

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de *MASTER*
Spécialité : structure

Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation (R+5)

Réalisé par :

SEDRATI WISSAME
SOUIKI SONIA

Soutenu devant le jury :

Dr. TIOUA Tahar
M. RABEHI Moustefa
M. BENZAID Mahedi

Président et examinateur
Examinateur
Promoteur

Année universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous tenons particulièrement à remercier avant tous, notre créateur Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour élaborer et finaliser.

Nous remercions notre monsieur BENZAID MEHDI pour son soutien.

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner notre travail.

Nos remerciements les plus profondes pour nos chères familles pour leur soutien moral et leurs encouragements.

DEDICACE

Je dédie ce travail :

A ma mère , mon chère dieu Rabi yrhamha ,

A mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

A mon très cher frère et soeur,

A toute la famille SOUIKI,

A tous mes amis sans aucune exception,

A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire,

A l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de master2 de génie civil.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

« SOUIKI Sonia ».

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, qui m'ont encouragé et Soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation et qui ont toujours été là pour moi,

A tous mes frères : Dhiya ; Siradj ; Walae,

A toute la famille **SEDRATI** et **OMAROUAYACHE**,

A mon cher binôme Sonia et sa famille,

A tous mes amies proches : Rayane ; Asma ; Maissa ; Hala, et à l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de 2021 de Génie civil,

A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite et toutes les personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études.

« **SEDRATI Wissame** ».

Listes des symboles et notations

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone.
A_s	Section d'armature dans le poteau.
A_{ser}	Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversal.
A×B	Section du poteau.
B	Largeur de la semelle.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite du poteau.
C	Cohésion.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.
D	facteur d'amplification dynamique moyen.
E	Module d'élasticité du béton.
E	Action accidentelle (séismes, incendies, chocs).
E	Module d'élasticité du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_{ij}	Module de déformation instantanée.
E_{vj}	Module de déformation différé.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
ELA	Etat limite accidentelle.
f_i	La flèche totale.
\bar{f}	La flèche admissible.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

f_{t28}	La résistance caractéristique à la traction donnée par (MPa).
f_{bu}	La contrainte ultime à la compression du béton.
f_{ij}	La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
f_e	Contrainte limite élastique des aciers.
I	Moment d'inertie.
I_x	Moment d'inertie suivant xx.
I_y	Moment d'inertie suivