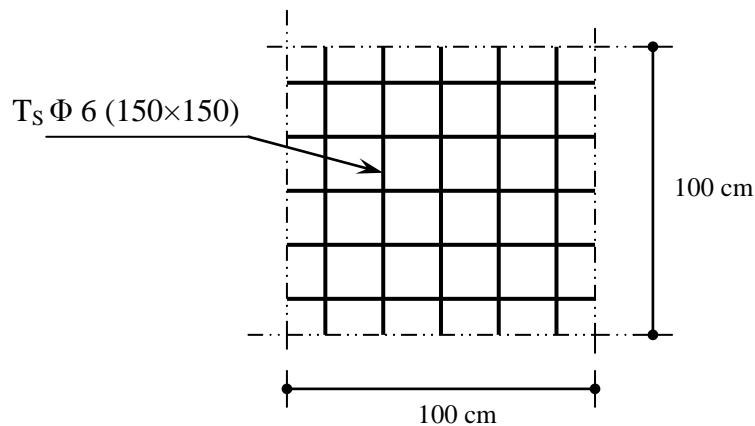


Figure III.23: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

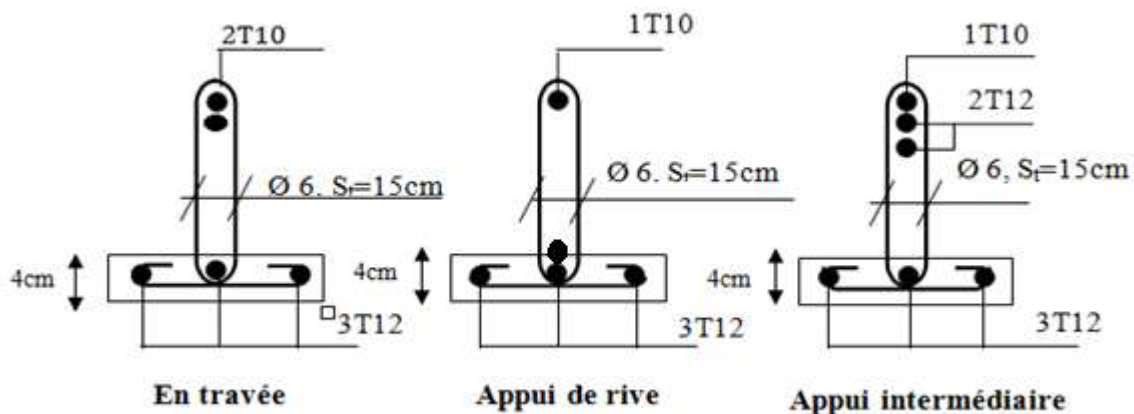


Figure III.24: Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse

III.6. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche (g) s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche (h), le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre

appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

L'escalier se compose généralement par :

- **Emmarchement** : La largeur praticable de l'escalier qui correspond à la grande dimension de la marche.
- **Hauteur de marche** : Distance verticale séparant le dessus des deux marches successives (16cm à 21cm).
- **Giron** : Distance horizontal entre deux nez de deux marches successives (25cm à 32cm).
- **Marche** : Surface sur le quelle le poids se pose.
- **Nez de marche** : Bord extérieur de la marche inférieur à 20mm.
- **Palier** : Plan horizontal plus large, si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment.
- **Volée** : Ensemble des marches successives.
- **Ligne de foulée** : Ligne théorique représentant le parcours usuel.
- **Paillasse** : Dans le cas des escaliers en béton, c'est la dalle en pente intégrant les marches d'une volée.

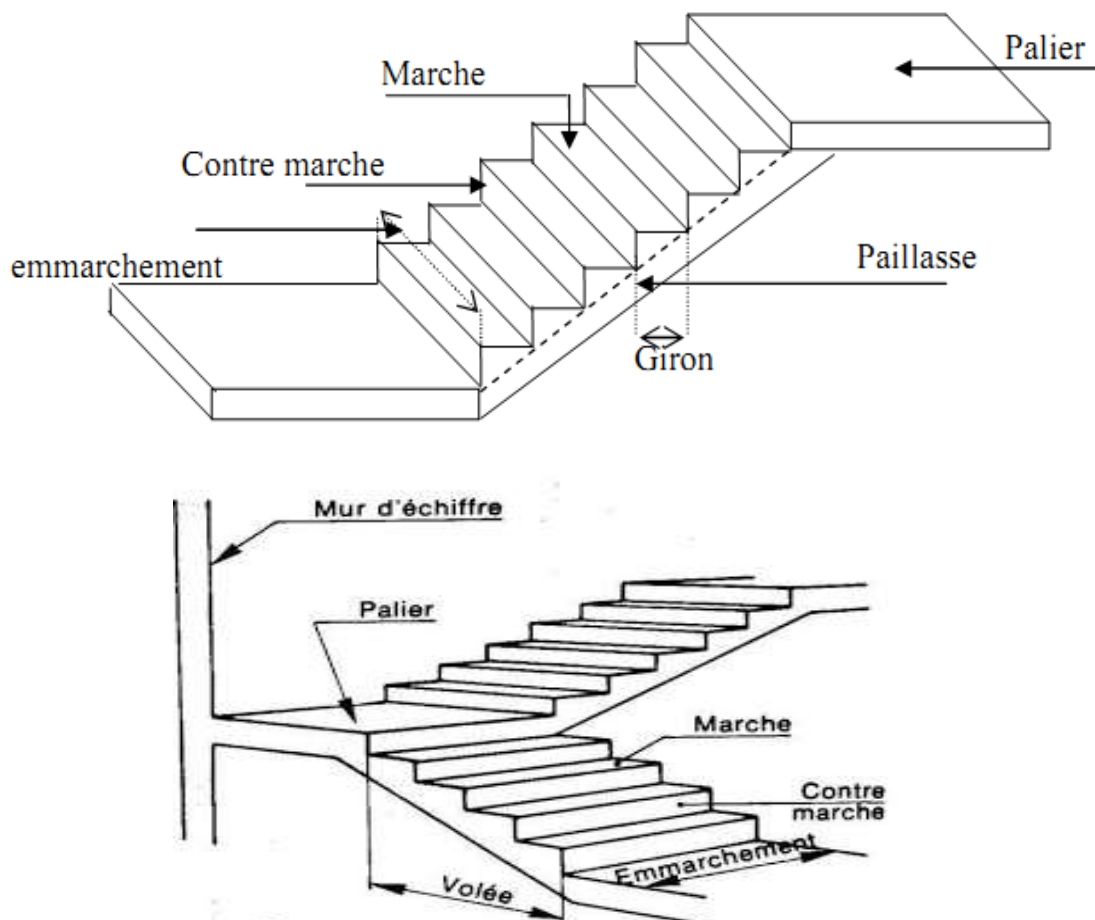


Figure III.25: Schéma d'escalier

Notre bâtiment dispose deux types d'escalier :

- Type 1 :
 - Escalier à 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'au 1^{er} étage ;
 - Escalier à 2 volées se trouve au niveau du 1^{er} étage jusqu'au dernier étage.
- Type 2 :
 - Escalier 2 volées forme L se trouve au niveau du RDC jusqu' au dernier étage.

III.6.1. Etude d'escalier :

Type 1 : Escalier à 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'au 1^{er} étage.

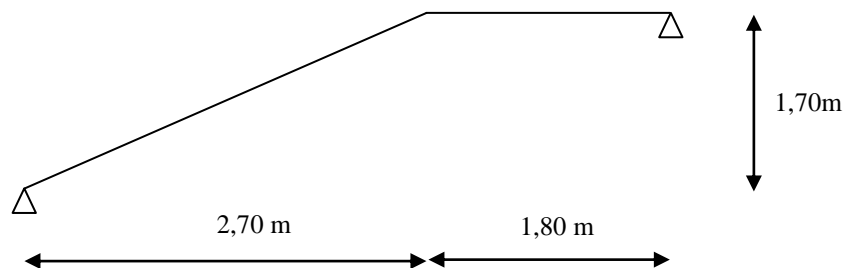


Figure III.26: Schéma statique de l'escalier type 1

-Escalier à 2 volées se trouve au niveau du 1^{er} étage jusqu'au dernier étage

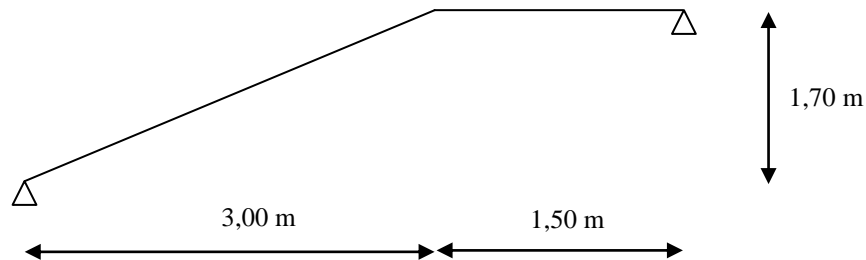


Figure III.27: Schéma statique de l'escalier type 2.

- Type 2 : Escalier 2 volées forme L se trouve au niveau du RDC jusqu' au dernier étage.

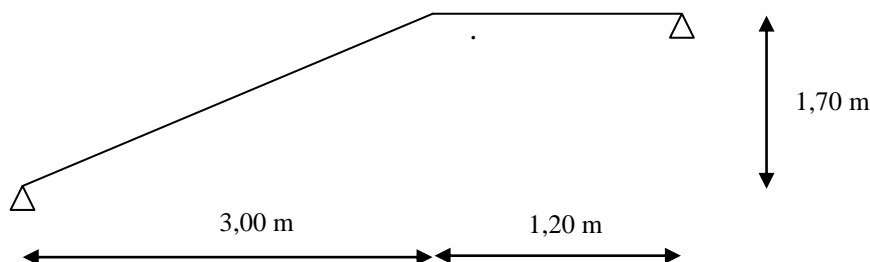


Figure III.27: Schéma statique de l'escalier type 2

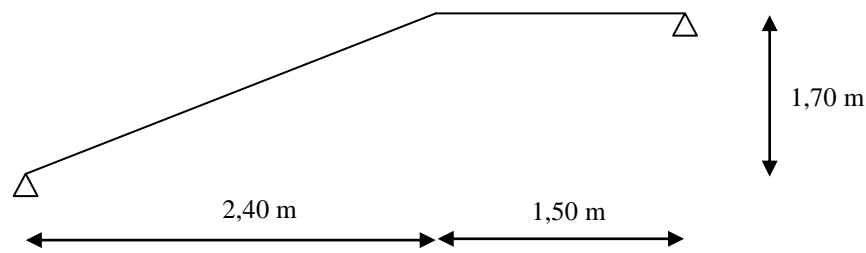


Figure III.28: Schéma statique de l'escalier type 1

III.6.1.1. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de Blondel : $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm

- Hauteur de la marche (contre marche) : h
- Largeur de la marche : g

On prend : $2h + g = 64$ cm

- Nombre de contre marches : n
- Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n-1) \times g$
- Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage : $H = n \times h = \frac{h_e}{2}$

III.6.1.2. Dimensionnement des marches et contre marches

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

D'après Blondel on a : $m^2 - (m+1+2H)n + 2H = 0$

Avec : $m = 64$ et $H = 340/2 = 170$ cm et $l = 270$ cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 674n + 340 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10$ contre marches

Donc le nombre de marches : $n-1 = 09$ marches

$$\text{Puis: } h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{09} = 30 \text{ cm}$$

- D'après la formule de BLONDEL on a : $\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66 \\ 2 \times 17 + 30 = 64 \end{cases} \rightarrow 59 < 64 < 66$

- L'inégalité vérifiée, on a 09 marches avec : $g = 30$ cm et $h = 17$ cm.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

- **Epaisseur de la paillasse (e_v)**

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{440}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{440}{20 \times 0,87} \leftrightarrow 16,85 \leq e_v \leq 25,28 \text{ cm}$$

En prend : $e_v = 20$ cm.

- **Epaisseur de palier (e_p)**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{20}{0,87} = 22,98 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20$ cm.

III.6.1.3. Évaluation des charges et des surcharges

- **Paillasse**

Tableau III.21: Évaluation des charges et des surcharges de paillasse.

	N°	Désignation	e_p (m)	Densité KN/m ²	Poids N/m ²	
Chargement	1	Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	00,20	25,00	05,75	
	2	Revêtement en carrelage	Horizontal	00,02	22,00	00,44
			Vertical $e_p \times 22 \times h/g$	00,02	22,00	00,25
	3	Mortier de ciment	Horizontal	00,02	20,00	00,40
			Vertical $e_p \times 20 \times h/g$	00,02	20,00	00,23
	4	Lit de sable		00,02	17,00	00,34
	5	Poids propre des marches $22/(2h)$		/	22,00	01,87
6	Garde- corps		/	/	00,10	
7	Enduit en plâtre		0,015	10,00	00,18	
Charge permanente				G = 09,56 KN/m ²		
Charge d'exploitation				Q = 04,00 KN/m ²		

$$\begin{cases} Q_{ELU1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 9,56 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 18,91 \text{ KN/ml} \\ Q_{ELS1} = (G + Q) \times 1\text{m} = (9,56 + 4) \times 1\text{m} = 13,56 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

– Palier :

Tableau III.22:Évaluation des charges et des surcharges de palier

	N°	Désignation	e _p (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Chargement	1	Poids propre du palier e _p × 25	00,20	25,00	05,00
	2	Carrelage	00,02	22,00	00,44
	3	Mortier de pose	00,02	00,20	00,40
	4	Lit de sable	00,02	17,00	00,34
	5	Enduit de plâtre	0,015	00,10	00,15
Charge permanente				G = 06,33 KN/m ²	
Charge d'exploitation				Q = 04,00 KN/m ²	

$$\begin{cases} Q_{ELU2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 4) \times 1m = 14,55 \text{ KN/ml} \\ Q_{ELS2} = (G + Q) \times 1m = (6,33 + 4) \times 1m = 10,33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.6.1.4. Calcul des sollicitations

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

– Schéma statique

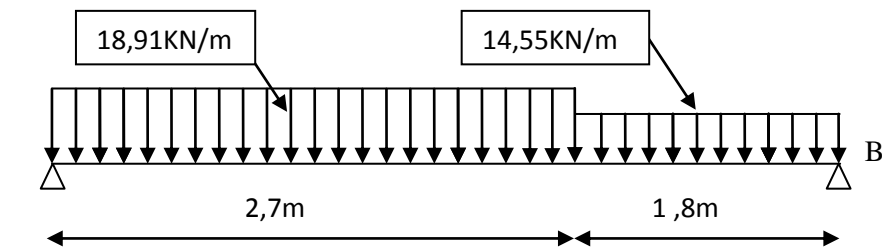


Figure III30: Schéma statique des charges de l'escalier type 1.

III.6.1.4.1. État limite ultime (E.L.U.R)

– Réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 51,05 + 26,19 = 77,24 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{18,91 \times (2,70)^2}{2} + (14,55 \times 1,8(0,9 + 2,70)) - 4,5R_B = 0$$

$$R_B = 36,27 \text{ KN}$$

$$R_A = 77,24 - 36,27$$

$$R_A = 40,97 \text{ KN}$$

$R_A = 40,97 \text{ KN}$ et $R_B = 36,27 \text{ KN}$

– Efforts tranchants et moments fléchissant

$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x = -18,91x + 40,97 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow x = 2,166 \text{ m} \\ T(0) = 40,97 \text{ KN} \\ T(2,7) = -10,08 \text{ KN} \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} = -9,46x^2 + 40,97x \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,7) = 41,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M(2,16) = -9,46 (2,16)^2 + 40,97 (2,16) = 44,35 \text{ KN.m}$

$0 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = 14,55x - R_B = 14,55x - 36,27 \\ T(0) = -36,27 \text{ KN} \rightarrow T(1,8) = -10,08 \text{ KN} \\ M(x) = -7,28x^2 + R_B x = -7,28x^2 + 36,27x \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \rightarrow M(1,8) = 41,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Diagrammes des moments et efforts tranchants

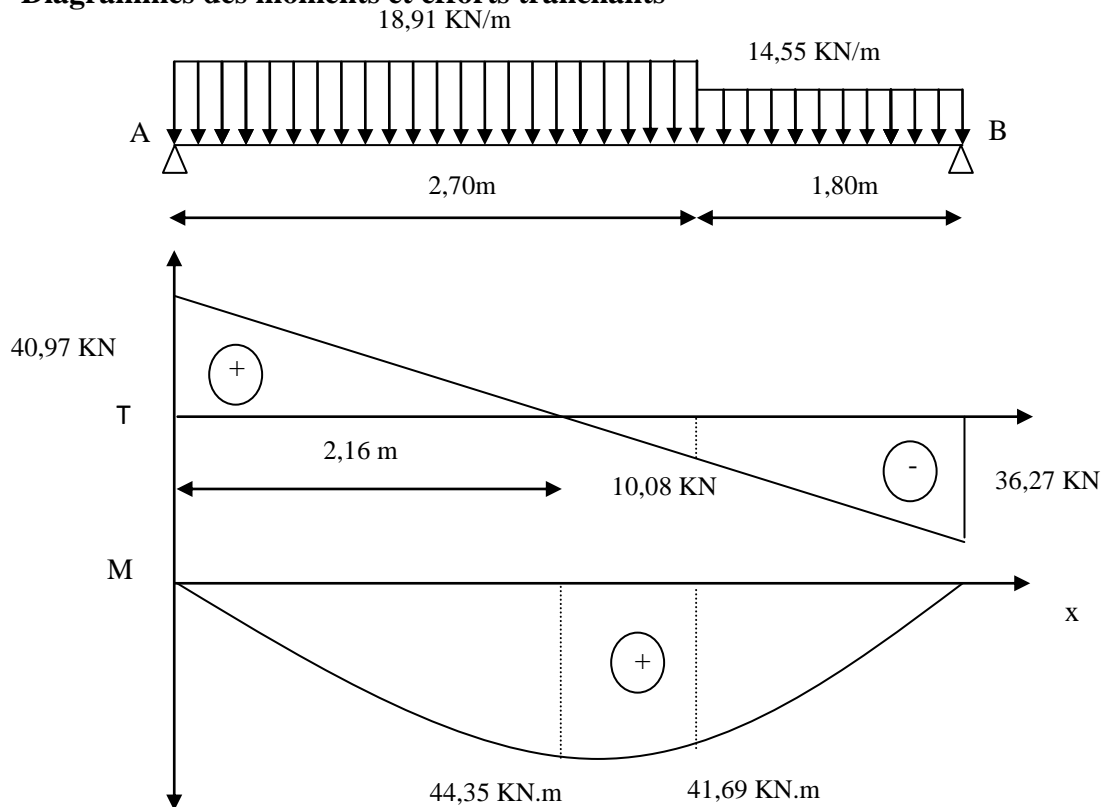


Figure III.31: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.6.1.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 ,

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$

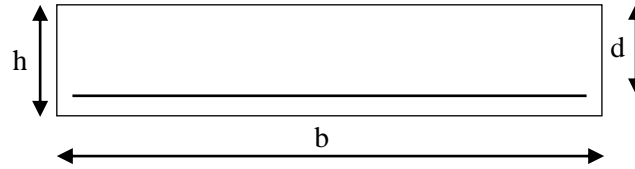


Figure III.32: Section d'escalier à ferrailer

III.6.1.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)

$$Q_{\text{ELU}_1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 9,56 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 18,91 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ELU}_2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 14,55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{max}} = 44,35 \text{ KN.m} \quad (x = 2,16 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 44,35 = 37,69 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 44,35 = 17,74 \text{ KN.m}$$

– En travée

$$M_T = 37,69 \text{ KN.m}$$

Tableau III.23: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_t	37,69 KN.m	$\mu = 0,08 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,08	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,105	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,957	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,28 cm^2	

Nous avons adopté : $5T14 = A_{\text{adm}} = 7,70 \text{ cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42:

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.1.5.2. Armatures de répartition

Selon le B.A.E.L 91 Article E.8.2.41

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = \frac{6,28}{4} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T10 = A_{rep} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42 :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

– **Sur appuis**

$$M_a = 17,74 \text{ KN.m}$$

Tableau III.24: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	17,74 KN.m	$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,038	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,048	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,98	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,85 cm^2	

Nous avons adopté : $4T10$ avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.1.5.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T10$ avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}.$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}.$

III.6.1.6. Vérifications à l'E.L.S

– **Condition de non fragilité**

Selon le B.A.E.L91 Article A 4.2.1

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Justification vis-à-vis de l’effort tranchant**

Selon le B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \times 10 = \frac{40,97}{100 \times 18} \times 10 = 0,227 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{cj}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification au niveau des appuis**

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_c} \times \left(T + \frac{M_A}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left[(40,97) + \frac{17,74 \times 10^2}{0,9 \times 18}\right] = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérifications des contraintes à l’E.L.S**

$$Q_{\text{ELS1}} = (G + Q) \times 1\text{m} = (9,56 + 4) \times 1\text{m} = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ELS2}} = (G + Q) \times 1\text{m} = (6,33 + 4) \times 1\text{m} = 10,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\max} = 36,27 \text{ KN.m} \quad (x = 2,16\text{m})$$

$$M_T = 0,85 \times 36,27 = 30,82 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 36,27 = 14,50 \text{ KN.m}$$

– **En travée**

Tableau III.25: Calcul de ferraillage d’escalier en travée

Moment ultime M_T	M_T	30,82 KN.m	$\mu = 0,067 < \mu_1 = 0,392$ pas d’acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,067	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,086	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,965	
Section d’aciers A_s	$M_T / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,09 cm²	

– **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 76,35y - 1374,3 = 0 \rightarrow y = 4,42 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

– **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,42^3}{3} + (15 \times 5,09) \times (18 - 4,42)^2 = 16958,55 \text{ cm}^4$$

– **Détermination de contrainte dans le béton comprimé : σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I} \times y = \frac{30,82 \times 10^3}{16958,55} \times 4,42 = 8,03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,03 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Sur appuis**

Tableau III.26: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	14,50 KN.m	$\mu = 0,031 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,031	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,039	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,984	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,35 cm ²	

– **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 35,25y - 634,5 = 0 \rightarrow y = 3,19 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

– **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,19^3}{3} + (15 \times 2,35) \times (18 - 3,19)^2 = 8813,65 \text{ cm}^4$$

– **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{tser}}}{I} \times y = \frac{14,50 \times 10^3}{8813,65} \times 3,19 = 5,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,24 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.6.1.6.1. Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 > 0,0333 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b} \times d \geq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,916 > 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

-Escalier à 2 volées se trouve au niveau du 1^{er} étage jusqu'au dernier étage.

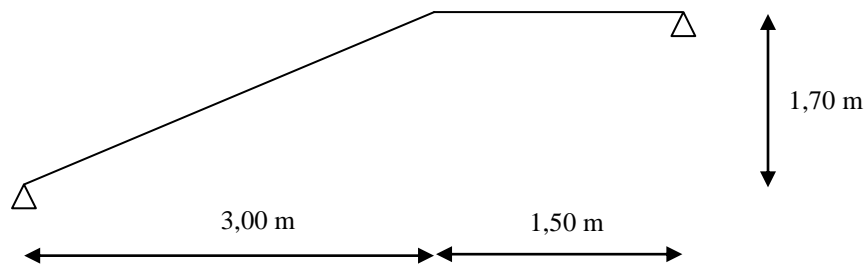


Figure III.33 : Schéma statique de l'escalier type 2.

III.6.1.7. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 ,

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$

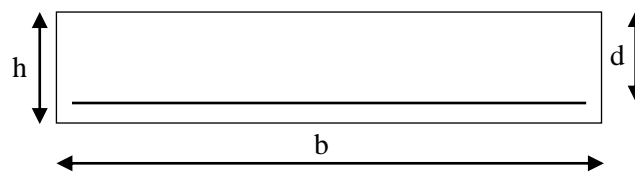


Figure III.34 : Section d'escalier à ferrailier

III.6.1.7.1. État limite ultime E.L.U.R

$$\begin{cases} Q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 9,56 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 18,91 \text{ KN/ml} \\ Q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 14,55 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M_{\text{max}} = 44,16 \text{ KN.m} \quad (x = 2,19 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 44,16 = 37,53 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 44,16 = 17,66 \text{ KN.m}$$

– En travée

$$M_T = 37,53 \text{ KN.m}$$

Tableau III.27: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_t	37,53 KN.m	$\mu=0,08 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_t/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,08	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,117	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,953	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,87 cm ²	

Nous avons adopté : 6T14 avec : $A_{adm} = 9,24 \text{ cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.1.7.2. Armatures de répartition

Selon le B.A.E.L91 Article E.8.2.41

$$A_{rep} = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

– Sur appuis

$$M_A = 17,66 \text{ KN.m}$$

Tableau III.28: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	17,66 KN.m	$\mu=0,038 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,038	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,048	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,980	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,87 cm ²	

On adopte : 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.1.7.3. Armatures de répartition

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}.$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$.

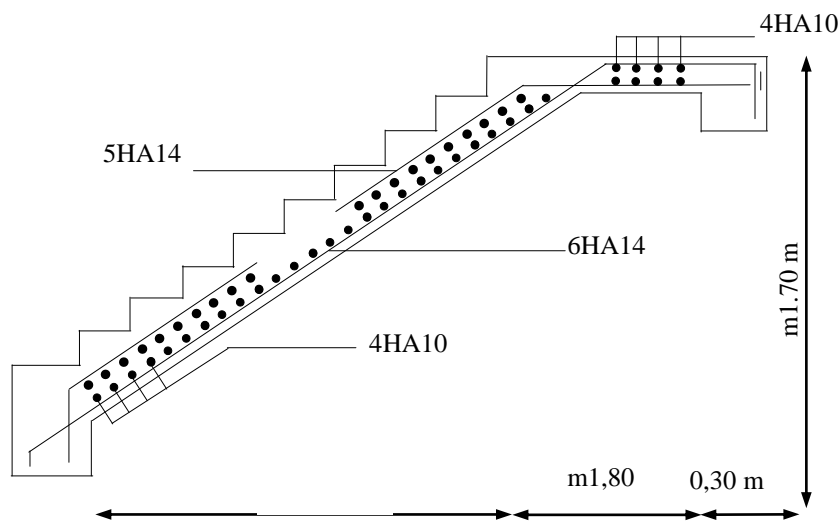


Figure III.35: Schéma de ferraillage d'escalier type 1

– **Type 02:**

– **Schéma statique**

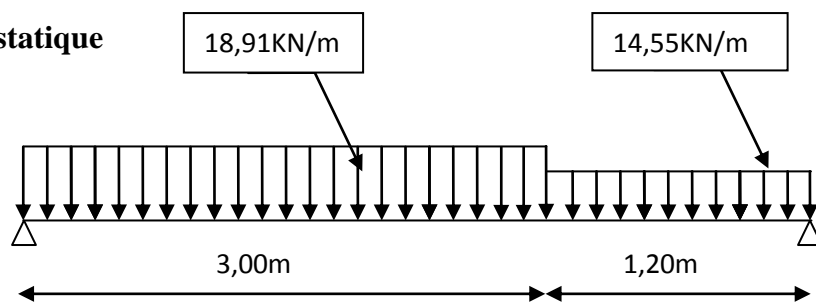


Figure III.36: Schéma statique des charges de l'escalier type 1.

III.6.1.7.4. État limite ultime (E.L.U.R)

– Réactions d'appuis

$$\sum F/y=0 \rightarrow R_A + R_B = 56,73 + 17,46 = 74,19 \text{ KN}$$

$$R_B = 35,22 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{18,91 \times (3)^2}{2} + (14,55 \times 1,2(0,6 + 3)) - 4,2R_B = 0$$

$$R_A = 74,19 - 35,22$$

$$R_A = 38,97 \text{ KN}$$

$$R_A = 38,97 \text{ KN} \text{ et } R_B = 35,22 \text{ KN}$$

– Efforts tranchants et moments fléchissant

$$0 \leq x \leq 3 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x = -18,91x + 38,97 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow x = 2,060 \text{ cm} \\ T(0) = 38,97 \text{ KN} \\ T(3) = -17,76 \text{ KN} \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} = -9,46x^2 + 38,97x \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3) = 31,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(2,06) = -9,46 (2,06)^2 + 40,97 (2,06) = 44,25 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(x) = 14,55x - R_B = 14,55x - 35,22 \\ T(0) = -35,22 \text{ KN} \rightarrow T(1,2) = -17,76 \text{ KN} \\ M(x) = -7,28x^2 + R_B x = -7,28x^2 + 35,22x \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \rightarrow M(1,2) = 31,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Diagrammes des moments et efforts tranchants

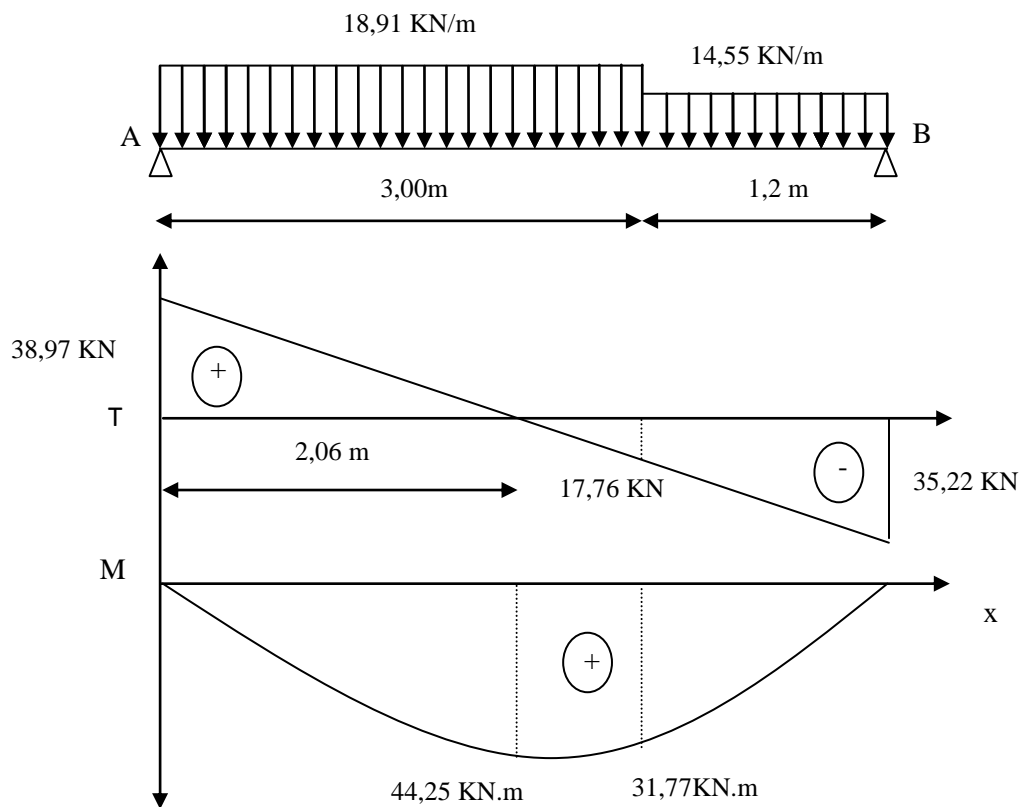


Figure III.37: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.6.1.8. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 ,

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$

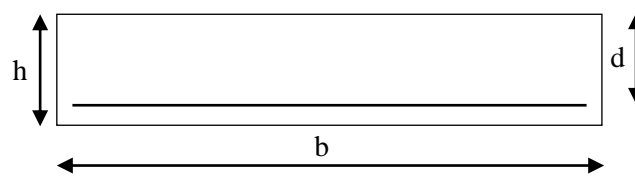


Figure III.38: Section d'escalier à ferrailer

III.6.1.8.1. État limite ultime (E.L.U.R)

$$Q_{ELU1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 9,56 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 18,91 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ELU2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 14,55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\max} = 44,25 \text{ KN.m} (x = 2,06 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 44,25 = 37,61 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 44,25 = 17,7 \text{ KN.m}$$

– En travée

$$M_T = 37,61 \text{ KN.m}$$

Tableau III.29 : Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_t	37,61 KN.m	$\mu=0,08 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_t/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,08	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,105	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,957	
Section d'aciers A_s	$M_t/(\sigma_s \times \beta \times d)$	6,27 cm ²	

Nous avons adopté : $5T14 = A_{adm} = 7,7 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42:

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.1.8.2. Armatures de répartition

Selon le B.A.E.L 91 Article E.8.2.41

$$A_{rep} = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T10 = A_{rep} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42 :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

– **Sur appuis**

$M_a = 17,7 \text{ KN.m}$

Tableau III.30: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	17,7 KN.m	$\mu=0,038 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,038	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,048	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,98	
Section d'aciers A_s	$M_a/(\sigma_s \times \beta \times d)$	2,88 cm ²	

Nous avons adopté : $4T10$ avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.1.8.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}.$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.6.1.9. Vérifications à l'E.L.S

– Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L91 Article A 4.2.1

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

Selon le B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \times 10 = \frac{38,97}{100 \times 18} \times 10 = 0,216 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{cj}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2}{1,5} \times 25 ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \times \left(T + \frac{M_A}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left[(38,97) + \frac{17,7 \times 10^2}{0,9 \times 18}\right] = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– Vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{ELS1} = (G + Q) \times 1\text{m} = (9,56 + 4) \times 1\text{m} = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ELS2} = (G + Q) \times 1\text{m} = (6,33 + 4) \times 1\text{m} = 10,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_{max} = 35,22 \text{ KN.m} (x = 2,06 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 35,22 = 29,93 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 35,22 = 14,08 \text{ KN.m}$$

– En travée

Tableau III.31: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_T	M_T	29,93KN.m	$\mu = 0,065 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,065	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,084	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,966	
Section d'aciers A_s	$M_T / (\sigma_s \times \beta \times d)$	4,94 cm²	

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 76,35y - 1374,3 = 0 \rightarrow y = 4,42 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,42^3}{3} + (15 \times 4,94) \times (18 - 4,42)^2 = 16543,61 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé : σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{29,93 \times 10^3}{16543,61} \times 4,42 = 7,99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,99 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– Sur appuis

Tableau III.32: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	14,02KN.m	$\mu=0,03 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,03	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,038	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,984	
Section d'aciers A_s	$M_a/(\sigma_s \times \beta \times d)$	2,27 cm ²	

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 35,25y - 634,5 = 0 \rightarrow y = 3,19 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,19^3}{3} + (15 \times 2,27) \times (18-3,19)^2 = 8550,45 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I} \times y = \frac{14,02 \times 10^3}{8550,45} \times 3,19 = 5,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,23 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.6.1.9.1. Vérification de la flèche

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 > 0,0333 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b} \times d \geq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,408 > 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

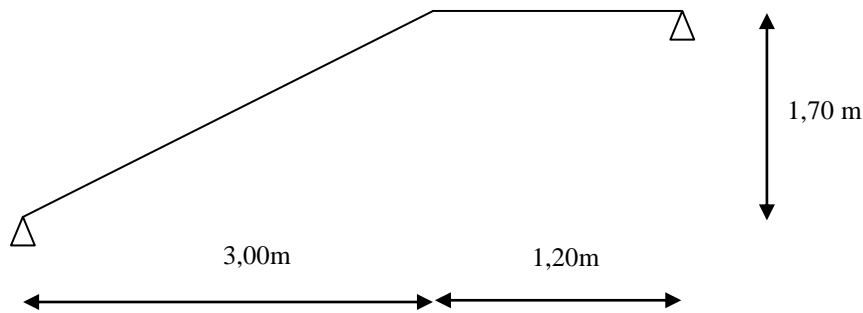


Figure III.39: Schéma statique de l'escalier type 2.

III.6.1.10. Calcul de ferraillage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 ,
 $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$

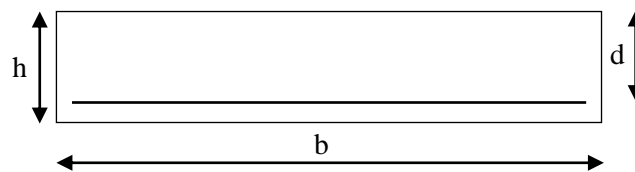


Figure III.40: Section d'escalier à ferrailler

III.6.1.10.1. État limite ultime E.L.U.R

$$\begin{cases} Q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 9,56 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 18,91 \text{ KN/ml} \\ Q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 4) \times 1\text{m} = 14,55 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M_{\max} = 44,16 \text{ KN.m} (x = 2,19 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 44,16 = 37,53 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 44,16 = 17,66 \text{ KN.m}$$

– En travée

$$M_T = 37,53 \text{ KN.m}$$

Tableau III.33: Calcul de ferraillage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_t	37,53 KN.m	$\mu = 0,08 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,08	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,117	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,953	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,87 cm^2	

Nous avons adopté : 6T14 avec : $A_{adm} = 9,24 \text{ cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.1.10.2. Armatures de répartition

Selon le B.A.E.L91 Article E.8.2.41

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31\text{cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

– Sur appuis

$$M_A = 17,66\text{KN.m}$$

Tableau III.34: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	17,66KN.m	$\mu = 0,038 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,038	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,048	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,980	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,87 cm ²	

On adopte : 4T10 avec : $A_{\text{adm}} = 3,14\text{cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.1.10.3. Armatures de répartition

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}.$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

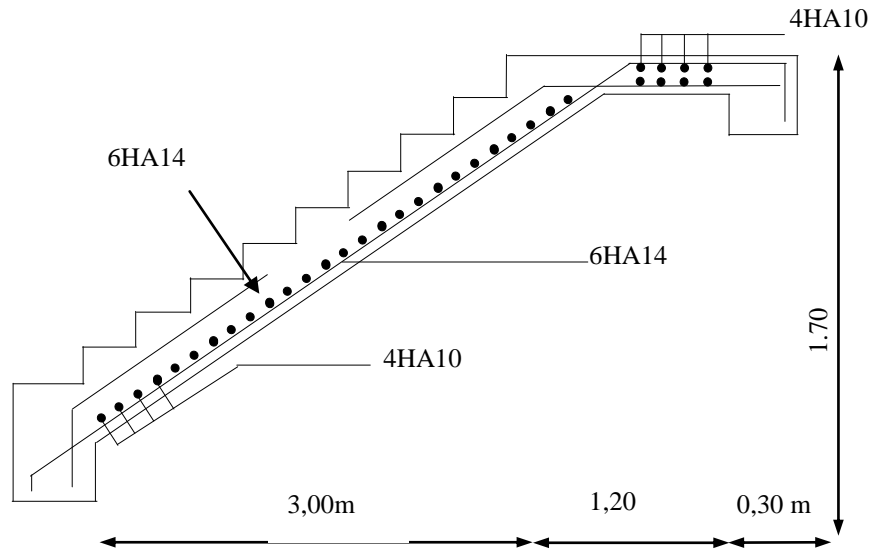


Figure III.41: Schéma de ferrailage d'escalier type 2

III.6.2. Étude de la poutre palière**III.6.2.1. Dimensionnement**

Selon le B.A.E.L 91/99, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29,33 \leq h \leq 44$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,60 \text{ cm}$$

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

III.6.2.2. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.6.2.3. Charges supportées par la poutre

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 1 \times 25 = 2,63 \text{ KN/m}$

- Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm) :

$$G_m = (1,27 \times 1) \times 2,81 = 3,57 \text{ KN/m}$$

- Réaction du palier : $R_b(\text{ELU}) = 36,27 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} Q_{\text{ELU}} = 1,35 \times (2,63 + 3,57) + 36,27 = 44,64 \text{ KN/m} \\ Q_{\text{ELS}} = 2,63 + 3,57 + 36,27 = 42,47 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.6.2.4. Calcul des sollicitations à l'E.L.U.R

$$M_0 = \frac{Q_{\text{ELU}} \times L^2}{8} = \frac{44,64 \times (4,40)^2}{8} = 108,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t ult}} = 0,85M_0 = 91,82 \text{ KN.m} ; M_{\text{A ELU}} = 0,40M_0 = 43,21 \text{ KN.m}$$

- Diagramme de M_t et M_a :

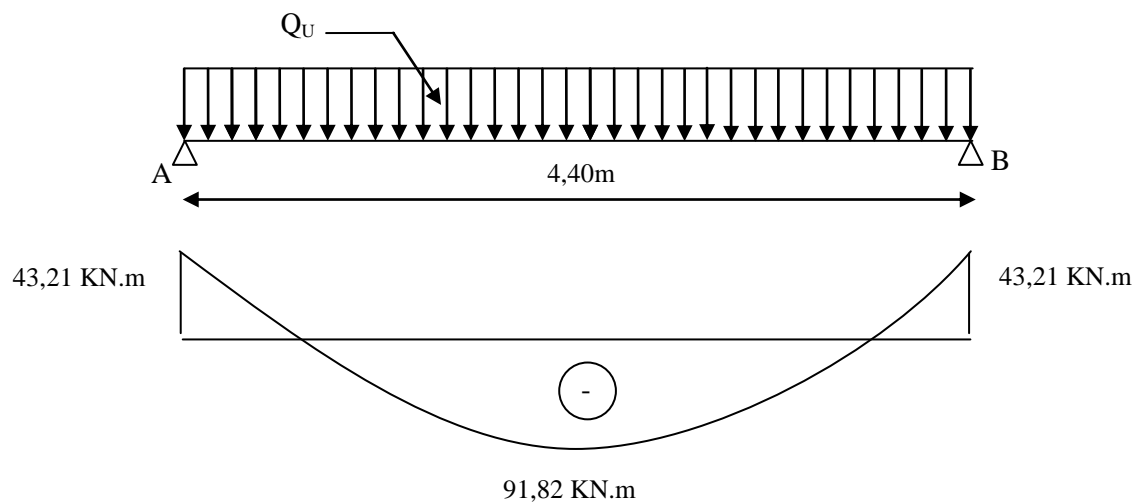


Figure III.42: Diagramme du moment pour la poutre palière.

III.6.2.5. Calcul de ferraillage à l'E.L.U.R

- En travée

On a: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$

Tableau III.35: Calcul de ferraillage de la poutre palière en travée

Moment ultime M_t	M_t	91,82KN.m	$\mu = 0,021 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,021	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,027	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,988	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	8,86 cm²	

Nous avons adopté : 3T14 Fil+3T14 Chapeau avec : $A_{adm} = 9,24\text{cm}^2$

Tableau III.36: Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	43,21 KN.m	$\mu=0,010 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,010	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,012	
Coefficient β	$\beta=1-0,4\alpha$	0,995	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,96 cm^2	

Nous avons adopté : 3T14 Fil avec : $A_{adm} = 4,62\text{cm}^2$

III.6.2.6. Vérifications de la poutre palière l'E.L.U.R

– Condition de non fragilité en travée

Selon le B.A.E.L91 Article A 4.2.1

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,86 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité sur appui (Art A 4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,96 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.2.7. Vérification des contraintes à L'E.L.S

– En travée

$$M_0 = \frac{Q_{ELS} \times L^2}{8} = \frac{42,47 \times (4,4)^2}{8} = 102,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85M_0 = 87,36 \text{ KN.m} ; M_{aser} = 0,40M_0 = 41,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{TELS}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{87,36 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - (0,40\alpha) = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_{TELS}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{87,36 \times 10^3}{0,967 \times 31,5 \times 348} = 8,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,24 \text{ cm}^2$$

– **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 123,6y - 3894,01 = 0 \rightarrow y = 7,50 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

– **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 7,50^3}{3} + (15 \times 7,50) \times (31,5 - 7,50)^2 = 78862,5 \text{ cm}^4$$

– **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{T\text{ELS}}}{I} \times y = \frac{87,36 \times 10^3}{78862,5} \times 7,50 = 8,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,30 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **En travée**

$$M_0 = \frac{Q_{\text{ELS}} \times l^2}{8} = \frac{51,65 \times 4,4^2}{8} = 124,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{T\text{ELS}} = 0,85M_0 = 106,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{A\text{ELS}} = 0,40M_0 = 49,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{A\text{ELS}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{49,99 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,045$$

$$\beta = 1 - (0,40\alpha) = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_{A\text{ELS}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49,99 \times 10^3}{0,981 \times 31,5 \times 348} = 4,64 \text{ cm}^2$$

– **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 69,6y - 2192,4 = 0 \rightarrow y = 5,88 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

– **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 5,88^3}{3} + (15 \times 5,88) \times (31,5 - 5,88)^2 = 64323,94 \text{ cm}^4$$

– **Détermination de contrainte dans le béton comprimé : σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{AELS}}{I} \times y = \frac{49,99 \times 10^3}{64323,94} \times 5,88 = 4,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,56 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.2.8. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

Selon le B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{41,45}{30 \times 31,5} \times 10 = 0,43 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il y'a pas risque de cisaillement

III.6.2.9. Ferrailage des armatures transversales

III.6.2.9.1. Détermination du diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \right\} = \min \{ 10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 16 \text{ mm} \} \rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

– **Espacement**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 Article 7.4.2.2

– **Zone nodale**

$$S_t \leq \min (15; 10 \Phi_t) = \min (15 \text{ cm}; 16 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

– **Zone courante**

$$S_t \leq 15 \Phi_L \rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

– La longueur de scellement droit : L_s

$$l_s = \frac{\Phi_L f_c}{4\tau_c} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_L = 8,8 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 31,5 - (3 + 0,8 + 8,8) = 18,9 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,70} = \frac{56,44 - 19,27 - 18,9}{1,70} = 10,74 \text{ cm}$$

III.6.2.9.2. Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{440} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,079 > 0,062 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{T,ELS}}{20 \times M_{0,ELS}} \rightarrow \frac{35}{480} \geq \frac{106,24}{20 \times 124,99} \rightarrow 0,042 \geq 0,042 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \rightarrow \frac{4,64}{30 \times 31,5} < \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,004 \leq 0,010 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

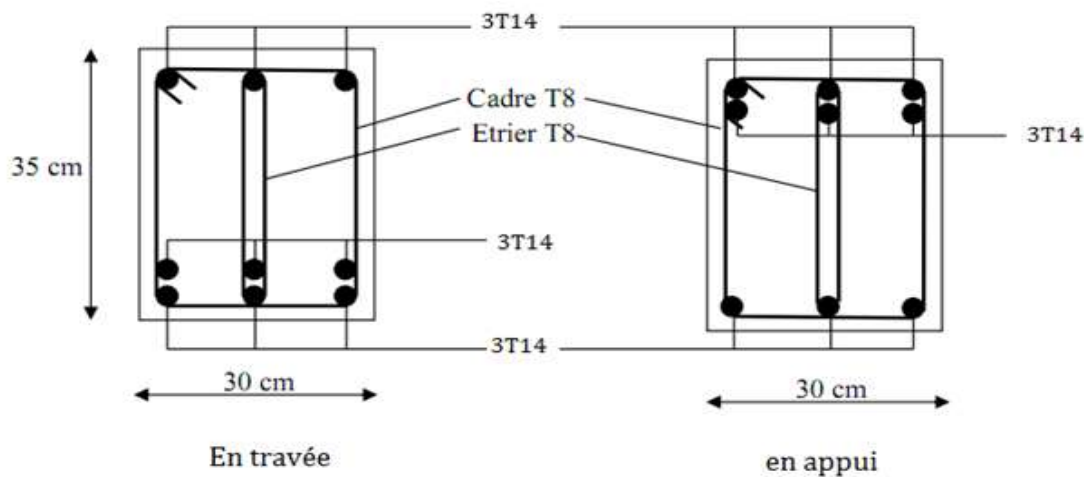


Figure III.43: Schéma de ferrailage d'une poutre palière

III.7. Conclusion

Après que nous avons fini le ferrailage des éléments non structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons pu à réussir à assurer la sécurité tout en tenant compte de l'aspect économique.

CHAPITRE IV

ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Séisme

IV.2.1. Présentation et historique du séisme

Le mot séisme vient du grec séismos qui signifie (secousse). C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre.

Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes : éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

IV.2.2. Définition d'un séisme

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principale est le sismographe.

IV.2.3. Causes du séisme

- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- Actions de l'eau souterraine.
- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

IV.2.4. Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales (H) qui sont dangereuses produisent des oscillations latérales de flexion dans les deux directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales (V) produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

IV.3. Étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

IV.3.1. Méthodes de calcul

Selon le R.P.A 99/Version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.1.1. Méthode statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

IV.3.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.3.1.3. Choix de la méthode

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bloc ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2, D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul Représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS V 9.7.4 qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Fonction, Time History Function, ...)

(Réponse Spectrum Fonction) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

IV.4.1. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS V 9.7.4 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..... etc).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds ;
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines) ;
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité β_q selon RPA99/version 2003 correspondant à la surcharge d'exploitation ;
- La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

IV.4.2. Démarches de modélisation sur ETABS V 9.7.4 à suivre

IV.4.2.1. Modélisation de la structure

Cette étape consiste à construire un modèle équivalent au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite :

- **Edite Grid data** : Nous permet de définir les grilles à suivre prochainement.
- **Add New System** : Pour ajouter une autre forme cartésienne ou cylindrique.
- **Define materials** : Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :
 - a) CONC (béton)
 - b) STEEL (acier)
 - c) OTHER (autre)
- **Define/frame section** : Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).
- **Define/static load case** : Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.
- **Assign /joint /restreint** : Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).
- **Assign /joint / diaphragme** : Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.
- **Assign/frame line load /Distributed** : Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.
- **Define /load combinaison** : Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.
- **Define response spectrum function** : Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.
- **Define response spectrum Cases** : Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.
- **Analyse / set options** : Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.
- **Analyse / Run** : C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

IV.4.2.2. Définition du centre de masse

Lorsque la définition des diaphragmes des planchers ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est défini précédemment.

IV.4.2.3. Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme (Spectre) qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

IV.5. Calcul de la masse du structure

La valeur (W) à prendre en compte est égale à la somme des poids (Wi) calculés à chaque niveau i de la structure : $W = \sum w_i$ et $w_i = G_i + \beta P_i$

- Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure : G_i
- Charge d'exploitation : P_i
- Coefficient de pondération, est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation : β

Pour notre projet (Bâtiments recevant du public temporairement - salles de classes -) $\beta = 0,4$

IV.5.1. Détermination des poids (W_i)

IV.5.1.1. Détermination des poids du chaque niveau des bloc A, B,C,D

Tableau IV.1: Poids de chaque étage.

Niveaux	Bloc A	Bloc B	Bloc C	Bloc D
Terrasse	1594,3	2768,59	1354,72	1078,97
2 ^{eme} Etage	1312,66	2495,09	4424,49	/
1 ^{er} Etage	1312,66	2495,1	4690,28	1097,56
RDC	1482,24	2379,32	4426,86	1500,11
Poids Totale	5701,86	10138,1	14896,35	3676,64

IV.6. Détermination et estimation du période fondamentale

IV.6.1. Période fondamentale de bloc A

Période fondamentale de la structure (T) : D'après le R.P.A99/Version 2003 :

$$T = \min (T_1 = C_T h_N^{3/4}; T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{D_x}; T_3 = 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

$$T = \min (T_1 = 0,3657 \text{ s}; T_2 = 0,4031 \text{ s}; T_3 = 0,3572 \text{ s}) = T_3 = 0,3572 \text{ s}$$

IV.6.2. Période fondamentale de bloc B

Période fondamentale de la structure (T) : D'après le R.P.A 99/Version 2003 :

$$T = \min (T_1 = C_T h_N^{3/4}; T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{D_x}; T_3 = 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

$$T = \min (T_1 = 0,3657 \text{ s}; T_2 = 0,4031 \text{ s}; T_3 = 0,2916 \text{ s}) = T_3 = 0,2916 \text{ s}$$

IV.6.3. Période fondamentale de bloc C

Période fondamentale de la structure (T) : D'après le R.P.A 99/Version 2003 :

$$T = \min (T_1 = C_T h_N^{3/4}; T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{D_x}; T_3 = 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

$$T = \min (T_1 = 0,3657 \text{ s}; T_2 = 0,2685 \text{ s}; T_3 = 0,2737 \text{ s}) = T_2 = 0,2685 \text{ s}$$

IV.6.4. Période fondamentale de bloc D

Période fondamentale de la structure (T) : D'après le R.P.A 99/Version 2003 :

$$T = \min (T_1 = C_T h_N^{3/4}; T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{D_x}; T_3 = 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

$$T = \min (T_1 = 0,2978 \text{ s}; T_2 = 0,2866 \text{ s}; T_3 = 0,2782 \text{ s}) = T_2 = 0,2782 \text{ s}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.
- D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier aussi que la période dynamique ($T_{\text{dynamique}}$) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale (T_{statique}).

- **Pour Bloc A** : $T_{\text{dyn}} = 0,3955 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,3572 = 0,4643 \text{ sec} \rightarrow$ condition vérifiée.
- **Pour Bloc B** : $T_{\text{dyn}} = 0,3225 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,2916 = 0,3791 \text{ sec} \rightarrow$ condition vérifiée.
- **Pour Bloc C** : $T_{\text{dyn}} = 0,339 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,2685 = 0,3490 \text{ sec} \rightarrow$ condition vérifiée
- **Pour Bloc D** : $T_{\text{dyn}} = 0,2906 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,2782 = 0,3617 \text{ sec} \rightarrow$ condition vérifiée

IV.7. Détermination de la force sismique totale (V)

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 des

$$\text{R.P.A99/Version 2003 : } V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

A : Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,20$

- Zone sismique : (Tissemsilt à zone IIa) [R.P.A 99/Version 2003. Tableau 4.1]
- Groupe d'usage : Bâtiment d'éducation collective à Groupe 1B [R.P.A 99/Version 2003. Tableau 4.1]

D : Facteur d'amplification dynamique moyenne : est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T selon formule :

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

ξ : pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 7\%$

- Voiles ou murs en béton armé/ maçonnerie.
- Remplissage dense.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,882 > 0,7$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Sol ferme site 3 donc T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec.

Q : Facteur de qualité : Pour avoir la valeur de Pq tout dépend des six critères de Q, Critères :

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités Pq

Conditions minimales sur les files de contreventement.	Non observé	0,05
Redondance en plan.	Observé	0,00
Régularité en élévation.	Observé	0,00
Régularité en plan.	Observé	0,00
Contrôle de qualité de matériaux.	Non observé	0,05
Contrôle de qualité de l'exécution.	Non observé	0,10

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

R : Coefficient de comportement de la structure : R = 4.

- Portique contreventés par des voiles

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (V_i) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% du résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$\text{Telle que : } V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

IV.7.1. Force sismique totale (V) pour le bloc A

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,20 \times 2,20 \times 1,20 \times 5701,86}{4} = 754,285 \text{ KN}$$

- **Sens longitudinal**

$$V_{dx} = 702,6 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 754,285 \text{ KN} = 603,428 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Sens transversal**

$$V_{dY} = 1136,08 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 754,285 \text{ KN} = 603,428 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.7.2. Force sismique totale (V) pour le bloc B :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,20 \times 2,20 \times 1,20 \times 10138,1}{4} = 1341,1445 \text{KN}$$

– **Sens longitudinal**

$$V_{dx} = 1197,97 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 1341,1445 \text{KN} = 1072,9157 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

– **Sens transversal**

$$V_{dy} = 2174,87 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 1341,1445 \text{KN} = 1072,9157 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.7.3. Force sismique totale (V) pour le bloc C :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,20 \times 2,20 \times 1,20 \times 14896,35}{4} = 1970,6018 \text{KN}$$

– **Sens longitudinal**

$$V_{dx} = 1798,11 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 1970,6018 \text{KN} = 1576,4815 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

– **Sens transversal**

$$V_{dy} = 2104,26 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 1970,6018 \text{KN} = 1576,4815 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.7.4. Force sismique totale (V) pour le bloc D :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,20 \times 2,20 \times 1,20 \times 3676,64}{4} = 486,3737 \text{KN}$$

– **Sens longitudinal**

$$V_{dx} = 526,96 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 486,3737 \text{KN} = 389,099 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

– **Sens transversal**

$$V_{dy} = 1293 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 486,3737 \text{KN} = 389,099 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.8. Disposition des voiles

La présence des charges variables dans les dalles des étages de notre structure et la forme architecturale compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs solutions, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes R.P.A 99/Version 2003 tel que période, déplacements, la masse et l'effort tranchant à la base.

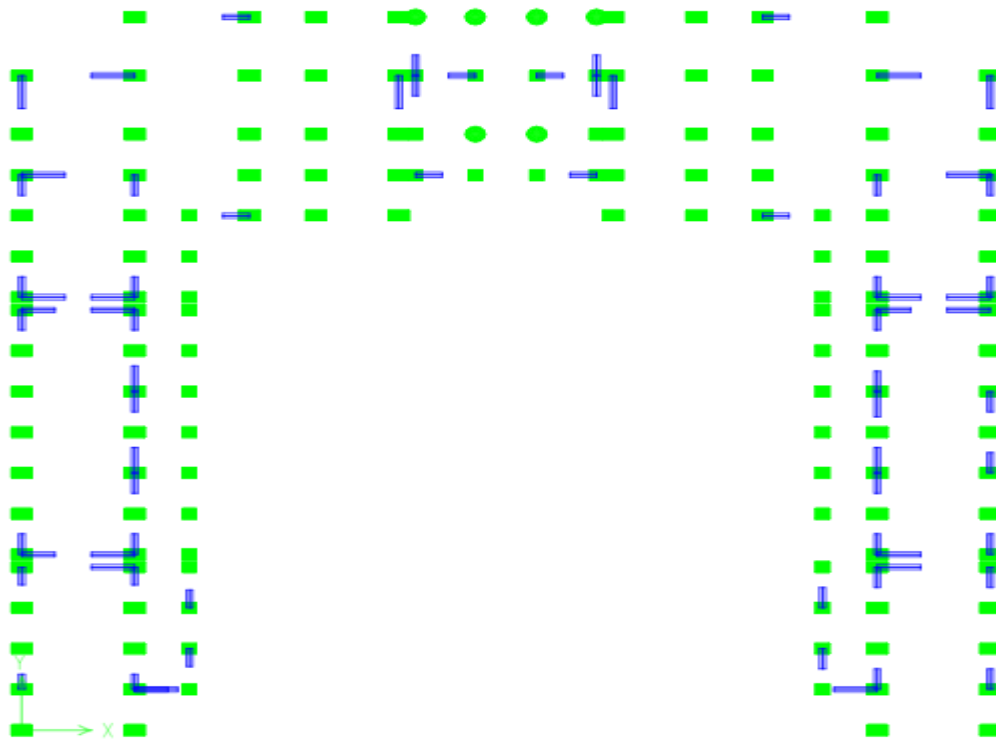


Figure IV.1: Disposition des voiles

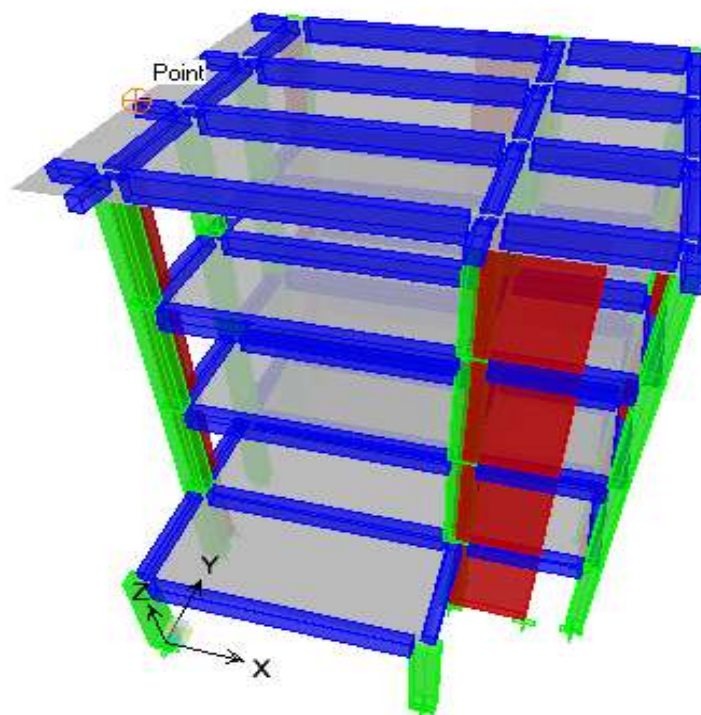
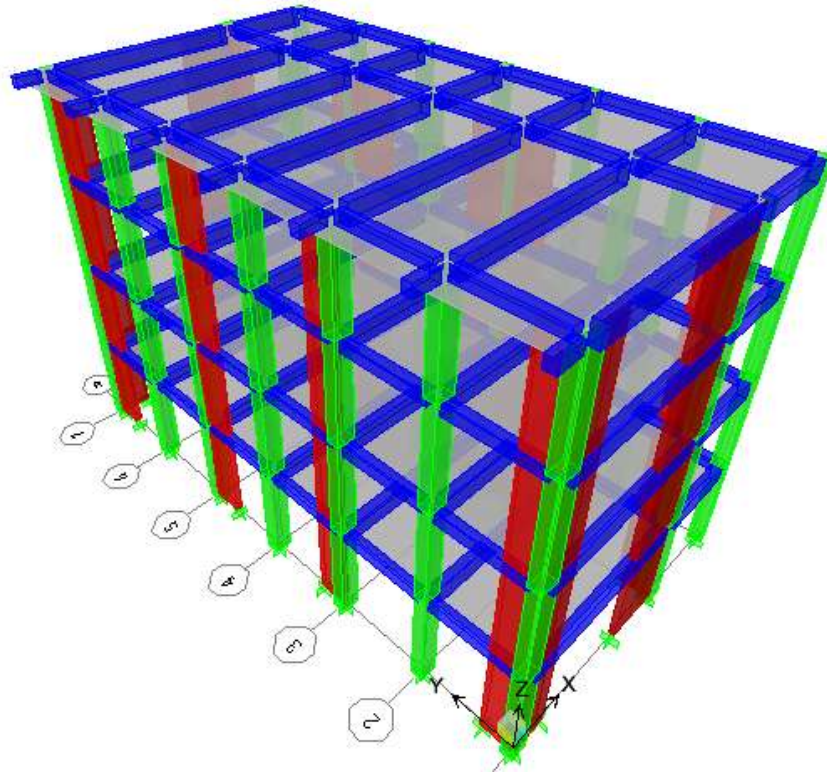
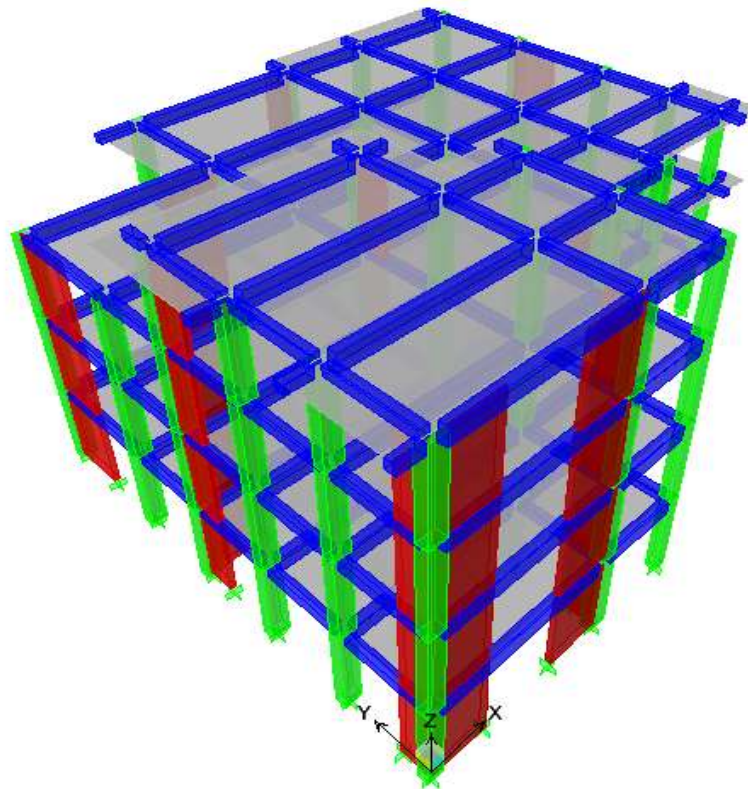


Figure IV.2: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. bloc A**Figure IV.3:** Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc B**Figure IV.4:** Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc C

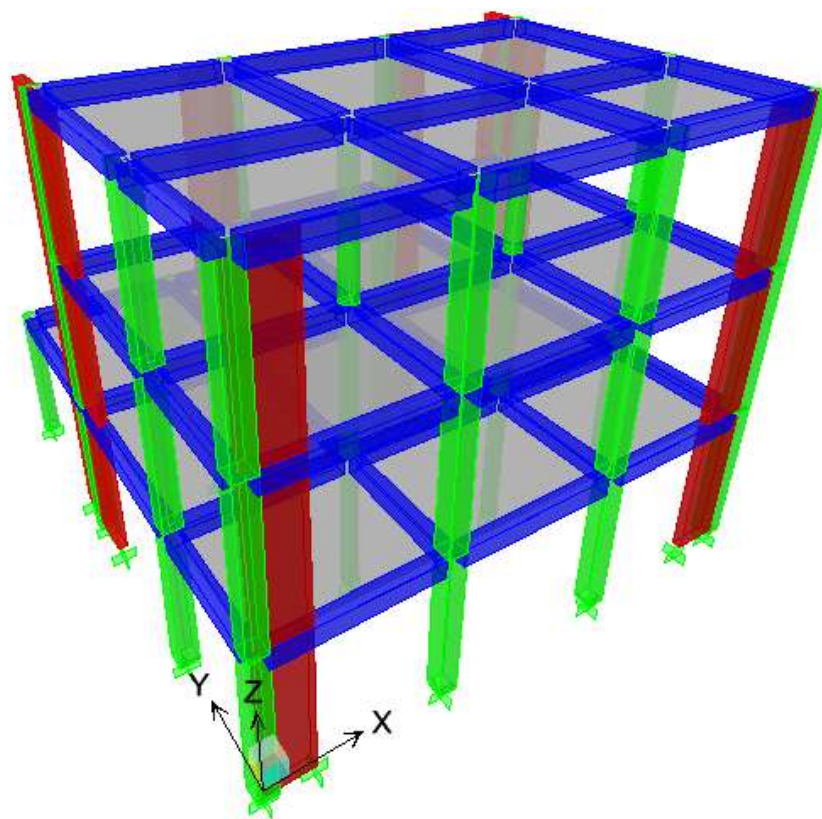


Figure IV.5: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc D

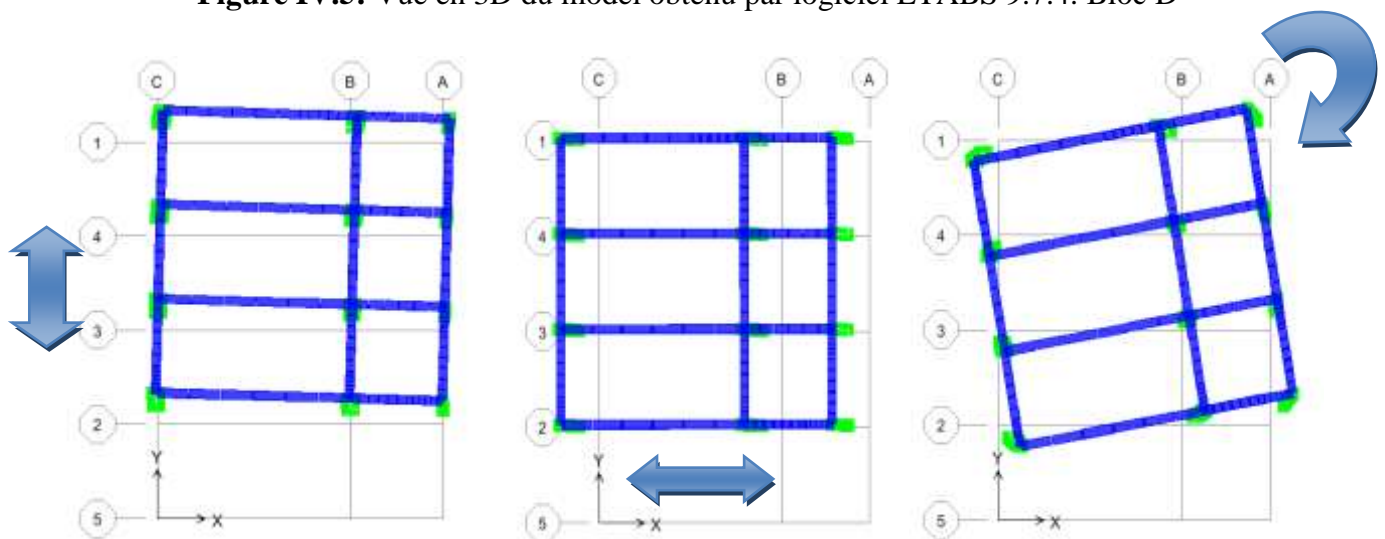


Figure IV.6: Mode principaux de la vibration pour le bloc A

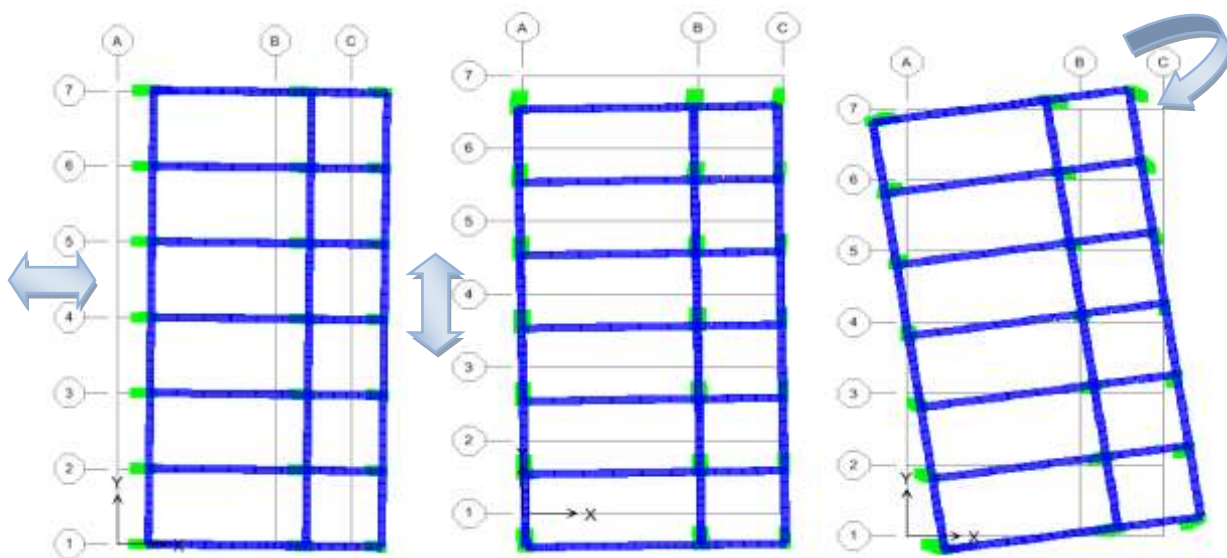


Figure IV.7: Mode principaux de la vibration pour le bloc B

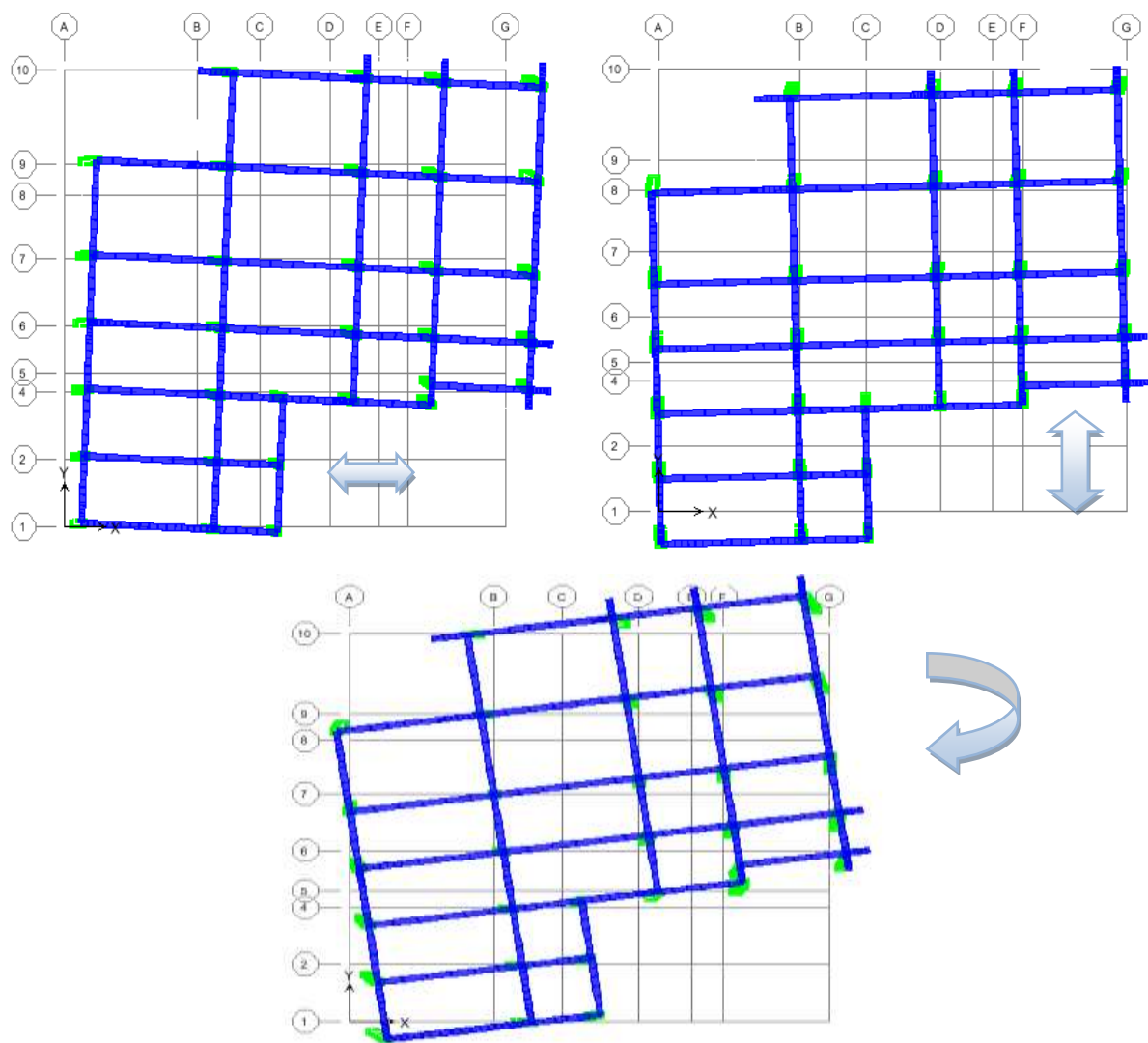


Figure IV.8: Mode principaux de la vibration pour le bloc C

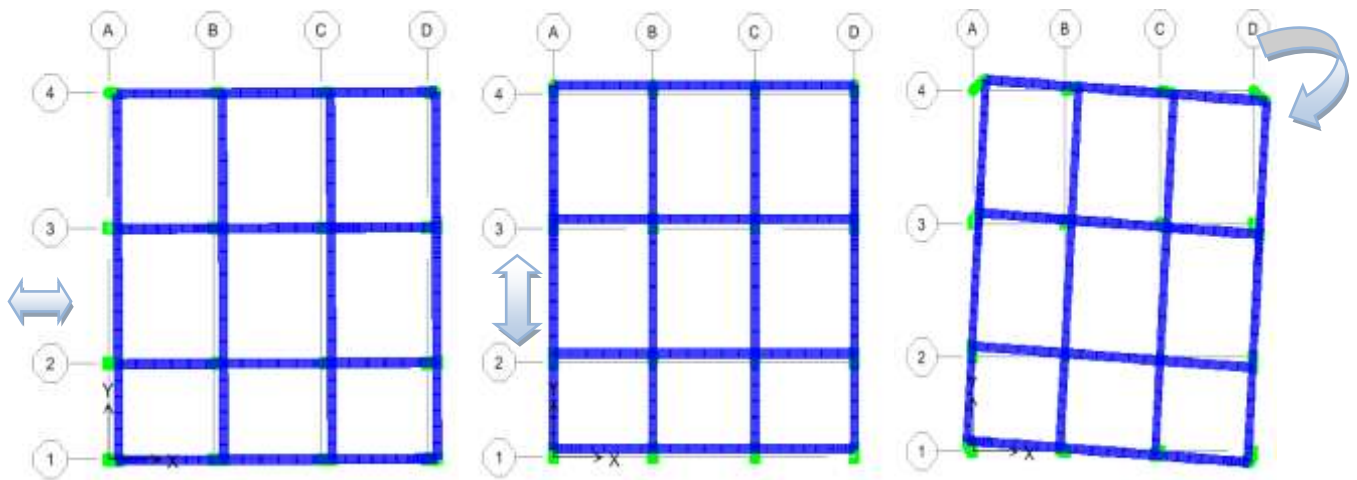


Figure IV.9: Mode principaux de la vibration pour le bloc D

IV.9. Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Tableau IV.3: Tableau des modes et des périodes pour le bloc A

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Observation
1	0,395451	0,3695	72,5177	0,3695	72,5177	/
2	0,271504	74,4317	0,3104	74,8012	72,8281	/
3	0,2562	0,0047	2,2029	74,8059	75,0311	/
4	0,099955	0,1178	15,1923	74,9237	90,2233	/
5	0,068491	17,7059	0,2116	92,6297	90,4349	Vérifiée

– Sens longitudinal: $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 92,6297\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

– Sens transversal: $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 90,4345\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau IV.4: Tableau des modes et des périodes pour le bloc B

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Observation
1	0,322504	0,0613	75,2191	0,0613	75,2191	/
2	0,290587	77,6728	0,0859	77,7341	75,305	/
3	0,228424	0,335	0,6152	78,0691	75,9202	/
4	0,079199	0,352	15,1629	78,4211	91,0831	/
5	0,077405	14,2521	0,4122	92,6732	91,4954	Vérifiée

– Sens longitudinal: $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 92,6732\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

– Sens transversal: $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 91,4954\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

– Tableau IV.5: Tableau des modes et des périodes pour le bloc C

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Observation
1	0,339164	1,0432	67,8687	1,0432	67,8687	/
2	0,228517	70,3972	2,0561	71,4404	69,9248	/
3	0,208871	4,8061	3,5421	76,2465	73,4669	/
4	0,100444	0,002	13,6652	76,2485	87,1321	/
5	0,073565	11,9628	0,0546	88,2113	87,1867	/
6	0,061557	0,0155	5,5892	88,2268	92,7759	/
7	0,05384	3,2961	1,0599	91,523	93,8358	Vérifiée

– Sens longitudinal: $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 91,523\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

– Sens transversal: $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 93,8358\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

– Tableau IV.6: Tableau des modes et des périodes pour le bloc D

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Observation
1	0,290566	0	70,573	0	70,573	/
2	0,262438	73,4667	0	73,4667	70,573	/
3	0,209702	1,13	0	74,5967	70,573	/
4	0,068138	19,5365	0	94,1332	70,573	/
5	0,064174	0	23,476	94,1332	94,049	Vérifiée

– Sens longitudinal: $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 94,1332\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

– Sens transversal: $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 94,046\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

IV.10. Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K$$

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

- Déplacement du aux forces sismiques F_i - y compris l'effort de torsion - : δ_{ek}

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.7: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc A.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	δx	δex	δy	δey		
Terrasse	0,0011458	0,0045832	0,0025398	0,0101592	0,0003536	0,001496
2 ^{ème} étage	0,0012342	0,0049368	0,0029138	0,0116552	0,000476	0,0007888
1 ^{er} étage	0,0011152	0,0044608	0,0027166	0,0108664	0,0021488	0,0058072
RDC	0,000578	0,002312	0,0012648	0,0050592	0,002312	0,0050592

Tableau IV.8: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc B.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	δx	δex	δy	δey		
Terrasse	0,0012274	0,0049096	0,0016286	0,0065144	0,0010064	0,0007616
2 ^{ème} étage	0,001479	0,005916	0,001819	0,007276	0,0001224	0,000544
1 ^{er} étage	0,0014484	0,0057936	0,001683	0,006732	0,0027064	0,0035088
RDC	0,0007718	0,0030872	0,0008058	0,0032232	0,0030872	0,0032232

Tableau IV.9: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc C.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	δx	δex	δy	δey		
Terrasse	0,0010064	0,0040256	0,0023936	0,0095744	0,0008976	0,0005576
2 ^{ème} étage	0,0012308	0,0049232	0,002533	0,010132	0,0003264	0,0009656
1 ^{er} étage	0,0011492	0,0045968	0,0022916	0,0091664	0,0020672	0,004692
RDC	0,0006324	0,0025296	0,0011186	0,0044744	0,0025296	0,0044744

Tableau IV.10:Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc D.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	Δx	δex	δy	δey		
Terrasse	0,001547	0,006188	0,0020672	0,0082688	0,0003672	0,0009384
1 ^{er} étage	0,0016388	0,0065552	0,0018326	0,0073304	0,0031688	0,0039576
RDC	0,0008466	0,0033864	0,0008432	0,0033728	0,0033864	0,0033728

IV.11. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

IV.11.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules (4.10) suivantes : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

La force concentrée (F_t) au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

Où (T) est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à (0) quand (T) est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

$$\text{formule : } F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

- Effort horizontale revenant au niveau i : F_i
- Niveau du plancher où s'exerce la force i : h_i
- Niveau d'un plancher quelconque : h_j
- Poids revenant au plancher i ; j : W_i ; W_j
- Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K -1) : ΔK
- Hauteur de l'étage (K) : h_K

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_k \leq 0,1 \rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_k \leq 0,2 \rightarrow \text{Amplifiant les effets de : } \frac{1}{(1-\theta_k)}. \\ \theta_k > 0,2 \rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau IV.11: Vérification à l'effet P-Δ pour bloc A

Niveau	Hauteur	P _K	Sens-x			Sens-y		
			Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
Terrasse	13,6	1594,3	0,00035	324,89	0,00012	0,00149	313,04	0,00056
2 ^{ème} étage	10,2	2906,96	0,00047	505,17	0,00012	0,00078	493,86	0,00020
1 ^{er} étage	6,8	4219,62	0,00214	624,88	0,00066	0,00580	609,8	0,00183
RDC	3,4	5701,86	0,00231	694,26	0,00145	0,00505	669,3	0,00329

Δ_k ≤ 1% h_i → **Condition vérifiée**

Tableau IV.12: Vérification à l'effet P-Δ pour bloc B

Niveau	Hauteur	P _K	Sens-x			Sens-y		
			Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
Terrasse	13,6	2768,59	0,00100	560,97	0,00036	0,00076	565,37	0,00027
2 ^{ème} étage	10,2	5263,69	0,00012	923,14	0,00003	0,00054	912,44	0,00014
1 ^{er} étage	6,8	7758,79	0,00270	1162	0,00085	0,00350	1138,12	0,00113
RDC	3,4	10138,1	0,00308	1271,08	0,00169	0,00322	1239,64	0,00181

Δ_k ≤ 1% h_i → **Condition vérifiée**

Tableau IV.13: Vérification à l'effet P-Δ pour bloc C

Niveau	Hauteur	P _K	Sens-x			Sens-y		
			Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
Terrasse	13,6	1354,72	0,00089	310,93	0,00028	0,00055	370,72	0,00014
2 ^{ème} étage	10,2	5779,21	0,00032	1038,95	0,00013	0,00096	1031,71	0,00040
1 ^{er} étage	6,8	10470,07	0,00206	1538,68	0,00092	0,00469	1466,25	0,00220
RDC	3,4	14896,35	0,00252	1754,18	0,00187	0,00447	1650,11	0,00353

Δ_k ≤ 1% h_i → **Condition vérifiée**

Tableau IV.14: Vérification à l'effet P- Δ pour bloc D

Niveau	Hauteur	P _k	Sens-x			Sens-y		
			Δ_k	V _k	θ	Δ_k	V _k	θ
Terrasse	10,2	1078,97	0,00036	221,82	0,00017	0,00093	226,26	0,00043
1 ^{er} étage	6,8	2176,53	0,00316	354,31	0,00144	0,00395	347,26	0,00183
RDC	3,4	3676,64	0,00338	445,21	0,00335	0,00337	440,1	0,00338

$\Delta_k \leq 1\% h_i \rightarrow$ **Condition vérifiée**

D'après le R.P.A 99/version 2003 l'article 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq 0,01h_i$$

IV.12. Caractéristiques Géométriques

IV.12.1. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

La masse de l'élément " i " : M_i

Les coordonnées de l'élément " i " : X_{Gi}, Y_{Gi}

IV.12.2. Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

IV.12.2.1. Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

IV.12.2.2. Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la R.P.A 99/ Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

Tableau VI.15: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc A

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
RDC	145,5937	4,953	7,039	5,792	7,618	0,839	0,579
1	130,8714	5,201	8	5,877	7,589	0,676	0,411
2	131,596	5,228	8	5,957	7,639	0,729	0,361
3	138,9688	4,722	7,581	6,037	7,695	1,315	0,114

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,005 \times L_x = 0,05 \times 10,05 = 0,5025 \\ e_{ay} = 0,005 \times L_y = 0,05 \times 12,8 = 0,64 \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max (e_x ; e_y ; e_a) = 1,315 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.16: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc B

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
RDC	237,1624	4,952	9,586	5,105	9,274	0,153	0,312
1	248,9683	4,956	9,587	5,382	9,276	0,426	0,311
2	248,9683	4,956	9,587	5,351	9,291	0,395	0,296
3	241,7979	4,563	9,593	5,292	9,301	0,729	0,292

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,005 \times L_x = 0,05 \times 10,05 = 0,5025 \\ e_{ay} = 0,005 \times L_y = 0,05 \times 19,2 = 0,96 \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max (e_x ; e_y ; e_a) = 0,96 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.17: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc C

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
RDC	431,7004	10,689	11,628	10,379	9,195	0,31	2,433
1	453,1	10,709	11,716	11,664	9,351	0,955	2,365
2	413,182	10,516	11,407	11,207	9	0,691	2,407
3	115,9469	4,291	4,872	7,558	5,92	3,267	1,048

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,005 \times L_x = 0,05 \times 22,65 = 1,1325 \\ e_{ay} = 0,005 \times L_y = 0,05 \times 21,8 = 1,09 \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max (e_x ; e_y ; e_a) = 3,267 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.1: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc D

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
RDC	148,0369	5,75	5,87	5,75	4,298	0	1,572
1	109,9624	5,75	4,047	5,75	4,282	0	0,235
2	93,1088	5,75	3,957	5,75	4,272	0	0,315

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,005 \times L_x = 0,05 \times 11,5 = 0,575 \\ e_{ay} = 0,005 \times L_y = 0,05 \times 12,2 = 0,61 \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max (e_x ; e_y ; e_a) = 0,961,572 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.13. Justification de la largeur du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (d_1 + d_2) > 40 \text{ mm}$$

Avec : d_1 et d_2 déplacement max des deux blocs adjacents, toute fois d_1 (ou d_2) = $R \times d_{01}$

R coefficient de comportement, et d_{01} déplacement du aux forces sismiques.

$$d_{\min} = 15 + (11,65 + 7,27) = 33,92 \text{ mm}$$

Alors on peut prendre : $d = 100 \text{ mm}$

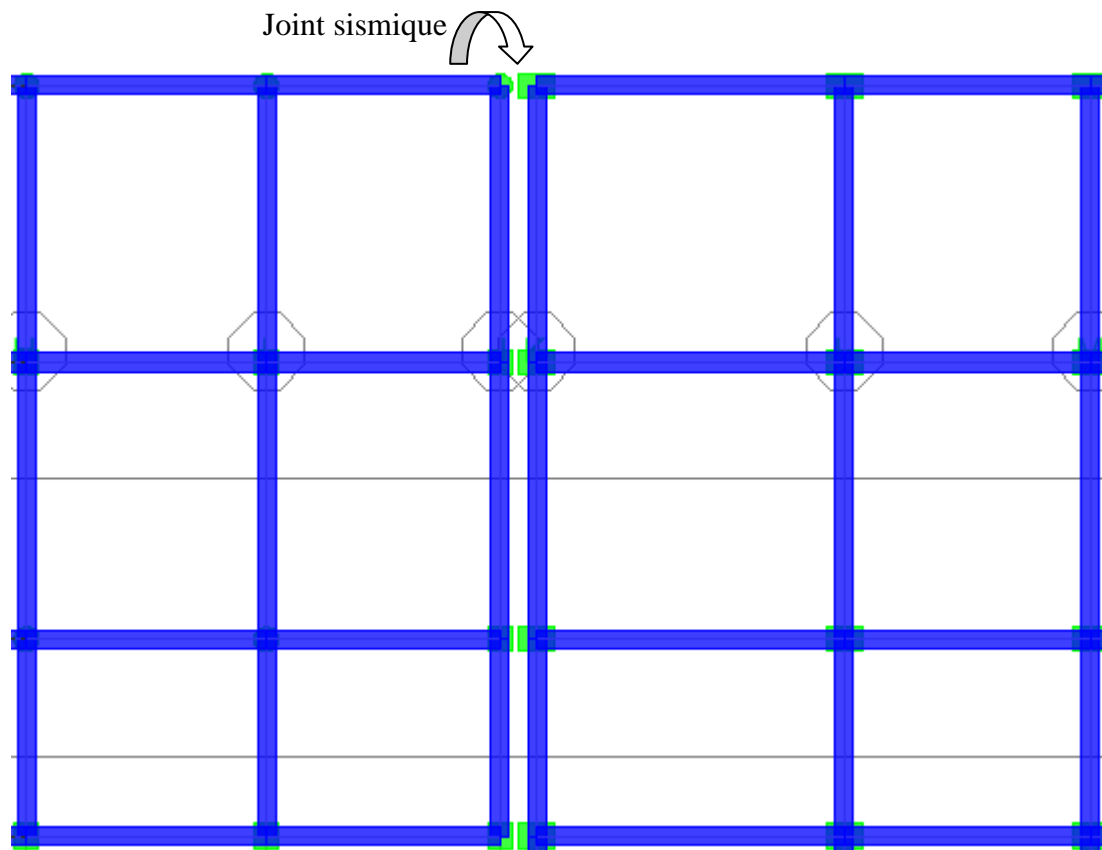


Figure IV.10:Joint sismique

IV.14. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le R.P.A99/Version 2003. Les résultats obtenus nous a permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A 93 et le R.P.A 99/Version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

L'étude des sous charges verticales et horizontales nous a permis de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations nous avons utilisé le programme d'analyse des structures **ETABS 9.7.4** ce qui nous a permis d'étudier les portiques selon les différentes combinaisons de calcul.

V.2. 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.

Nous constatons généralement deux types de comportement pour les poteaux :

- La compression simple ;
- La flexion composée.

Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression (N) centré.

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal (N) et un moment fléchissant (M) appliqués au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal (N) excentré de $e_0 = \frac{M}{N}$ par rapport au centre de gravité du béton seul.

Le point d'application de (N) est appelé le centre de Pression.

V.2.1. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

$$\text{Nous considérons les sollicitations suivantes : } \begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les combinaisons suivantes :

- Situation durable : Selon BAEL 91

1^{er} Genre : $1,35G + 1,5Q$

- Situation accidentelle : Selon le RPA 99/ Version 2003 Article 5.2

2^{ème} Genre : $0,8G \pm E$

3^{ème} Genre : $G + Q + E$

Dans le calcul relatif aux E.L.U.R, nous avons introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b) :

- Pour situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1,00 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$
- Pour les autres cas : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,50 \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

V.2.2. Ferrailage exigé par R.P.A99/Version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau
- La zone nodale est définie par l'et h' avec : $l' = 2h$

Nous avons :

- Hauteur d'étage : $h_e = 340$ cm
- Hauteur de la poutre : $h = 60$ cm
- La section du poteau considéré : $b_1 = 40$ cm, $h_1 = 40$ cm

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{340}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

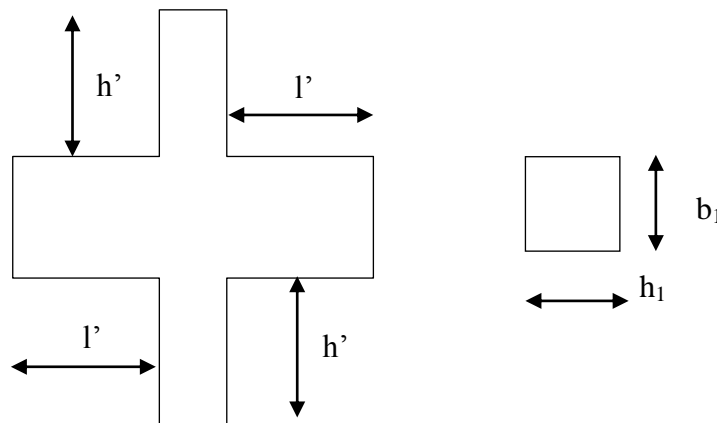


Figure V.1: Zone nodale

Tableau V.1: Sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99

Famille des poteaux	$A_{\min} = 0,8 \% \times B$	$A_{\max 1} = 4 \% \times B$	$A_{\max 2} = 6 \% \times B$
(40×40) cm ²	12,8 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
(40) cm ²	10,05 cm ²	50,24 cm ²	75,36 cm ²

V.2.3. Calcul des armatures longitudinale

Données

- Largeur du poteau $b = 40$ cm ;
- Hauteur de la section $h = 40$ cm ;
- Enrobage $c = 3$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h = 36$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

V.2.3.1. Ferrailage des poteaux rectangulaire (40×40) cm² pour le bloc D

– **Combinaison du 1^{er} genre : 1,35G + 1,5Q**

$$N_{\max} = 337,28 \text{ KN}; M_{\text{corresp}} = 1,685 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{31,591}{1532,61} = 0,005 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 337,28 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,005 \right) = 55,65 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,4 \times 0,4 \times 10^2 = 1836,4 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 337,28 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{337,28}{0,4 \times 0,36 \times 14,17 \times 10^3} \right) = 111,11 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 337,28 \text{ KN} < 1836,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$M_u = 1,685 \text{ KN.m} < 111,11 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

– **Combinaison de 2^{ème} genre : 0,8G ± E**

$$N_{\min} = 169,32 \text{ KN}; M_{\text{corresp}} = 6,719 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{6,719}{169,32} = 0,0039 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 169,32 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,13 \right) = 33,81 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,4 \times 0,4 \times 10^3 = 2395,01 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 169,32 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{169,32}{0,4 \times 0,36 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 58,96 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 169,32 \text{ KN} < 2395,01 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 33,81 \text{ KN.m} < 58,96 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

– **Combinaison de 3^{ème} genre : G+Q+E**

$$M_{\max} = 42,825 \text{ KN.m}; N_{\min} = 50,17 \text{ KN}$$

Détermination le centre de pression : $e = \frac{M}{N} = \frac{42,825}{50,17} = 0,8536 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 50,17 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,8536 \right) = 50,85 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,4 \times 0,4 \times 10^3 = 2395,01 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 50,17 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{50,17}{0,4 \times 0,36 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 17,88 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 50,17 \text{ KN} < 2395,01 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 50,85 \text{ KN.m} > 17,88 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferraillage est obligatoire. Nous devons d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{cb}$$

$$(d - c)N_u - M_u = (0,36 - 0,03) \times 50,17 - 50,85 = -34,29$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{cb} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,40} \right) 0,40 \times (0,40)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 326,73$$

$$-34,29 < 326,73$$

Donc la section partiellement comprimée.

V.2.3.1.1. Calcul de ferraillage à l'E.L.U.R

Tableau V.2: Calcul de ferraillage pour poteau rectangulaire

Moment ultime M_u	M_u	42,825KN.m	$\mu=0,044 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/b \times d^2 \times f_{bc}$	0,044	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,057	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,977	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,04 cm ²	

Les armatures ne sont pas nécessaires : ($A_3= 3,04 \text{ cm}^2$).

– **Section adoptée**

La section d'armature que nous devons tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par R.P.A 99/Version2003

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max(A_1; A_2; A_s; A_{\text{min RPA}}) = \max(0; 0; 3,04; 12,8) = 12,8 \text{ cm}^2$$

Pour une section de béton (40×40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = A_{\text{min RPA}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

Nous avons adopté : 4T16 + 4T14 = 14,20cm²

V.2.3.2. Ferrailage des poteaux circulaires (40) cm² pour le bloc A

– **Combinaison du 1^{er} genre : 1,35G + 1,5Q**

$$N_{\text{max}} = 631,21 \text{ KN}; M_{\text{corresp}} = 4,806 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{4,806}{631,21} = 0,0076 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{D}{2} + e \right) = 631,21 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,0076 \right) = 105,79 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times \frac{0,4^2 \times 3,14}{4} \times 10^3 = 1441,6 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{D \times d \times f_{bc}} \right) = 631,21 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{631,21}{0,4 \times 0,36 \times 14,17 \times 10^3} \right) = 191,10 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 631,21 \text{ KN} < 1441,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 105,79 \text{ KN.m} < 191,10 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

– **Combinaison de 2^{ème} genre : 0,8G ± E**

$$N_{\text{min}} = 8,82 \text{ KN}; M_{\text{corresp}} = 6,704 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{6,704}{8,82} = 0,76 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{D}{2} + e \right) = 8,82 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,76 \right) = 8,11 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times \frac{0,4^2 \times 3,14}{4} \times 10^3 = 1880,08 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 8,82 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{8,82}{0,4 \times 0,36 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 3,17 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 8,82 \text{ KN} < 1880,08 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 8,11 \text{ KN.m} > 3,17 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferraillage est obligatoire. Nous devons d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{D} \right) D \times D^2 \times f_{cb}$$

$$(d - c)N_u - M_u = (0,40 - 0,03) \times 8,82 - 8,11 = -4,85$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{D} \right) D \times D^2 \times f_{cb} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,40} \right) 0,4 \times (0,40)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 326,73$$

$$-4,85 < 326,73$$

Donc la section partiellement comprimée.

V.2.3.2.1. Calcul de ferraillage à l'E.L.U.R

Tableau V.3: Calcul de ferraillage pour poteau circulaire

Moment ultime M_u	M_u	6,704KN.m	$\mu = 0,007 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,007	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,009	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,996	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,47 cm ²	

Les armatures ne sont pas nécessaires : ($A_2 = 0,47 \text{ cm}^2$).

– **Combinaison de 3^{ème} genre : G+QE**

$$M_{\max} = 39,299 \text{ KN.m}; N_{\min} = 144,78 \text{ KN}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{39,299}{144,78} = 0,27 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{D}{2} + e \right) = 144,78 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,27 \right) = 62,26 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times \frac{0,4^2 \times 3,14}{4} \times 10^3 = 1880,08 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 144,78 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{144,78}{0,4 \times 0,36 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 50,66 \text{ KN.m}$$

$N_u = 144,78 \text{ KN} < 1880,08 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

$M_u = 62,26 \text{ KN.m} > 50,66 \text{ KN.m} \rightarrow$ Condition non vérifiée

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. Nous devons d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{D} \right) D \times D^2 \times f_{cb}$$

$$(d - c)N_u - M_u = (0,40 - 0,03) \times 144,78 - 62,26 = -8,69$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{D} \right) D \times D^2 \times f_{cb} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,40} \right) 0,40 \times (0,40)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 326,72$$

$$-8,69 < 326,72$$

Donc la section partiellement comprimée.

V.2.3.2.2. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Tableau V.4: Calcul de ferrailage pour le poteau circulaire

Moment ultime M_u	M_u	39,299KN.m	$\mu=0,04 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/b \times d^2 \times f_{bc}$	0,04	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,051	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,980	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,78 cm ²	

Les armatures ne sont pas nécessaires : ($A_3=2,78 \text{ cm}^2$).

– Section adoptée

La section d'armature que nous devons tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par R.P.A 99/ Version 2003

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max(A_1; A_2; A_s; A_{\text{min RPA}}) = \max(0; 0,47; 2,78; 10,05) = 10,05 \text{ cm}^2$$

Pour une section de béton (40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = A_{\text{min RPA}} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Nous avons adopté : 8T14= 12,32 cm²

V.2.3.3. Ferraillage des poteaux rectangulaires et circulaires pour les blocs A, B et C:

Pour but de facilité le processus de calcul, la méthode de calcul du ferraillage des poteaux pour les blocs A, B et C est la même que celle de bloc D. Les tableaux illustrés ci-dessous résument les résultats du ferraillage des poteaux pour les blocs A, B et C

Tableau V.5: Ferraillage des poteaux rectangulaires et circulaires pour le bloc A

<i>Bloc</i>	<i>Type de poteau</i>	<i>Combinaison</i>	<i>As calculé</i>	<i>As RPA</i>	<i>Choix des barres</i>	<i>As</i>
<i>Bloc A</i>	<i>60X40</i>	<i>Nmax=866,13</i>	<i>0</i>	<i>19,2</i>	<i>4T16 4T20</i>	<i>20,61</i>
		<i>Mcors=3,782</i>				
		<i>Nmin=227,42</i>	<i>0</i>			
		<i>Mcorrs=16,691</i>				
		<i>Mmax=70,667</i>	<i>0</i>			
	<i>Ncors=299,12</i>					
	<i>40X40</i>	<i>Nmax=536,38</i>	<i>0</i>	<i>12,8</i>	<i>4T14 4T16</i>	<i>14,20</i>
		<i>Mcors=1,239</i>				
		<i>Nmin=326,49</i>	<i>0</i>			
		<i>Mcorrs=11,613</i>				
<i>Mmax=34,522</i>		<i>0</i>				
<i>Ncors=386,48</i>						

Tableau V.6: Ferraillage des poteaux rectangulaires et circulaires pour le bloc B

<i>Bloc</i>	<i>Type de poteau</i>	<i>Combinaison</i>	<i>As calculé</i>	<i>As RPA</i>	<i>Choix des barres</i>	<i>As</i>
<i>Bloc B</i>	<i>60X40</i>	<i>Nmax=725,25</i>	<i>0</i>	<i>19,2</i>	<i>4T16 4T20</i>	<i>20,61</i>
		<i>Mcors=4,181</i>				
		<i>Nmin=147,8</i>	<i>0</i>			
		<i>Mcorrs=9,302</i>				
		<i>Mmax=71,032</i>	<i>0</i>			
	<i>Ncors=372,71</i>					
	<i>40X40</i>	<i>Nmax=419,45</i>	<i>0</i>	<i>12,8</i>	<i>4T14 4T16</i>	<i>14,20</i>
		<i>Mcors=1,179</i>				
		<i>Nmin=45,18</i>	<i>0,78</i>			
		<i>Mcorrs=11,18</i>				
<i>Mmax=38,277</i>		<i>2,71</i>				
<i>Ncors=24,94</i>						

Tableau V.7: Ferrailage des poteaux rectangulaires et circulaires pour le bloc C

Bloc	Type de poteau	Combinaison	As calculé	As RPA	Choix des barres	As
Bloc C	60X40	$N_{max}=1142,29$	0	19,2	4T16 4T20	20,61
		$M_{cors}=9,188$				
		$N_{min}=696,45$	0			
		$M_{corrs}=9,917$				
		$M_{max}=100,629$	0			
		$N_{cors}=405,7$				
	40X40	$N_{max}=419,99$	0	12,8	4T14 4T16	14,20
		$M_{cors}=1,559$				
		$N_{min}=2,47$	0,79			
		$M_{corrs}=11,278$				
		$M_{max}=42,051$	2,99			
		$N_{cors}=86,44$				

V.2.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_{max} = 28,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,41}{0,4 \times 0,36} = 197,29 \text{ KN/m}^2 = 0,19729 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19729 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.2.3.5. Armature transversale

Selon R.P.A99/Version 2003 Article 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$

- Effort tranchant de calcul : V_u
- Hauteur totale de la section brute : h_1
- Espacement des armatures transversales : S_t

V.2.3.6. Condition d'espacement :

– **En zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,4 - 0,40) = 2,10 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,10}{0,40} = 5,25 \text{ cm}$$

– **En zone courante**

$$S_t' \leq 15\Phi_L = 18 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $S_t = 15 \text{ cm}$

Calcul de l'élanement géométrique : $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

– Longueur de flambement du poteau : L_f

– Dimension de la section droite du poteau : b

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,4 - 0,40) = 2,1 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,1}{0,40} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = 5,25 \text{ cm}$$

Donc : $\rho = 3,75$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 28,41 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 1,00 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

$3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$L'interpolation : \begin{cases} 5 \rightarrow 0,3\% \\ 4,54 \rightarrow x\% \\ 3 \rightarrow 0,8\% \end{cases}$$

$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\%$: La section minimale égale à 0,25%

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4T8 = 2,01 cm²

V.2.3.7. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_c}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa})$$

– **En zone courante**

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,19729; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

– **En zone nodale**

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 100} = 1,34 \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,19729; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

V.2.3.8. Schéma de ferrailage

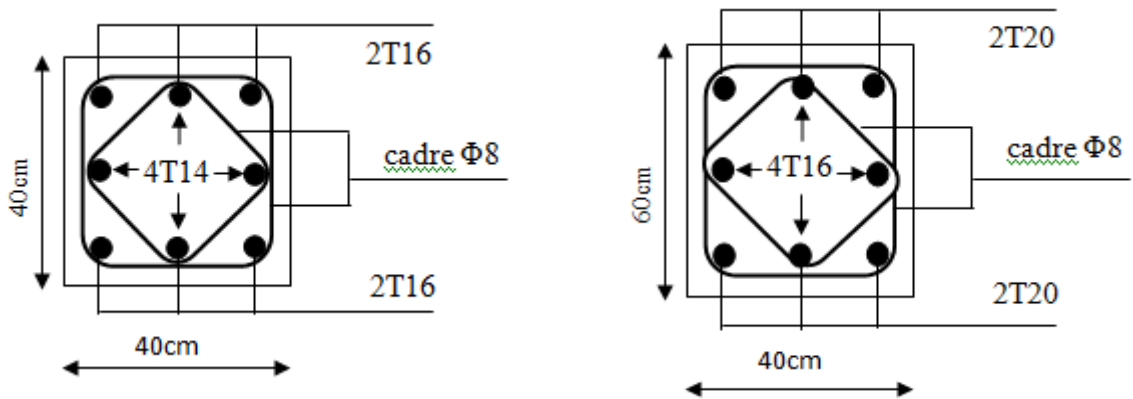


Figure V.2: Schéma de ferrailage pour le poteau rectangulaire 40X40 et 40X60

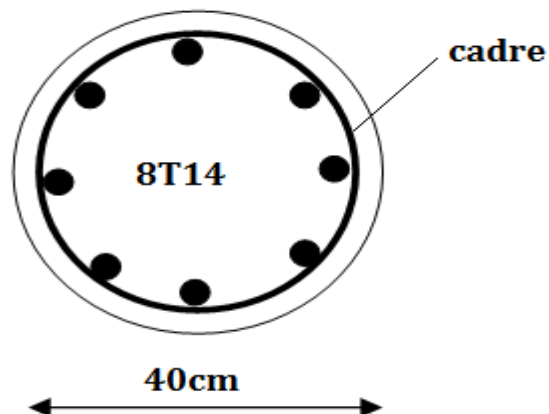


Figure V.3: Schéma de ferrailage pour le poteau circulaire

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le R.P.A 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

V.3.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc nous avons fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre (Moment correspondant M_{sp1}) : $S_{p1} = 1,35 G + 1,5Q$
- Sollicitation du 2^{eme} genre (Moment correspondant M_{sp2}) : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p1} = G + Q \pm E \end{cases}$

Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} ;

Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au (ELU) on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$
- Pour les autres cas : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

V.3.2. Recommandation du R.P.A 99/Version 2003 pour le ferrailage des poutres

V.3.2.1. Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0,5%.de section d'armature.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40Φ (zone II).

- Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

V.3.2.2. Armatures transversales (Article 7.5.2.2)

La quantité des armatures transversales doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ($h/4$; $1,2\Phi$).
- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$

V.3.3. Ferrailage des poutres principales (30×60) cm² (Terrasse)

V.3.3.1. Armatures longitudinales

Nous calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, nous avons :

$$A_{\min} = 0,5\% b \times h = 0,5 \times 30 \times 60 / 100 = 9,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h = 4 \times 30 \times 60 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h = 6 \times 30 \times 60 / 100 = 108 \text{ cm}^2$$

Données

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h = 60 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h = 54 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

V.3.3.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

- **Sur appuis**

$$(\text{Sp1}) M_{t_{sp1}} = 176,692 \text{ KN.m}$$

$$(\text{Sp2}) M_{t_{sp2}} = 184,86 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = \frac{184,86}{176,692} = 1,05 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (\text{Sp1}) = 176,692 \text{ KN.m}$$

Tableau V.8: Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	176,692KN.m	$\mu=0,113 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,11	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,150	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,940	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	10,2 cm ²	

Nous avons adopté : $A_s = 10,2 \text{ cm}^2$

le choix du type d'armature $3T16+3T16=12,06$

– En travées

(S_{p1}) $Ma_{sp1}=166,432\text{KN.m}$

(S_{p2}) $Ma_{sp2}=169,067\text{KN.m}$

$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = \frac{169,067}{166,432} = 1,02 < 1,15$ Donc le calcul se fait sous (S_{p1}) =166,432KN.m

Tableau V.9: Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée

Moment ultime M_u	M_u	166,432KN.m	$\mu=0,134 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,134	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,18	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,928	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	9,55 cm ²	

Nous avons adopté : $A_s = 9,55 \text{ cm}^2$

le choix du type d'armature $3T16+3T14=10,65$

V.3.4. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm²(Terrasse)

V.3.4.1. Armatures longitudinales

Nous calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, nous avons :

$$A_{\min} = 0,5\% b \times h = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

Données

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_c = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

V.3.4.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

- **En travée**

$$(S_{p1}) M_{t_{sp1}} = 64,441 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) M_{t_{sp2}} = 79,188 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = \frac{79,188}{64,441} = 2,23 > 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (S_{p2}) = 79,188 \text{ KN.m}$$

Tableau V.10: Calcul de la poutre secondaire en travée

Moment ultime M_u	M_u	79,188KN.m	$\mu = 0,11 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,11	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,146	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,94	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,84 cm ²	

Nous avons adopté : $3T14+2T12=6,88 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis**

$$(S_{p1}) M_{a_{sp1}} = 83,21 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) M_{a_{sp2}} = 122,535 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = \frac{122,535}{83,21} = 1,47 > 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (S_{p2}) = 122,535 \text{ KN.m}$$

Tableau V.11: Calcul de la poutre secondaire sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	122,535KN.m	$\mu=0,17 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,17	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,235	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,906	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	9,39 cm ²	

Nous avons adopté : $3T16+3T14=10,65 \text{ cm}^2$

V.3.5. Vérifications nécessaires pour les poutres principale (30×60) cm²

– Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L 91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 54 \times 2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{Adopté}} > A_{\min} \rightarrow$ condition vérifiée.

V.3.6. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{98,85 \times 10^3}{300 \times 540} = 0,61 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.1.211

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

V.3.7. Calcul des armatures transversales

V.3.7.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_L) = \min (600/35 ; 300/10 ; 16) = \min (17,14 ; 30 ; 16)$$

$$\Phi_t = 16 \text{ mm}$$

V.3.7.2. Calcul de L'espace

Selon le RPA 99 version 2003

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (48,60 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30,00 \text{ cm}$$

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_L ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (15 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 15,00 \text{ cm}$$

– **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 60/2 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

V.3.7.3. Section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1 \text{ MPa}; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,61 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,003 \text{ cm (1)}$$

V.3.7.3.1. Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{0,61}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,55 \times b}{f_e} = \frac{0,55 \times 30}{235} = 0,070 \text{ cm (2)}$$

De (1) et (2) : On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où : A_t \geq 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

V.3.7.3.2. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$T_{\text{max}} = 98,85 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 176,692 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{\text{app}}}{Z} = \frac{179,692}{0,94 \times 54} = \frac{179,692 \times 10^2}{50,06} = 354,00$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

V.3.7.3.3. Entraînement des armatures

a. Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

– Coefficient de scellement : $\psi_s = 1,5$ pour H.A

- Effort tranchant max : $T_{\max}=98,85 \text{ KN}$
- Nombre des armatures longitudinaux tendus : $n = 12$
- Périmètre d'armature tendu : $\mu = \pi \times \Phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{98,85 \times 10^3}{0,9 \times 54 \times 5,024 \times 12 \times 10^2} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u \text{ ser}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ ser}} = 0,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Diamètre d'une barre est $\Phi = 1,6 \text{ cm}$
- La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\Phi f_c}{4\tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$
- Cette longueur dépassée la largeur de la poutre 30 cm donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \times \Phi_L = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

c. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

Profondeur utile $d = 40,5 \text{ cm}$.

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi_L}{2} + r \right);$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 \times r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi_L = 1,2 \text{ cm}; \quad L_2 = 24,8 \text{ cm}; \quad L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,4 \text{ cm}; \quad L_2 = 23,6 \text{ cm}; \quad L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,6 \text{ cm}; \quad L_2 = 22,4 \text{ cm}; \quad L_1 = 7,89 \text{ cm}$$

d. Longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa .

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

V.3.8. Vérification à l'E.L.S

$$M_{ELS}=149,24\text{KN.m}$$

Tableau V.12: Vérification à l'état limite de service sur appuis

Moment service	M_{ELS}	149,24KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{10,2}{30} = 5,1 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 5,1 \times 54 = 550,8 \text{ cm}^2$ $y = -5,1 + \sqrt{5,1^2 + 550,8}$	18,92 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 18,92^3}{3} + 15 \times 10,2(54 - 18,92)^2$	255974,2254cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{149,24 \times 10^3}{255974,225}$	0,58MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,58 \times 18,92$	10,97MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,58(54 - 18,92)$	305,196MPa
Vérification de contrainte dans le béton Article 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	10,97MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	305,196MPa < 400 MPa

Tableau V.13: Vérification à l'état limite de service en travée

Moment service	M_{ELS}	126,47KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9,55}{30} = 4,78 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 4,78 \times 54 = 483,84,48 \text{ cm}^2$ $y = -4,78 + \sqrt{4,78^2 + 483,84}$	17,73 cm

Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 17,73^3}{3} + 15 \times 9,55(54 - 17,73)^2$	244181,9921cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{126,47 \times 10^3}{244181,992}$	0,52MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,52 \times 17,73$	9,22MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,52(54 - 17,73)$	282,91MPa
Vérification de contrainte dans le béton Article 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	9,22MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	282,91MPa < 400 MPa

V.3.9. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,08 > 0,0625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0,08 > 0,033 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_c} \rightarrow 0,0063 < 0,0105 \rightarrow$ Condition vérifiée

V.3.10. Ferrailage des différents niveaux des poutres pour blocs.

Tableau V.14: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc A

	<i>Section</i>	<i>Moment de calcul</i>	<i>A min</i>	<i>A calculé</i>	<i>A adopté</i>
<i>terrasse</i>	<i>Appuis</i>	<i>78,174</i>	<i>9</i>	<i>4,3</i>	<i>3T16+3T14=10,65</i>
	<i>Travée</i>	<i>54,27</i>		<i>2,95</i>	<i>3T14+2T12=6,88</i>
<i>étage</i>	<i>Appuis</i>	<i>133,488</i>	<i>9</i>	<i>7,53</i>	<i>3T16+3T14=10,65</i>
	<i>Travée</i>	<i>114,779</i>		<i>6,42</i>	<i>3T14+2T12=6,88</i>

Tableau V.15: Ferrailage des poutres secondaires aux différents niveaux pour le bloc A.

	<i>Section</i>	<i>Moment de calcul</i>	<i>A min</i>	<i>A calculé</i>	<i>A adopté</i>
<i>terrasse</i>	<i>Appuis</i>	76,337	6	6,59	3T14+3T12=8,01
	<i>Travée</i>	36,249		3	3T14+2T12=6,88
<i>étage</i>	<i>Appuis</i>	100,457	6	8,92	3T16+3T14=10,65
	<i>Travée</i>	61,558		5,22	3T14+2T12=6,88

Tableau V.16: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc B.

	<i>Section</i>	<i>Moment de calcul</i>	<i>A min</i>	<i>A calculé</i>	<i>A adopté</i>
<i>terrasse</i>	<i>Appuis</i>	128,102	9	7,21	3T16+3T14=10,65
	<i>Travée</i>	110,471		6,17	3T14+2T12=6,88
<i>étage</i>	<i>Appuis</i>	176,692	9	10,2	3T16+3T16=12,06
	<i>Travée</i>	166,438		9,55	3T16+3T14=10,65

Tableau V.17: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc B.

	<i>Section</i>	<i>Moment de calcul</i>	<i>A min</i>	<i>A calculé</i>	<i>A adopté</i>
<i>terrasse</i>	<i>Appuis</i>	78,624	6	6,8	3T14+3T12=8,01
	<i>Travée</i>	57,102		4,82	3T14+2T12=6,88
<i>étage</i>	<i>Appuis</i>	99,579	6	8,84	3T16+3T14=10,65
	<i>Travée</i>	78,512		6,79	3T14+2T12=6,88

Tableau V.18: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc C.

	<i>Section</i>	<i>Moment de calcul</i>	<i>A min</i>	<i>A calculé</i>	<i>A adopté</i>
<i>terrasse</i>	<i>Appuis</i>	88,535	9	4,89	3T16+3T14=10,65
	<i>Travée</i>	84,34		4,65	3T14+2T12=6,88
<i>étage</i>	<i>Appuis</i>	137,236	9	7,76	3T16+3T14=10,65
	<i>Travée</i>	131,507		7,41	3T14+2T12=6,88

Tableau V.19: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc C.

	Section	Moment de calcul	A min	A calculé	A adopté
terrasse	Appuis	86,137	6	7,52	3T14+3T12=8,01
	Travée	49,21		4,12	3T14+2T12=6,88
étage	Appuis	122,534	6	9,39	3T16+3T14=10,65
	Travée	79,188		5,84	3T14+2T12=6,88

Tableau V.20: Ferrailage des poutres principales pour des différents niveaux du bloc d.

	section	Moment de calcul	A min	A calculé	A adopté
terrasse	appuis	45,373	9	2,46	3T16+3T14=10,65
	travée	37,819		2,04	3T14+2T12=6,88
étage	appuis	57,685	9	3,14	3T16+3T14=10,65
	travée	51,698		2,81	3T14+2T12=6,88

Tableau V.21: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc D.

	section	Moment de calcul	A min	A calculé	A adopté
Terrasse	appuis	50,765	6	4,26	3T14+3T12=8,01
	travée	41,358		3,44	3T14+2T12=6,88
étage	appuis	68,448	6	5,85	3T14+3T12=8,01
	travée	49,715		4,17	3T14+2T12=6,88

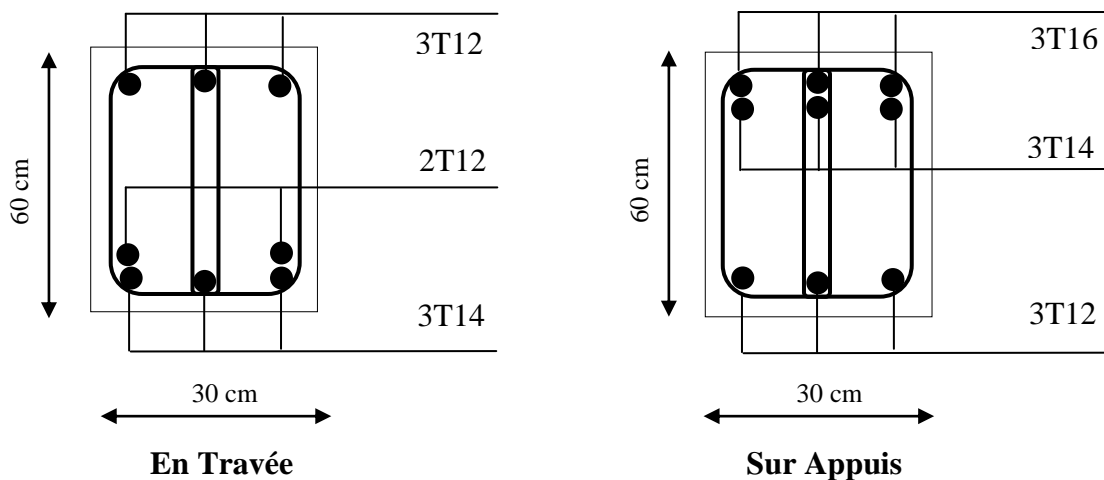


Figure V.4: Schéma de ferrailage d'une poutre principale (Terrasse)

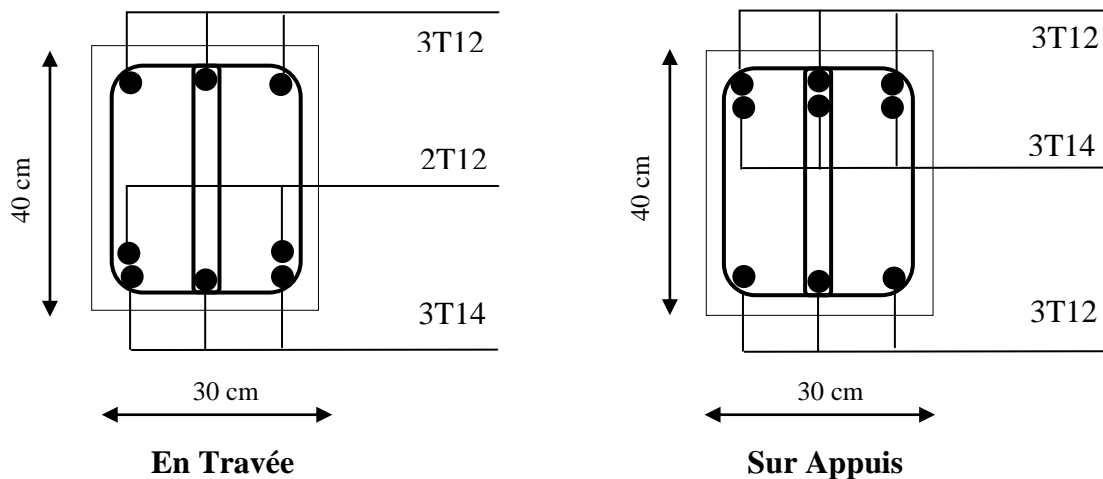


Figure V.5: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire (Terrasse)

V.4. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur,

Ainsi tout poteau allongé de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

Nous devons disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

V.4.1. Voiles assurant

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) ;
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

V.4.2. Système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents (action climatique) ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes, de l'interaction portique-voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

V.4.2.1. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION).

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.4.2.2. Principe de calcul des voiles

Dans les calculs, nous devons considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

V.4.2.3. Combinaisons de calcul

- Vérification du béton : $G + Q \pm E$
- Calcul des aciers de flexion : $0,8G \pm E$

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99/version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

1. Armatures verticales ;
2. Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
3. Armatures transversales.

V.4.3. Recommandations du R.P.A99/version 2003

V.4.3.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99/version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

V.4.3.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

V.4.3.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

- Effort normal appliqué : N
- Moment fléchissant appliqué : M
- Section du voile : A
- Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée : V
- Moment d'inertie : I

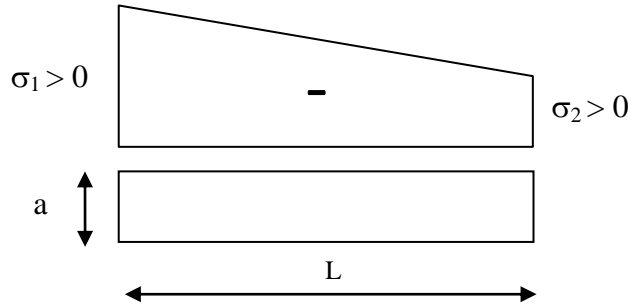
Nous distinguons trois cas :

1er cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/version 2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$



2^{ème} cas :

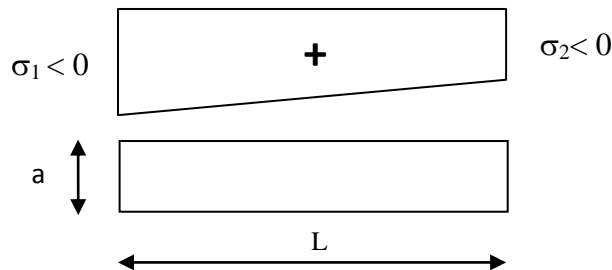
Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

Nous calculons la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v , avec la section minimale exigée par le R.P.A 99/version 2003.

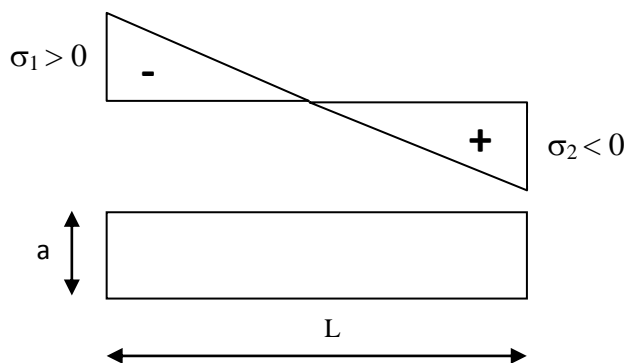
Si : $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .



3^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.



V.4.5. Calcul de voile 1 pour le bloc A

V.4.5.1. Vérification du béton : $G + Q \pm E$

Données

- $A = 0,58 \text{ m}^2$;
- $I = 0,3237 \text{ m}^4$;
- $V = 0,9741 \text{ m}$;
- $N = 452,7$;
- $M = 1367,124 \text{ KN.m}$;
- $T = 331,8 \text{ KN}$.

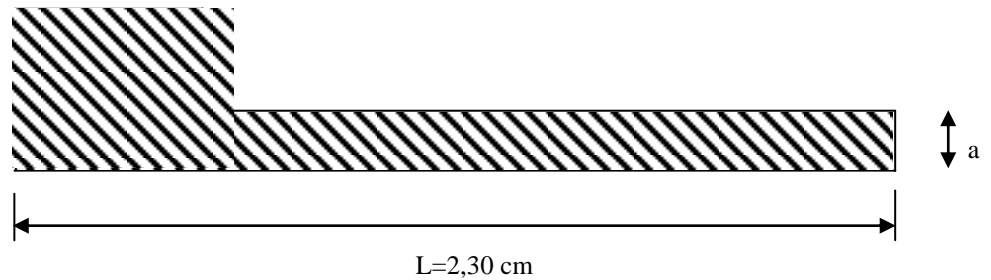


Figure V.6: Section de voile à calculé

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{452,7 \times 10^{-3}}{0,58} + \frac{1367,124 \times 0,9741 \times 10^{-3}}{0,3237}$$

$4,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{452,7 \times 10^{-3}}{0,58} - \frac{1367,124 \times 0,9741 \times 10^{-3}}{0,3237}$$

$-3,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Nous avons : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

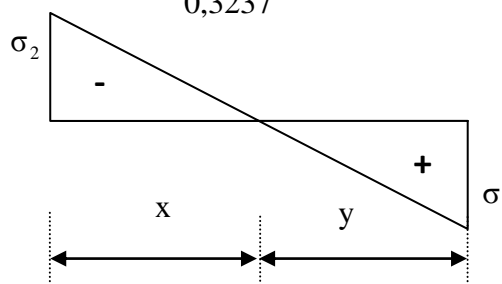
V.4.5.2. Calcul des aciers de flexion : $0,8G \pm E$

Données

- $N = 251,56$;
- $M = 1361,983 \text{ KN.m}$;
- $T = 333,09 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{251,56 \times 10^{-3}}{0,58} + \frac{1361,983 \times 0,9741 \times 10^{-3}}{0,3237} = 4,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{251,56 \times 10^{-3}}{0,58} - \frac{1361,983 \times 0,9741 \times 10^{-3}}{0,3237} = -3,67 \text{ MPa}$$



V.4.5.3. Calcul de la longueur tendue

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L = \frac{3,67}{4,53 + 3,67} \times 2,3 = 1,03 \text{ m}$$

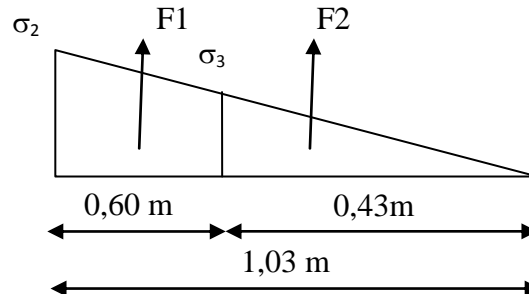
V.4.5.4. Calcul de la longueur comprimée

$$y = L - x = 2,3 - 1,03 = 1,27 \text{ m}$$

- La longueur de la zone tendue : $x = 1,03 \text{ m}$
- La longueur de la zone comprimée : $y = 1,27 \text{ m}$

V.4.5.5. Calcul de la contrainte : σ_3

$$\frac{\sigma_1}{x} = \frac{\sigma_3}{x-b} \rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1 \times (x-b)}{x} = \frac{4,53 \times (1,03 - 0,60)}{1,03} = 1,89 \text{ MPa}$$

**V.4.5.6. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R****V.4.5.6.1. Détermination des armatures verticales**

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{3,67 + 1,89}{2} \right) \times 0,60 \times 0,40 \times 10^3 = 667,2 \text{ KN}$$

$$A_{v_1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{667,2 \times 10}{400} \times \frac{100}{103} = 16,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4T16+4T14=14,2 \text{ cm}^2$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $\left(\frac{1}{10} e \right)$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x-b) \times e}{2} = \frac{1,89 (1,03 - 0,6) \times 0,2 \times 10^3}{2} = 81,27 \text{ KN}$$

$$A_{v_2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{81,27 \times 10}{400} \times \frac{100}{103} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le R.P.A 99/version 2003, le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit

être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L} = 1,1 \frac{1,4T}{f_e} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 333,09 \times 10}{400} \times \frac{1,03}{2,3} \times \frac{100}{103} = 5,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{v1} + A_{vj} = 2 \text{ (5T14)}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 16,20 + 1,97 + 5,58 = 23,75 \text{ cm}^2$$

V.4.5.6.2. Pourcentage minimal d'armature

D'après le R.P.A 99/version 2003, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \times a \times L_{\text{TENDU}} = 0,002 \times 20 \times 103 = 4,12 \text{ cm}^2$$

– la longueur tendue : L_T

Nous calculons le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = \frac{4,12 \times 100}{103} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.4.5.6.3. Vérification des armatures vis à vis du R.P.A99/Version 2003

$$A_T = 23,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nous calculons le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

– **Diamètre**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10} \rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

Nous avons adopté : $D = 12 \text{ mm}$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91/Version 2003, on a :

$$S_t \leq \min(2 \times a, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2 \times 20, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(40 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

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

Selon le R.P.A 99/Version 2003 on a :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(1,5 \times 20, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

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

Donc : $S_t \leq \min(S_{t_{BAEL}} ; S_{t_{RPA99}}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Nous avons adopté un espacement de 20 cm (zone courante)

Le choix de la section des armatures verticales est (5T14) = 7,70 cm²/ml.

– **En zone nodale**

Selon R.P.A 99/ version 2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Nous avons adopté un espacement de 10 cm (zone d'about)

– **Choix d'aciers verticaux**

Nous avons pris :

$$A_{\text{Poteau}} = (4T14 + 4T16) = 12,20 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2(5T14) = 15,39 \text{ cm}^2$$

Nous avons adopté deux nappes en 2(5T14 /ml) soit : $A_s = 15,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.4.5.6.4. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% R.P.A 99 version 2003.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}, \text{ D'où : } \bar{V} = 1,4T_u \text{ calcul}$$

- L'effort tranchant à la base du voile : T_u
- Épaisseur de voile : b_0
- Hauteur utile, $d = 0,9h$: d
- Hauteur totale de la section brute, $h = 300 \text{ cm}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 333,09 \times 10}{20 \times 300 \times 0,9} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

V.4.5.6.5. Détermination des armatures horizontales

D'après R.P.A 99/version 2003, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a \times d}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 3 = 2,7m$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a \times d} = \frac{1,4 \times 333,09}{20 \times 270} \times 10 = 0,86MPa < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 4 MPa$$

D' autre part le R.P.A 99/version 2003, prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

- 0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$
- 0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$

$$\tau_b = 0,86 MPa > 0,025 \times f_{c28} = 0,5 MPa \rightarrow A_h = 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5,00 cm^2/ml$$

Soit : 5T12/ml de hauteur ($A_s=5,65cm^2$) avec un espacement de 20cm

$$A_h \geq 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5,00 cm^2$$

Nous avons pris : 2 (4T10)/1ml=6,28cm²

V.4.5.6.6. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.RB.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le B.A.E.L 91/version 2003, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; nous avons pris donc 4Φ8 par m².

V.4.5.7. Disposition des armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

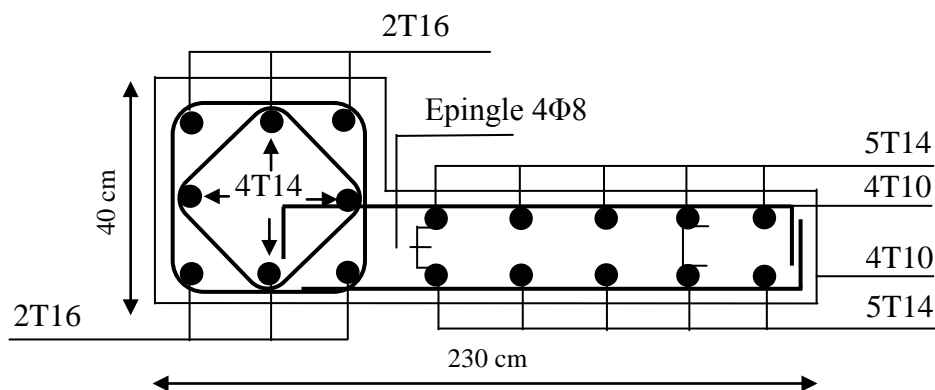


Figure V.7:Schéma de ferraillage du voile

NB : le calcul du ferrailage des voiles pour les autres blocs sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

V.4.5.8. Calcul de ferrailage des voiles pour les blocs (A) et (B) (C) (D)

Tableau V.22:Ferrillages des voiles pour le bloc A

Voiles	Combinaison	(KN.m) ; (KN)		σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	X (m)	A _T Vertical (cm ²)	A Horizontal (cm ²)	A _{min} (cm ²)
		N	M						
V1	G+Q+E	N	820,86	4,872	-2,041	/	/	/	/
		M	1148,44						
	0,8G+E	N	563,66	4,38	-2,43	0,82	18,45	5,00	3,29
		M	1131,57						
V2	G+Q+E	N	354,85	4,02	-2,79	/	/	/	/
		M	1131,74						
	0,8G+E	N	675,48	4,65	-2,32	0,77	17,94	5,00	3,06
		M	1158,90						
V3	G+Q+E	N	436,36	4,17	-1,87	/	/	/	/
		M	413,476						
	0,8G+E	N	206,65	3,54	-2,46	0,45	22,81	3,00	1,80
		M	410,594						
V4	G+Q+E	N	338,08	3,80	-2,02	/	/	/	/
		M	398,963						
	0,8G+E	N	162,43	3,31	-2,45	0,47	22,38	3,00	1,87
		M	394,429						
V5	G+Q+E	N	348,28	3,44	-1,61	/	/	/	/
		M	345,598						
	0,8G+E	N	160,62	2,98	-2,13	0,46	19,90	3,00	1,84
		M	349,407						
V6	G+Q+E	N	257,58	3,18	-1,82	/	/	/	/
		M	342,608						
	0,8G+E	N	119,56	2,78	-2,15	0,48	19,52	3,00	1,92
		M	336,895						
V7	G+Q+E	N	481,97	5,14	-2,13	/	/	/	/
		M	356,614						
	0,8G+E	N	216,63	4,16	-2,81	0,48	17,67	3,00	1,93
		M	342,131						
V8	G+Q+E	N	466,37	5,05	-2,13	/	/	/	/
		M	352,327						
	0,8G+E	N	312,28	4,54	-2,59	0,44	16,47	3,00	1,74
		M	349,96						

Tableau V.23: Ferrillages des voiles pour le bloc B

Voiles	Combinaison	(KN.m) ; (KN)		σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	X (m)	A _T Vertical (cm ²)	A Horizontal (cm ²)	A _{min} (cm ²)
V1	G+Q+E	N	452,7	4,89	-3,33	/	/	/	/
		M	1367,12						
	0,8G+E	N	251,56	4,53	-3,67	1,03	23,74	5,00	4,11
		M	1361,98						
V2	G+Q+E	N	341,14	3,92	-2,30	/	/	/	/
		M	501,881						
	0,8G+E	N	200,89	3,56	-2,60	0,63	17,13	3,00	2,53
		M	497,606						
V3	G+Q+E	N	316,87	3,33	-1,82	/	/	/	/
		M	415,851						
	0,8G+E	N	182,81	2,99	-2,12	0,62	14,19	3,00	2,49
		M	412,56						
V4	G+Q+E	N	375,01	5,41	-4,12	/	/	/	/
		M	1582,62						
	0,8G+E	N	173,63	5,04	-4,44	1,08	27,45	5,00	4,31
		M	1576,03						
V5	G+Q+E	N	489,21	3,41	-0,96	/	/	/	/
		M	344,12						
	0,8G+E	N	361,31	3,06	-1,25	0,35	9,96	3,00	1,39
		M	339,577						
V6	G+Q+E	N	657,66	3,75	-0,46	/	/	/	/
		M	331,459						
	0,8G+E	N	375,55	3,04	-1,16	0,33	7,78	3,00	1,33
		M	330,636						
V7	G+Q+E	N	659,61	3,72	-0,42	/	/	/	/
		M	326,529						
	0,8G+E	N	377,43	3,02	-1,13	0,33	7,27	3,00	1,31
		M	327,134						
V8	G+Q+E	N	307,02	2,95	-1,41	/	/	/	/
		M	343,88						
	0,8G+E	N	173,57	2,59	-1,72	0,48	16,51	3,00	1,92
		M	339,211						
V9	G+Q+E	N	504,4	3,31	-0,79	/	/	/	/
		M	323,183						
	0,8G+E	N	354,39	2,89	-1,12	0,33	8,00	3,00	1,34
		M	315,912						
V10	G+Q+E	N	394,45	3,03	-1,06	/	/	/	/
		M	321,765						
	0,8G+E	N	243,3	2,60	-1,39	0,42	13,47	3,00	1,67
		M	314,495						
V11	G+Q+E	N	1070,79	1,81	-0,44	/	/	/	/
		M	1611,45						
	0,8G+E	N	614,89	1,51	-0,73	0,84	11,03	5,00	3,37
		M	1608,73						
V12	G+Q+E	N	1355,53	1,99	-0,25	/	/	/	/

		M	1610,86						
	0,8G+E	N	899,62	1,70	-0,54	0,63	10,67	5,00	2,52
		M	1608,36						

Tableau V.24: Ferrailages des voiles pour le bloc C

voiles	Combinaison	(KN.m) ; (KN)		σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	X (m)	A _T Vertical (cm ²)	A Horizontal (cm ²)	A _{min} (cm ²)
V1	G+Q+E	N	374,87	3,37	-2,08	/	/	/	/
		M	906,105						
	0,8G+E	N	217,73	3,07	-2,32	0,99	15,70	3,00	3,96
		M	894,41						
V2	G+Q+E	N	509,33	3,60	-1,84	/	/	/	/
		M	903,614						
	0,8G+E	N	317,05	3,25	-2,15	0,92	15,69	3,00	3,67
		M	897,499						
V3	G+Q+E	N	493,39	3,99	-2,29	/	/	/	/
		M	1042,44						
	0,8G+E	N	262,82	3,57	-2,66	0,98	17,91	5,00	3,93
		M	1034,85						
V4	G+Q+E	N	1034,68	5,39	-1,82	/	/	/	/
		M	1197,99						
	0,8G+E	N	662,62	4,72	-2,43	0,78	19,05	5,00	3,13
		M	1187,17						
V5	G+Q+E	N	451,17	3,35	-0,97	/	/	/	/
		M	270,225						
	0,8G+E	N	218,65	2,73	-1,58	0,48	8,77	3,00	1,91
		M	269,777						
V6	G+Q+E	N	537,74	4,06	-1,22	/	/	/	/
		M	330,415						
	0,8G+E	N	330,5	3,56	-1,82	0,44	8,15	3,00	1,76
		M	337,106						
V7	G+Q+E	N	602,95	4,58	-1,56	/	/	/	/
		M	484,019						
	0,8G+E	N	494,49	4,29	-1,82	0,36	15,44	3,00	1,43
		M	481,505						
V8	G+Q+E	N	722,79	4,87	-1,26	/	/	/	/
		M	483,069						
	0,8G+E	N	568,7	4,52	-1,67	0,32	10,73	3,00	1,30
		M	487,579						
V9	G+Q+E	N	584,49	6,18	-4,23	/	/	/	/
		M	2044,64						
	0,8G+E	N	423,28	5,95	-4,53	0,95	36,40	5,00	3,81
		M	2059,55						
V10	G+Q+E	N	494,76	4,50	-2,85	/	/	/	/
		M	1443,93						
	0,8G+E	N	297,44	4,11	-3,12	0,95	26,02	5,00	3,80
		M	1422,10						

V11	G+Q+E	N	549,18	4,12	-1,38	/	/	/	/
		M	433,125						
	0,8G+E	N	403,41	3,73	-1,72	0,38	15,90	3,00	1,51
		M	429,439						
V12	G+Q+E	N	893,84	4,99	-0,52	/	/	/	/
		M	433,696						
	0,8G+E	N	493,23	3,96	-1,50	0,33	10,17	3,00	1,32
		M	430,235						

Tableau V.25: Ferrillages des voiles pour le bloc D

voiles	Combinaison	(KN.m) ; (KN)		σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	X (m)	A _T Vertical (cm ²)	A Horizontal (cm ²)	A _{min} (cm ²)
V1	G+Q+E	N	292,46	4,11	-2,28	/	/	/	/
		M	313,267						
	0,8G+E	N	229,07	3,91	-2,48	0,47	15,90	3,00	1,86
		M	313,419						
V2	G+Q+E	N	292,46	4,11	-2,28	/	/	/	/
		M	313,605						
	0,8G+E	N	229,07	3,91	-2,48	0,47	15,87	3,00	1,86
		M	313,453						
V3	G+Q+E	N	474,96	4,83	-1,86	/	/	/	/
		M	328,197						
	0,8G+E	N	315,94	4,25	-2,28	0,42	14,99	3,00	1,67
		M	320,458						
V4	G+Q+E	N	409,3	4,62	-2,07	/	/	/	/
		M	328,197						
	0,8G+E	N	250,28	4,05	-2,48	0,46	16,41	3,00	1,83
		M	320,458						
V5	G+Q+E	N	404,02	4,44	-2,76	/	/	/	/
		M	898,114						
	0,8G+E	N	288,07	4,14	-2,94	0,83	18,37	3,00	3,32
		M	882,825						
V6	G+Q+E	N	404,02	4,44	-2,76	/	/	/	/
		M	898,114						
	0,8G+E	N	288,07	4,14	-2,94	0,83	18,37	3,00	3,32
		M	882,825						

V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferraillage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du R.P.A qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferraillage minimum du R.P.A 99/Version 2003 est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. Nous déduisons que le R.P.A 99/Version 2003 favorise la sécurité avant l'économie.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Ce chapitre aborde l'étude de l'infrastructure qui est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

VI.2. Fondation

Nous appelons une fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain, elle transmet toutes les charges permanentes et variables au sol, dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure. Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeurs, il s'agira de fondations profondes.

Il existe plusieurs types des fondations :

- a. Fondation superficielle
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
 - Radier générale
- b. Fondation profondes (semelle sous pieux)

VI.2.2. Combinaisons des charges

Selon le R.P.A 99/ version 2003 Article 10.1.4.1, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

- $G + Q + E$
- $0,8G \pm E$

D'après le D.T.R BC.2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec la contrainte admissible : $\sigma_{\text{sol}} = 1,5$ bars, nous pouvons déterminer le système de fondation à adopter.

VI.2.3. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal, charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction ou dynamique
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2.4. Choix de type de fondation

Pour le choix de type de fondation à prévoir, des critères ont été prises en considération :

- Le poids de la structure ;
- La capacité portante de sol ;
- L'économie dans la réalisation ;
- La facilité et la rapidité d'exécution ;
- Stabilité total de l'ouvrage ;
- Type d'ouvrage à construire.

VI.2.5. Détermination du type de fondation

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure, nous avons déterminé les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que fondations superficielles pour les poteaux, et des semelles continues pour les voiles. Si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante (environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) nous pouvons estimer qu'économiquement, il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles.

Sous voiles, nous pouvons homogénéiser le système et d'adopter des semelles filantes pour l'ensemble. De ce fait nous adoptons un système homogène semelles filantes.

VI.2.6. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$

Pour cette vérification nous avons pris la semelle la plus sollicitée.

- L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logicielle ETABS : N
- Surface d'appui de la semelle : S

- Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$

VI.2.6.1. Vérification des semelles isolées pour le bloc A

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc : $S = B^2$.

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{625,45}{150} = 4,17 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{b}{a}} S = 1,47 \text{ m}$$

$$A = \frac{a}{b} B = 2,93 \text{ m}$$

AN : B = 1,67 m et A = 2,5 m

VI.2.6.2. Vérification des semelles isolées pour le bloc B

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{524,54}{150} = 3,50 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{b}{a}} S = 1,53 \text{ m}$$

$$A = \frac{a}{b} B = 2,29 \text{ m}$$

AN : B = 1,53 m et A = 2,29 m

VI.2.6.3. Vérification des semelles isolées pour le bloc C

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{824,55}{150} = 5,50 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{b}{a}} S = 1,85 \text{ m}$$

$$A = \frac{a}{b} B = 2,97 \text{ m}$$

AN : B = 1,91 m et A = 2,87 m

VI.2.6.4. Vérification des semelles isolées pour le bloc D

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{455,48}{150} = 3,04 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{b}{a}} S = 1,74 \text{ m}$$

$$A = \frac{a}{b} B = 1,74 \text{ m}$$

AN : B = 1,74 m et A = 1,74 m

D'après les résultats obtenus on constate un risque d'un chevauchement entre les semelles dans les blocs A et C, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.2.7. Vérification des semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Nous devons vérifier que :

La surface totale nécessaire pour la semelle est :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N}{S} \quad \text{Avec : } S = B \times L$$

- Effort de chaque file de poteaux : $N = \sum N_i$
- Largeur de la semelle : B
- Longueur de la file considérée : L

VI.2.7.1. Vérification des semelles filantes pour le bloc A

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour le bloc A

Tableau VI.1: Sollicitations de bloc A sens x-x

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
<i>1</i>	<i>1761,66</i>	<i>13,20</i>	<i>0,89</i>	<i>1,20</i>	<i>15,84</i>
<i>2</i>	<i>1847,91</i>	<i>13,20</i>	<i>0,93</i>	<i>1,20</i>	<i>15,84</i>
<i>3</i>	<i>651,71</i>	<i>10,00</i>	<i>0,43</i>	<i>1,20</i>	<i>12,00</i>

Tableau VI.2: Sollicitations de bloc A sens y-y

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
<i>A</i>	<i>777,72</i>	<i>10,55</i>	<i>0,49</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>B</i>	<i>1329,17</i>	<i>10,55</i>	<i>0,84</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>C</i>	<i>1347,58</i>	<i>10,55</i>	<i>0,85</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>D</i>	<i>644,46</i>	<i>10,55</i>	<i>0,41</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>

VI.2.7.2. Vérification des semelles filantes pour le bloc B

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour le bloc B

Tableau VI.3: Sollicitations de bloc B sens x-x

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
<i>1</i>	<i>2648,59</i>	<i>19,60</i>	<i>0,90</i>	<i>1,20</i>	<i>23,52</i>
<i>2</i>	<i>2700,41</i>	<i>19,60</i>	<i>0,92</i>	<i>1,20</i>	<i>23,52</i>
<i>3</i>	<i>1875,46</i>	<i>19,60</i>	<i>0,64</i>	<i>1,20</i>	<i>23,52</i>

Tableau VI.4: Sollicitations de bloc B sens y-y

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
<i>A</i>	<i>629,66</i>	<i>10,55</i>	<i>0,40</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>B</i>	<i>1324,02</i>	<i>10,55</i>	<i>0,84</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>C</i>	<i>1062,15</i>	<i>10,55</i>	<i>0,67</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>D</i>	<i>1181,70</i>	<i>10,55</i>	<i>0,75</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>E</i>	<i>1062,87</i>	<i>10,55</i>	<i>0,67</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>F</i>	<i>1324,66</i>	<i>10,55</i>	<i>0,84</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>G</i>	<i>639,40</i>	<i>10,55</i>	<i>0,40</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>

VI.2.7.3. Vérification des semelles filantes pour le bloc C

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour le bloc C

Tableau VI.5: Sollicitations de bloc C sens x-x

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
<i>1</i>	<i>589,07</i>	<i>10,55</i>	<i>0,37</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>2</i>	<i>1450,39</i>	<i>10,55</i>	<i>0,92</i>	<i>1,20</i>	<i>12,66</i>
<i>3</i>	<i>1876,93</i>	<i>18,25</i>	<i>0,69</i>	<i>1,20</i>	<i>21,9</i>
<i>4</i>	<i>557,44</i>	<i>5,30</i>	<i>0,70</i>	<i>1,20</i>	<i>6,36</i>
<i>5</i>	<i>2196,27</i>	<i>23,25</i>	<i>0,63</i>	<i>1,20</i>	<i>27,9</i>
<i>6</i>	<i>2715,12</i>	<i>23,25</i>	<i>0,78</i>	<i>1,20</i>	<i>27,9</i>
<i>7</i>	<i>2323,76</i>	<i>23,25</i>	<i>0,67</i>	<i>1,20</i>	<i>27,9</i>
<i>8</i>	<i>1689,06</i>	<i>16,45</i>	<i>0,68</i>	<i>1,20</i>	<i>19,74</i>

Tableau VI.5: Sollicitations de bloc C sens y-y

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
<i>A</i>	<i>2015,39</i>	<i>17,70</i>	<i>0,76</i>	<i>1,20</i>	<i>21,24</i>
<i>B</i>	<i>3762,39</i>	<i>22,20</i>	<i>1,13</i>	<i>1,40</i>	<i>31,08</i>
<i>C</i>	<i>743,07</i>	<i>6,80</i>	<i>0,73</i>	<i>1,20</i>	<i>8,16</i>
<i>D</i>	<i>2568,09</i>	<i>15,80</i>	<i>1,08</i>	<i>1,20</i>	<i>18,96</i>
<i>E</i>	<i>2727,97</i>	<i>15,80</i>	<i>1,15</i>	<i>1,40</i>	<i>22,12</i>
<i>F</i>	<i>1580,65</i>	<i>14,85</i>	<i>0,71</i>	<i>1,20</i>	<i>17,82</i>

VI.2.7.4. Vérification des semelles filantes pour le bloc D

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour le bloc D

Tableau VI.6: Sollicitations de bloc D sens x-x

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
1	637,38	10,70	0,40	1,20	12,84
2	1399,80	10,70	0,87	1,20	12,84
3	590,72	10,70	0,37	1,20	12,84
4	265,94	10,70	0,17	1,20	12,84

Tableau VI.7: Sollicitations de bloc D sens y-y

<i>Files</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>	<i>S (m2)</i>
A	479,06	12,60	0,25	1,20	15,12
B	967,86	12,60	0,51	1,20	15,12
C	967,86	12,60	0,51	1,20	15,12
D	479,06	12,60	0,25	1,20	15,12

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

Pour le bloc A :

- Surface totale des semelles = 94,32m² (S_s).
- Surface total du bloc A = 139,26 m² (S_b).

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \rightarrow \frac{94,32}{139,26} = 68\% > 50\% \dots\dots \text{CNV}$$

Pour le bloc B :

- Surface totale des semelles = 159,18m² (S_s).
- Surface total du bloc B = 206,78 m² (S_b).

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \rightarrow \frac{159,18}{206,78} = 77\% > 50\% \dots\dots \text{CNV}$$

Pour le bloc C :

- Surface totale des semelles = 276,4m² (S_s).
- Surface total du bloc C = 516,15 m² (S_b).

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \rightarrow \frac{276,4}{516,15} = 54\% > 50\% \dots\dots \text{CNV}$$

Pour le bloc D :

- Surface totale des semelles = 111,84m² (S_s).
- Surface total du bloc D = 134,82 m² (S_b).

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \rightarrow \frac{111,84}{134,82} = 83\% > 50\% \dots\dots CNV$$

VI.3. Etude du Radier général**VI.3.1. Définition du radier**

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

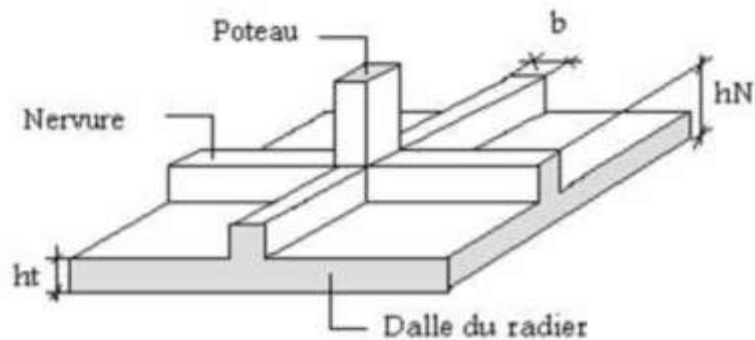


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.2. Pré dimensionnement et ferrailage du radier général

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec : G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

❖ Combinaison d'actions

- L'E.L.U : $N_U = 54103,31 \text{ KN} = 5410,331 \text{ t}$
- L'E.L.S : $N_{ser} = 39191,6 \text{ KN} = 3919,16 \text{ t}$

Surface minimale du radier

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{39191,6}{150} = 261,28 m^2$$

$$S_b = 974,03 m^2 > S_{rad} = 261,28 m^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une

Surface d'assise : **S=1058,31m²**.

❖ Épaisseur du radier (h)

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ Critère de rigidité :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{ avec : } L = 685 \text{ cm}$$

$$27,4 \leq d \leq 34,25 \text{ cm} \dots \dots \dots (01)$$

✓ Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1m \cdot (5410,331 / 1058,31) \cdot 6,85}{2} = 17,509 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{17,509 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 11,672 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on aura $d \geq 11,672 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d + c = 11,672 + 5 = 16,67 \text{ cm}$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$.

On prend : $h = 45 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$

VI.4 Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 76 \text{ cm} \leq h \leq 110 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : **h = 80cm, d=72cm, b = 40cm**

VI.4.1. Vérification des contraintes**✓ Poids propre du radier :**

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (hr \times Sr + hp \times bp \times \sum Li)$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5(0,45 \times 1058,31 + 0,8 \times 0,4 \times 422,25)$$

$$G_{\text{radier}} = 1528,39t$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 3919,16 + 1528,39 = 5447,55 t$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5447,55}{1058,31} = 5.14t/m^2 < 15 t/m^2 = 1,5 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.4.2. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,80)^3/12 = 0,017 m^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 t/m^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,4m$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 400 t/m^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,023}{400 \times 0,4}} = 8,33 m$$

$$L_{\text{max}} = 8,33m < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 13,08m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VI.4.3. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u_{voil}} = 1679,51 \text{ KN}$ effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20+2,8+2 \times 0,0) = 6 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 6 \times 0,80 \times 25000}{1,5} \leq 3600 \text{ Kn}$$

$N_u = 1679,51 \text{ KN} \leq 3600 \text{ KN}$condition vérifiée

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u_{pot}} = 1142,29 \text{ kN}$ effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$u_c = 2(2 \times 0,55 + 2 \times 0,45) = 4 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4 \times 0,45 \times 25000}{1,5} \leq 1350 \text{ Kn}$$

$N_u = 1142,29 \text{ KN} \leq 1350 \text{ KN}$condition vérifiée.

VI.4.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_{u-T} = N_u + 1,35G_{\text{radier}}$$

$$N_U = 5410,331 + 1,35(1655,07) = 7644,67 \text{ t}$$

$$Q = G_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_r} = 5,11 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,45 = 1,125 \text{ t/m}^2$$

$$Q = G_{\text{max}} - G_{\text{radier}} = 3,985 \text{ t/m}^2$$

$$Q = G_{\text{max}} = \frac{N_s}{S_r} = 3,70 \text{ t/m}$$

$$Q = G_{\text{max}} - G_{\text{radier}} = 2,578 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 3,985 \text{ t/m}^2$$

VI.5. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **B.A.E.L 91 modifier 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce

VI.5.1.Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur

Unité (1ml) et ont pour valeurs :

Dans le sens de la grande portée $M_{0x} = \mu_x \times Q \times L_x^2$

Dans le sens de la petite portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients fonction de α et v' (v' prend 0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS)
(Cours béton armé B.A.E.L 91 modifier 99).

VI.5.2. Détermination des efforts

$L_y = 4,10m$ $L_x = 6,25m$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{6,25} = 0,65 > 0,4$$

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

Tableau VI. 8: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L _x (m)	L _y (m)	A	Sens(x)			Sens (y)				
			μ_x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ_y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
4,1	6,25	0,65	0,0745	4,99	4,24	2,5	0,369	1,84	1,57	0,92

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx}=4,24 \text{ t.m} \quad h=45\text{cm} \quad d=40\text{cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\sigma_b=14,16 \text{ Mpa} \quad \sigma_s=348\text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4,24 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,019 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,62\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{4,24 \times 10^4}{39,62 \times 348} = 3,08\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12 cm² / ml** , **A = 5,65cm²/ml**, **S_t = 15 cm**

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty}=1,57 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1,57 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \alpha = 0,0087$$

$$Z = 39,86\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,57 \times 10^4}{39,86 \times 348} = 1,13\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T12 =5,65cm²**, avec un espacement de **15 cm**.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2,5 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,0011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0011 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,78\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,5 \times 10^4}{39,78 \times 348} = 1,81\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **6T12** avec un espacement de **15cm**.

❖ **Sens-Y**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,92 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0022 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^4}{39,92 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **6T12** avec un espacement de **15cm**.

VI.5.3. Vérification de l'espacement

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VI.5.4. Vérification des contraintes à ELS :

En travée

✓ Sens X: $M_{ser} = 4,24 \text{ t.m}$

Tableau VI.09 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	42,4KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 68 \text{ cm}^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 68} = 7,43 \text{ cm}$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2$ $= 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.41Mpa/cm

	$K = \frac{16.8 \times 10^3}{103575,63}$	
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0.16 \times 7.43$	3.04Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.16(40 - 7,43)$	199Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,04 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201.63) = 201.63 MPa$	199, < 201.63

Sens Y: $M_{ser}=1,57 \text{ t.m}$

Tableau VI.10 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	15,7KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8cm^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43cm$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2$ $= 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{8.60 \times 10^3}{103575,63}$	0,15Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,083 \times 7.43$	1,13Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,083(40 - 7,43)$	74,05Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	1,13 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201.63) = 201.63MPa$	74,05 < 201.63

En appuis

➤ Sens X

Ma=0,99t.m

Tableau VI.11 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	25KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 0,85cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8cm^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43cm$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 5,65(40-7,43)^2 = 135075,20cm^4$	103575,629cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$ $K = \frac{25.10^3}{135075,20}$	0,024Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,024 \times 7,43$	1,79MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,024(40-7,43)$	117,92MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1,79 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	117,92 < 201.63

➤ Sens-Y

Ma=0,92t.m

Tableau VI.12 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	9,2KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 40 = 92,8cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 92,8} = 8,54cm$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(8,54)^3/3) + 15 \times 7,70(40 - 8,54)^2 = 135075,20cm^4$	103575,629cm
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{5,05 \times 10^3}{135075,20}$	0,088Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,037 \times 8,54$	0,66MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,037(40 - 8,54)$	43,39MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	0,66 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	43,39 < 201.63

➤ En travée :

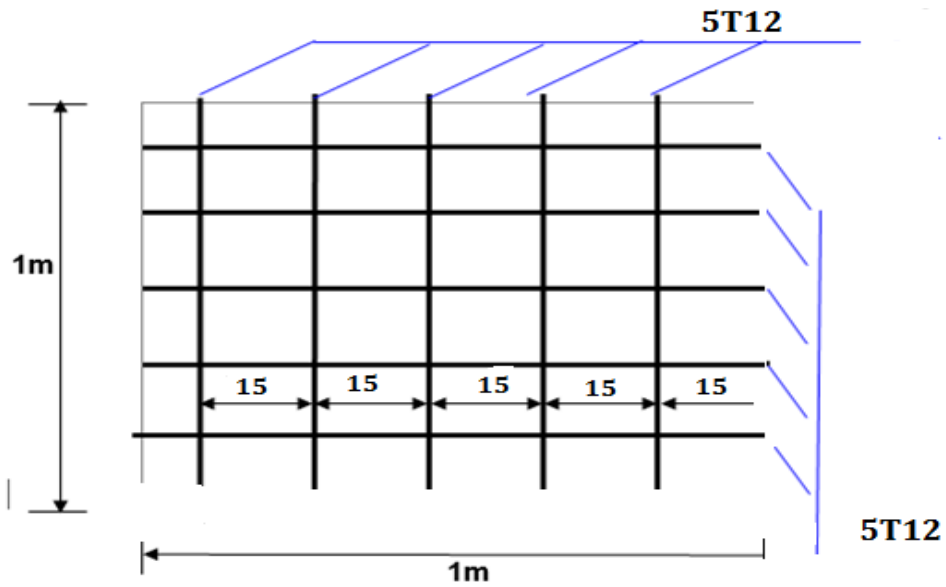


Figure VI.2 : Ferrailage du radier général

➤ En appuis :

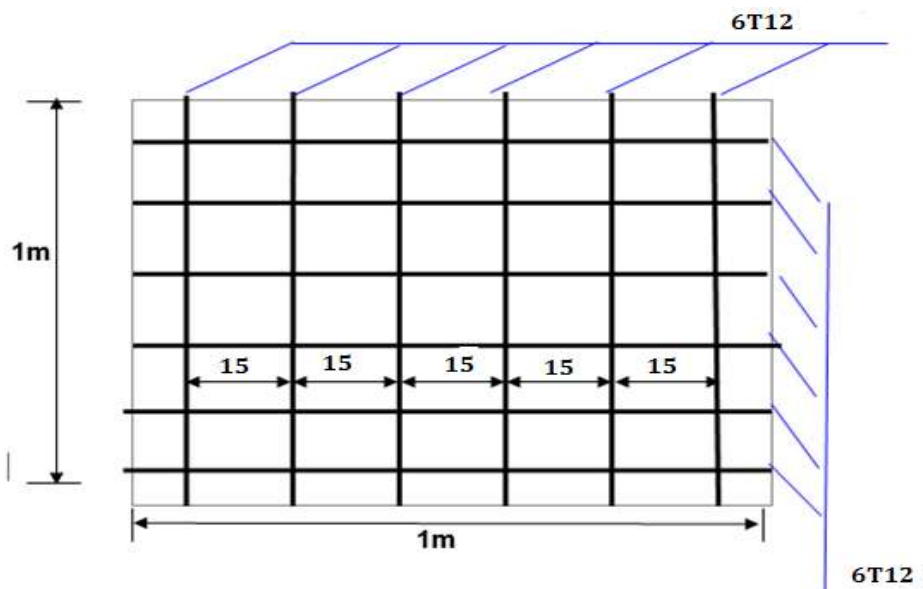


Figure VI.3 : Ferrailage du radier général

VI.6. Ferrailage de poutre de libage

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VI.6.1. Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

➤ Calcul de Q

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4,10\text{m}$

$Ly_1 = 6,25\text{m}$

$Lx_2 = 4,10\text{m}$

$Q = 3.985 \text{ t/m}^2$

$$\text{Donc : } Q' = \frac{3.985}{2} \left[\left(1 - \frac{4,10^2}{3 \times 6,25^2} \right) . 4,10 + \left(1 - \frac{4,10^2}{3 \times 6,25^2} \right) . 4,10 \right] = 13,99 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{13,99 \times 6,25^2}{8} = 68,31 \text{ t.m}$$

VI.6.2. Calcul du ferrailage

➤ **En travée**

$M_t = 0,85 M_0 = 0,85(68,31) = 58,06 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58,06 \times 10^4}{40 \times 72^2 \times 14,16} = 0,198 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,198 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,28$$

$$\beta = 0,89$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58,06 \times 10^4}{0,89 \times 72 \times 348} = 26,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T20+8T16 = 28,65 cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 68,31 = 34,16 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,16 \times 10^4}{40 \times 72^2 \times 14,16} = 0,116 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,116 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,155$$

$$\beta = 0,938 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,16 \times 10^4}{0,938 \times 72 \times 348} = 14,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **8T16=16,08cm²**

• **Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 68,31 = 13,66 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,66 \times 10^4}{40 \times 72^2 \times 14,16} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \alpha = 0,06$$

$$\Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,66 \times 10^4}{0,976 \times 72 \times 348} = 5,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T14+4T12=10,68cm²**

VI.6.3. Sens transversal

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 3,985 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 4,10 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 3,985 \times 4,10 = 10,89$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{10,89 \times 4,10^2}{8} = 22,88 \text{ t.m}$$

VI.6.4. Calcul du ferrailage**➤ En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 22,88 = 19,45 \text{ t.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19,45 \times 10^4}{40.(72)^2 \times 14,16} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,066 \Leftrightarrow \alpha = 0,085 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{19,45 \times 10^4}{0,966.72.348} = 8,04 \text{ cm}^2.$$

On adopte 12T12=13,57cm²

➤ En appuis :**• Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5 \times 22,88 = 11,44 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,44 \times 10^4}{40.(72)^2 \times 14,16} = 0,039 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,039 \rightarrow \alpha = 0,049 \Leftrightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{11,44 \times 10^4}{0,98.72.348} = 4,66 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8T12=9,05cm²**

• Appuis de rive :

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 22,88 = 4,58 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,58 \times 10^4}{40.(72)^2 \times 14,16} = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,02 \Leftrightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4,58 \times 10^4}{0,99.72.348} = 1,85 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4T12+4T10=7,66cm²**

VI.6.5. Armature de peau

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,4 + 0,80) = \mathbf{7,2 \text{ cm}^2}$$

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,40) \text{ m}^2$, on a :

Soit : 4T16, $A_s = 8,03 \text{ cm}^2$

VI.7. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 58,88 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{58,88}{40 \times 72 \times 100} = 2,04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

✓ **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 40 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

Diamètre : on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min(20; 14,4) = 10 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(2,04 - 0,3 \times 2,1) \times 40 \times 10}{0,8 \times 400} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10, $A = 3,84 \text{ cm}^2$.

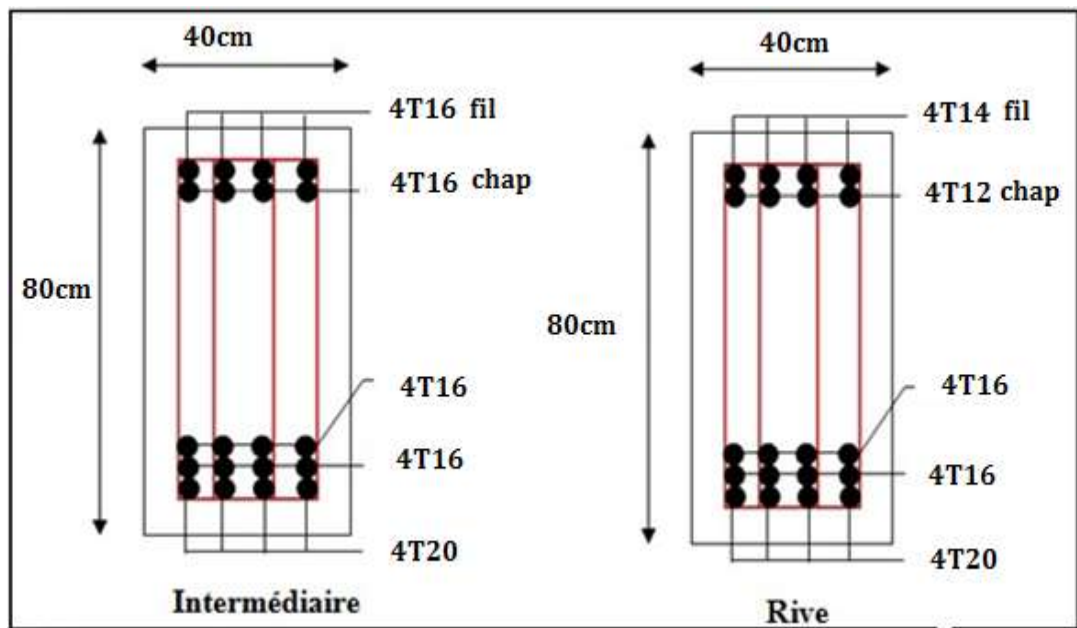


Figure VI.4: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

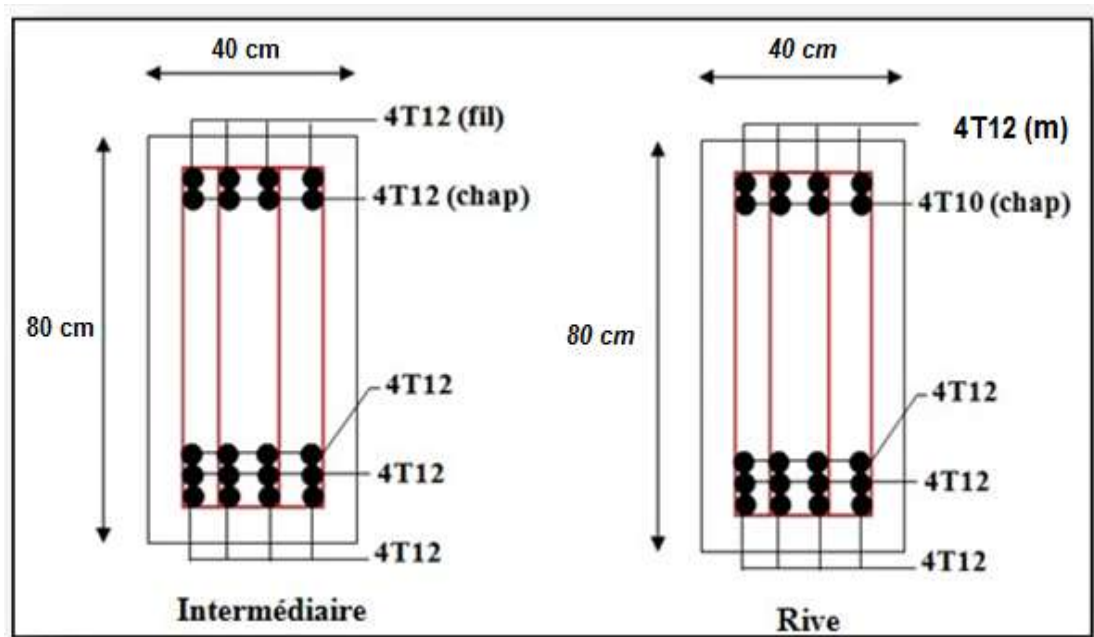


Figure VI.5 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

VI.8.Conclusion

Après le pré-dimensionnement des semelles (isolée, filantes), on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles dans les deux Blocs (A et C), ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas. Vu les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, un radier général a été opté comme type de fondations.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul d'un établissement scolaire en R+3 contreventé par un système mixte voiles portiques en béton armé, nous a permis d'exploiter toutes les connaissances acquises durant les années de spécialité en Génie Civil, tout en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes existés, et qui nous a permis d'avoir des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cet étude.

En effet, nous avons pu assimiler les méthodes et les formules de calcul en béton armé pour le ferrailage des différents éléments de la structure à savoir : poteaux, poutres, voiles et fondations.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie ;

La résistance : vu les résultats de calcul obtenus, notre structure assure toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

La sécurité : toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (B.A.E.L 91- R.P.A 99) ont été satisfaisantes.

L'économie : étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

L'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement l'ETABS et AUTO CAD, nous a permis d'optimiser éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

En fin nous espérons que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle et que cette soit appréciée à sa juste valeur et qu'elle va servir un guide et un modèle pour futures promotions.

➤ **OUVRAGES**

- **CGS. (Décembre 1993).** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
- **CGS. (Octobre 1988).** DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.
- **CGS. (2003).** Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003
- **Eyrolles. (Décembre 1992).** BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Eyrolles. (2000 3eme édition).** Règles BAEL 91 modifiées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- **Eyrolles. JEAN Perchat. JEAN Roux.(Juillet 1999).** Pratique du B.A.E.L 91.
- **Eyrolles. JEAN Perchat . JEAN Roux. (Juillet 1999).** Maitrise du BAEL 91 et des DTU associés.

➤ **COURS ET RAPPORTS**

- **BOUBKEUR Toufik. (2016).**Cours de béton armé 3^{ème}.
- **EL KOMIRY Zakaria. (2015).** Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL.

➤ **MÉMOIRES ET THESES**

- **ZERADNA AMEUR. BELHAJ BELGACEM ABDELOUAHID. (Juin 2015).** 2000 places pédagogiques faculté des sciences économiques, commerciales et des sciences des gestions à Tiaret :
- Blocs pédagogique et deux amphis (200 et 300 places). Université Ibn Khaldoun de Tiaret.
- **AMRAOUI Slimane. GHANI Hadj. (2006).** Etude d'un bâtiment en r+10 composé de trois blocs, université Ibn Khaldoun de Tiaret.
- **GHERROUS Mohamed Keireeddine, MAKRANI Mohamed El Amine. (2015).** Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation, centre universitaire de Tissemsilt.
- **MEKDOUD Mohammed, Nadir Lakhdar ,** Etude d'un bloc pédagogique R+2 avec entre sol pour un lycée localisé a Tissemsilt. , centre universitaire de Tissemsilt
- **MOULAY Assia. (2018).** Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation de forme irrégulière, centre universitaire de Tissemsilt.

- **BRAHIMI Nadia , CHERITI Wahiba ,(2021) ,Étude de l'effet du nombre d'étages sur le comportement des structures des bâtiments, centre universitaire de Tissemsilt**
- **SLIMANI Ilyas, MADANI Hicham. (2018). Etude architecture et béton armé d'un lycée de 800 places à Boujlida, université Abou Bekr Belkaid Tlemcen.**

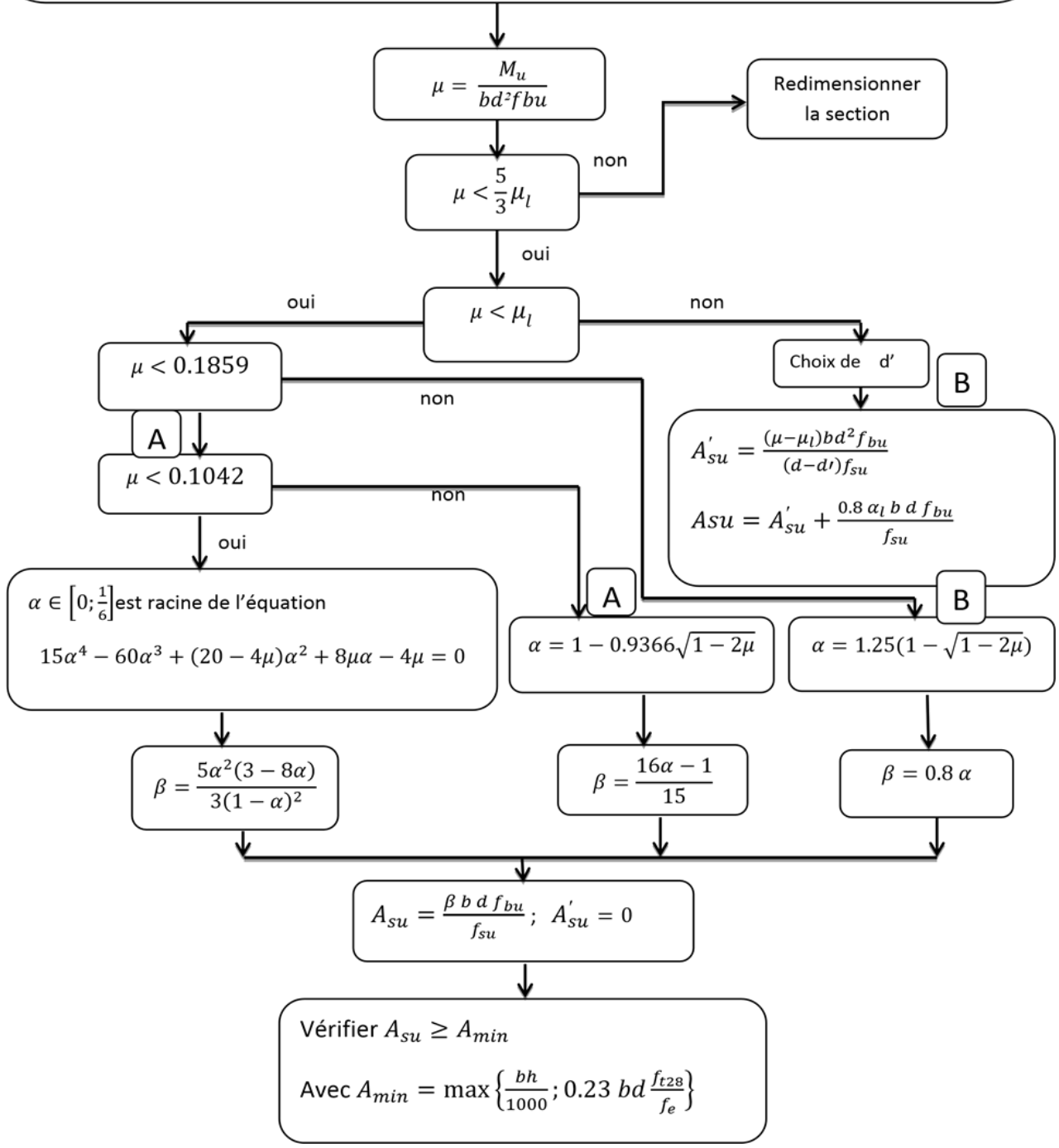
ANNEXES

– **Tableau de ferrailage**Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm.

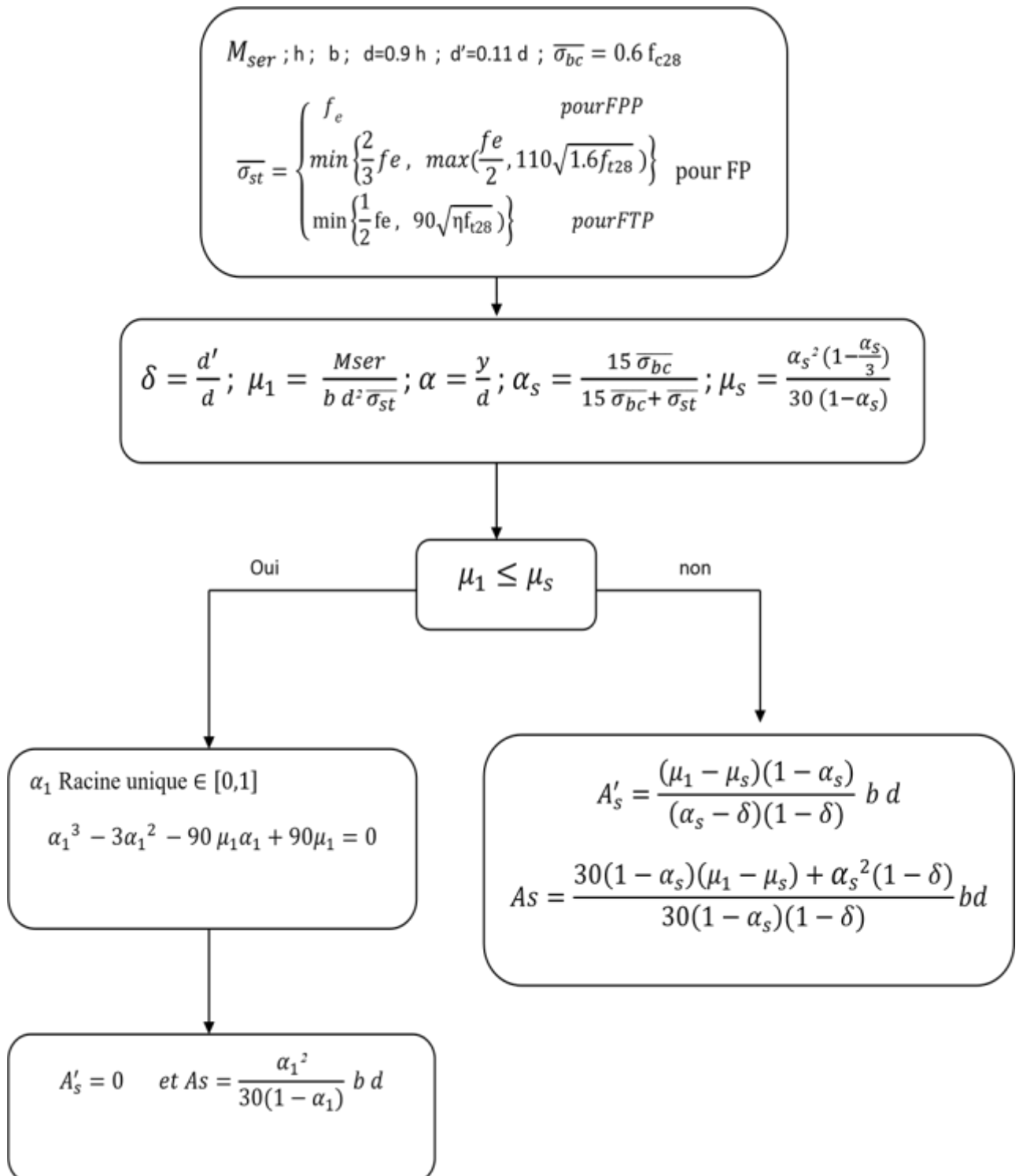
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

- Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R

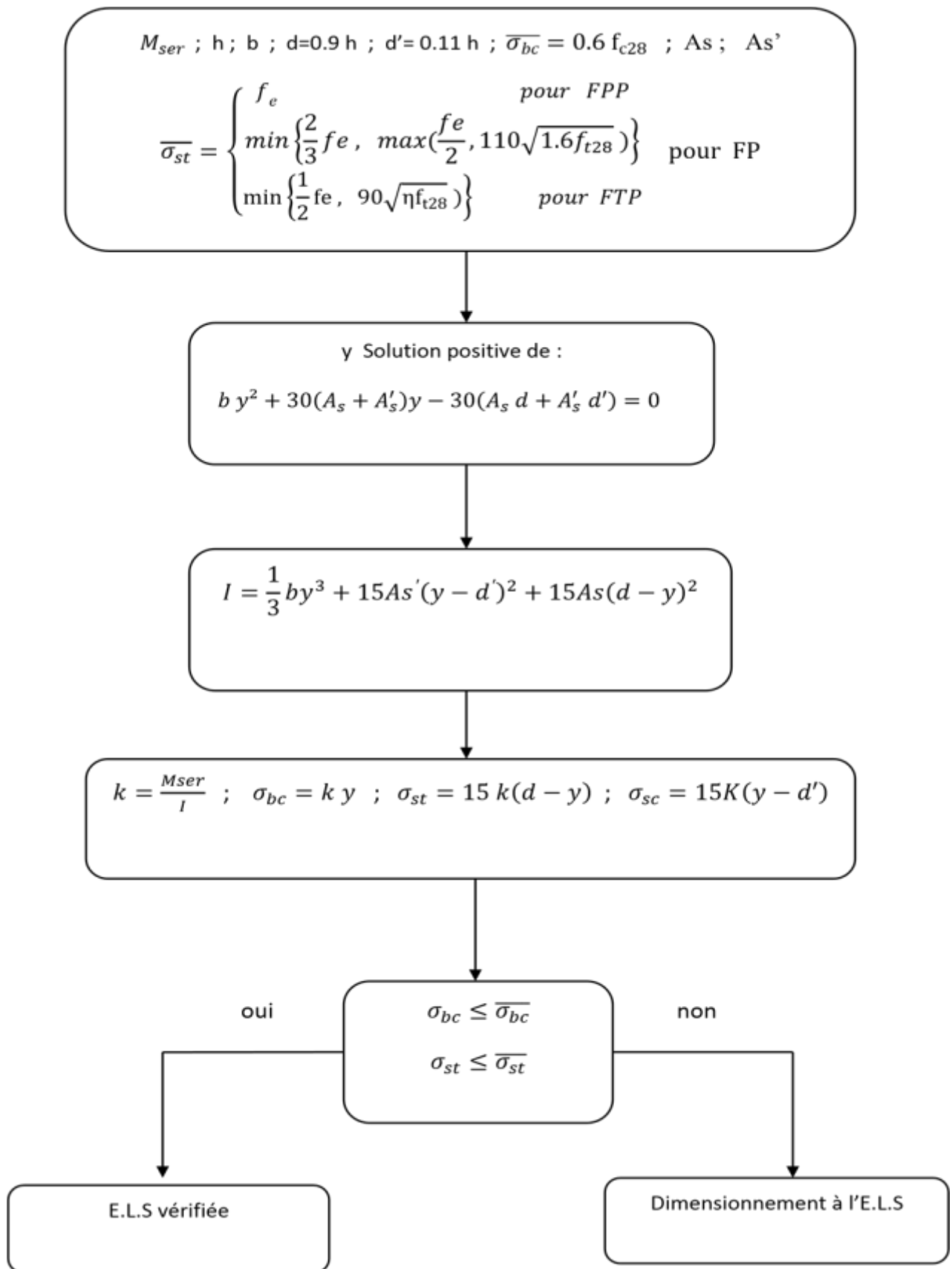
$\mu_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases}$ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action
 $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 MPa ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/00) ; \alpha_l = \frac{7}{7+2\varepsilon_l} ;$
 $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$



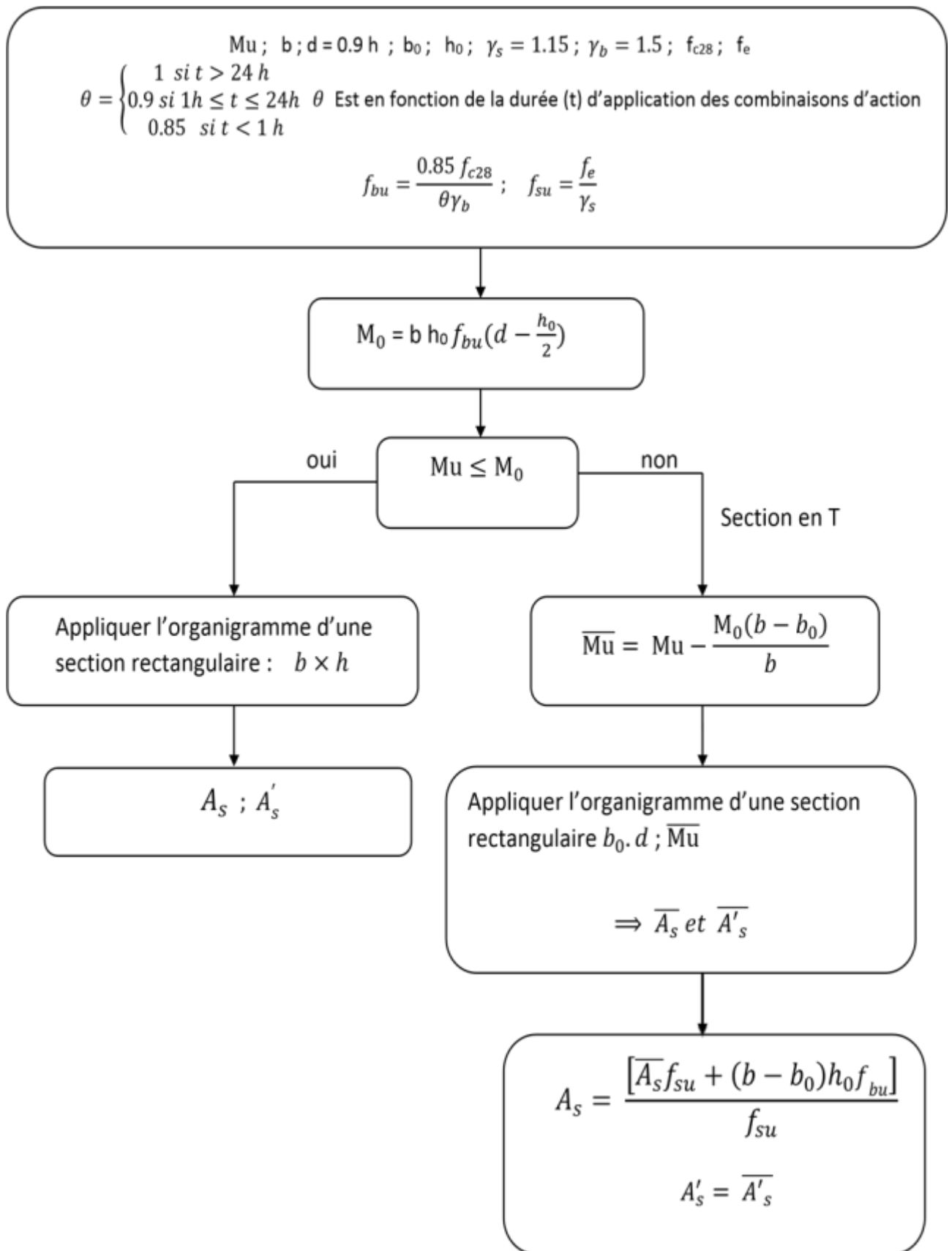
– Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.S



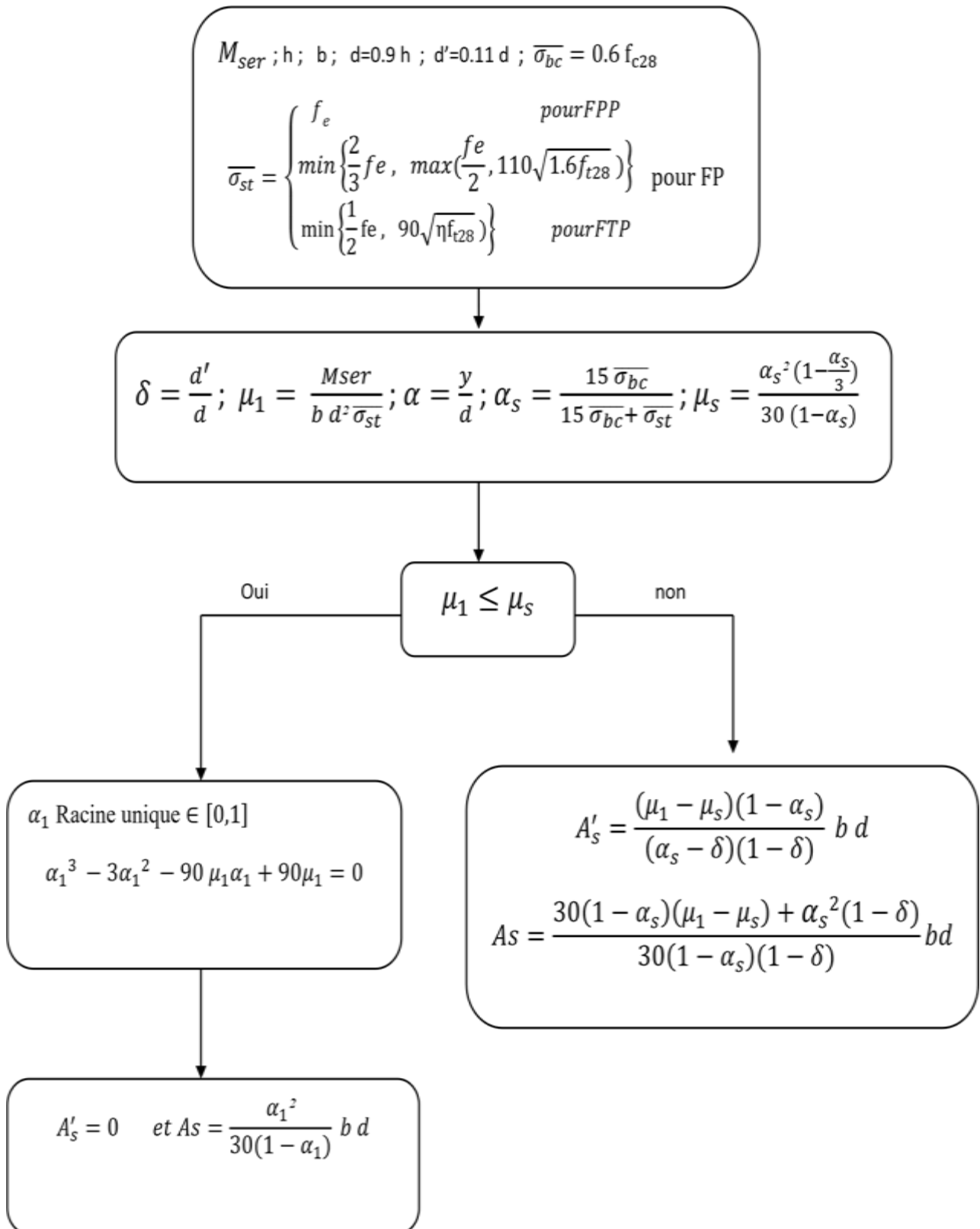
– Vérification d'une section rectangulaire à l'E.L.S



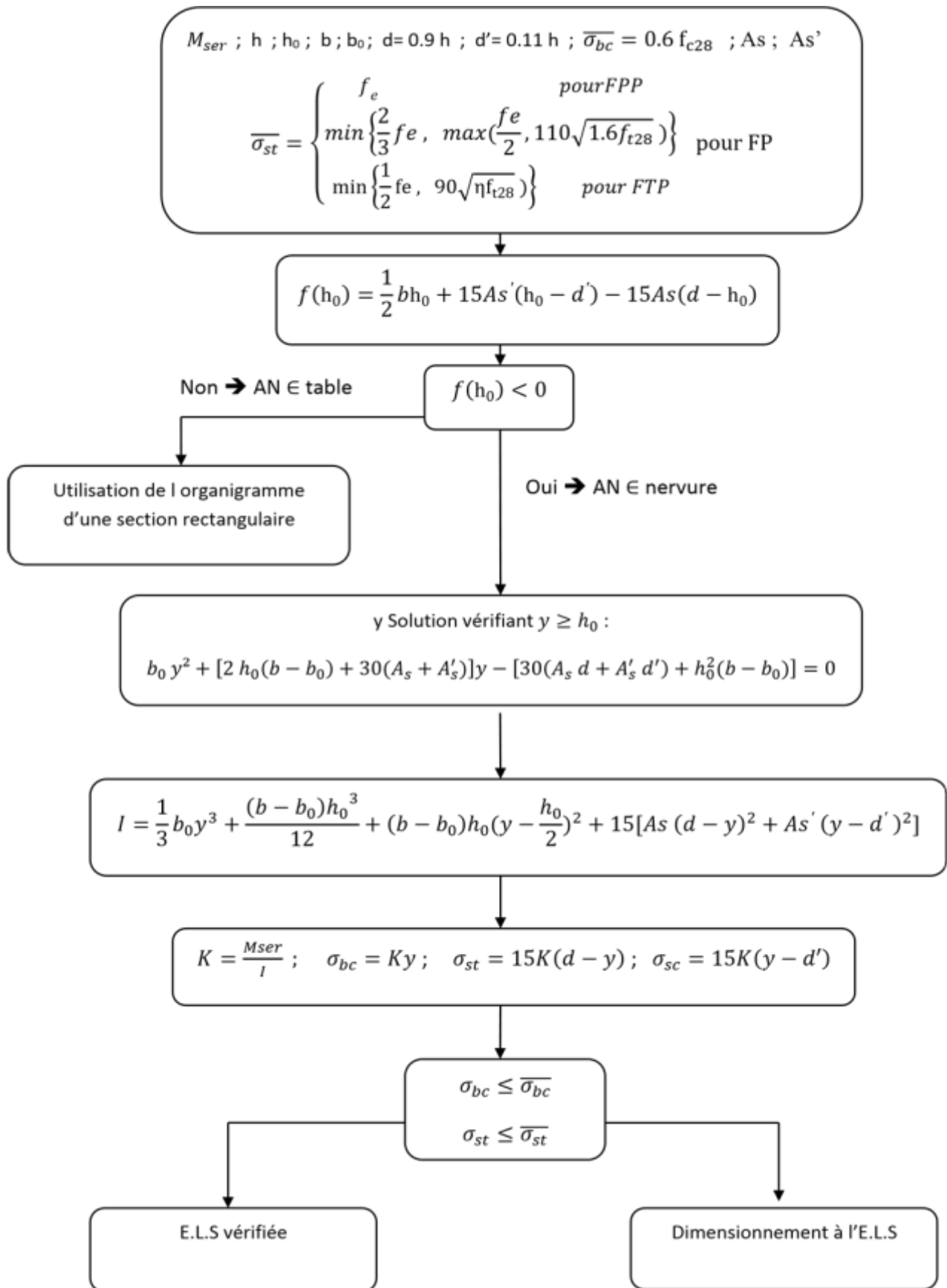
– Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U.R



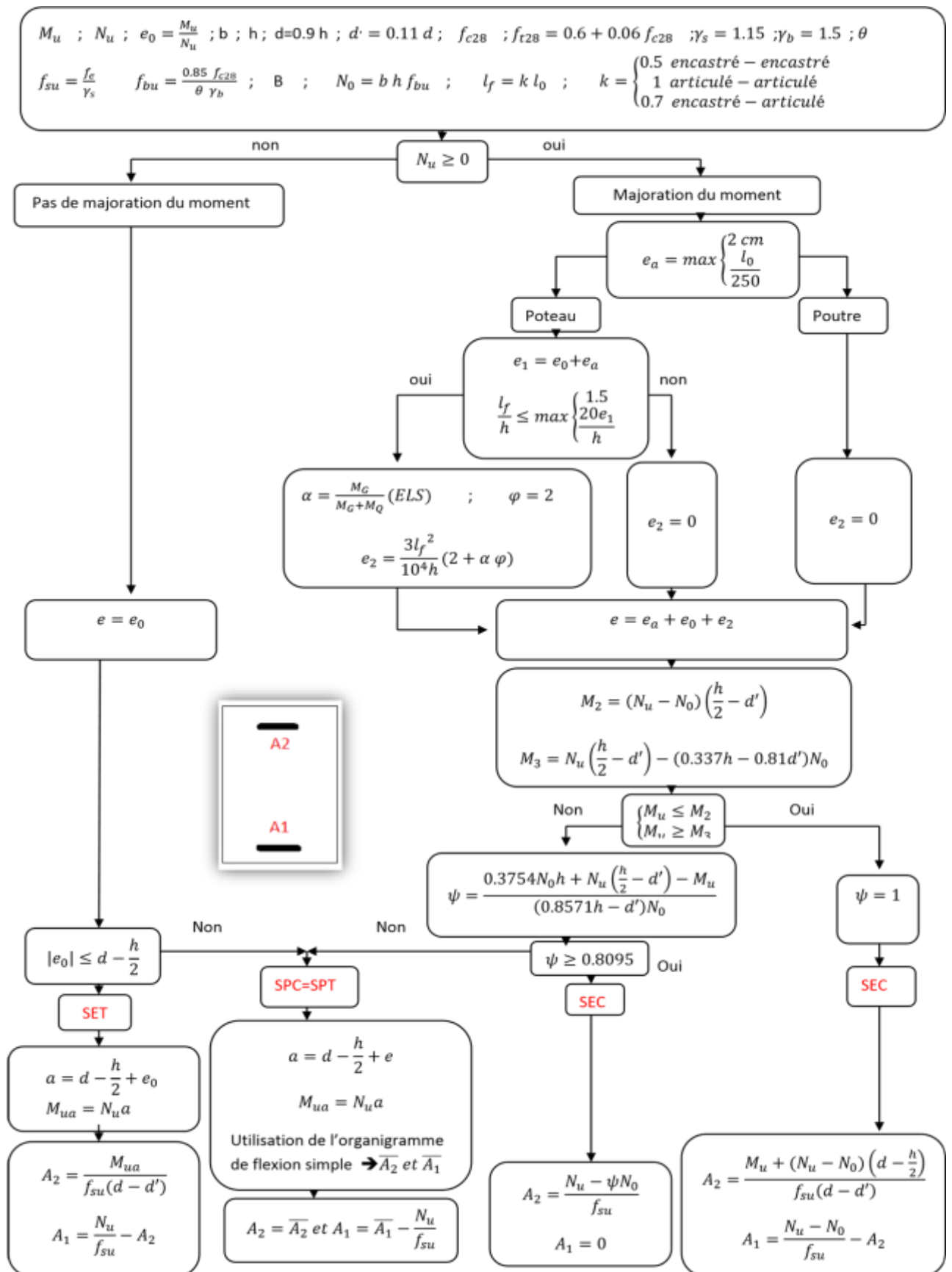
– Flexion simple d'une section en T à l'E.L.S



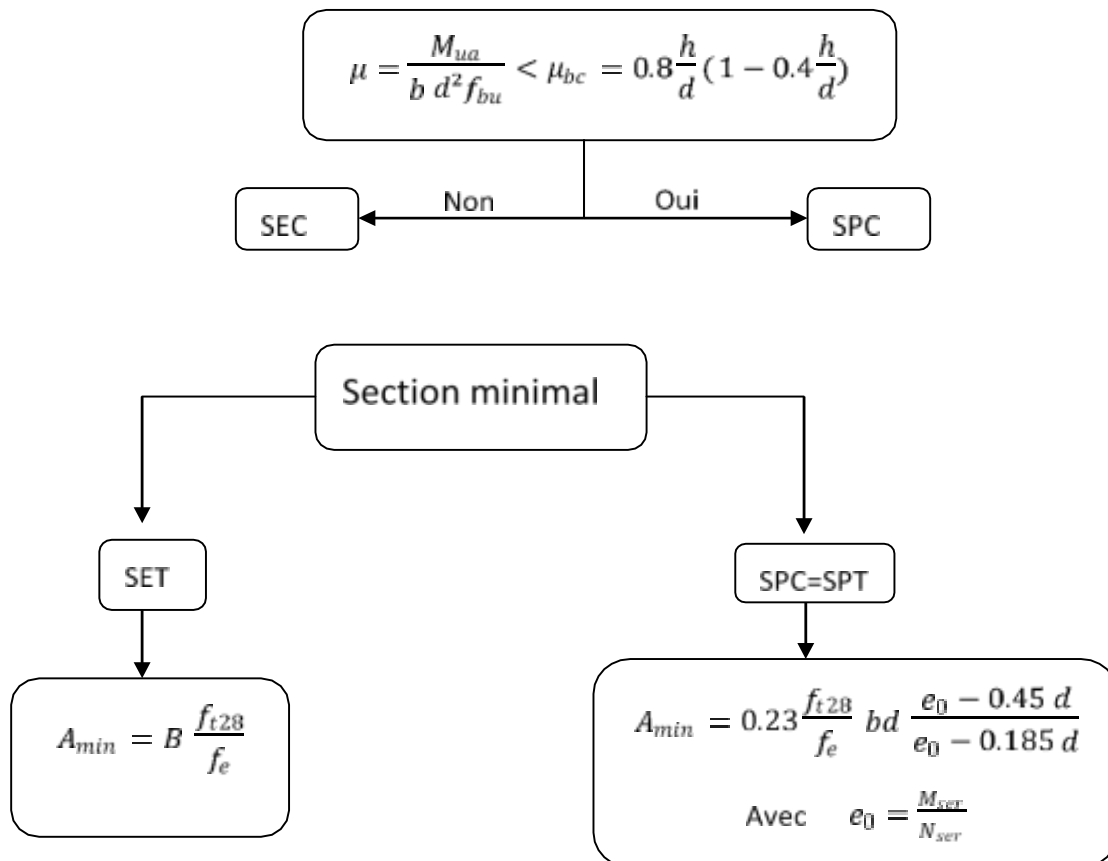
– Vérification d'une section en T à l'E.L.S



– Flexion composée d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R



Remarque :



PLANS
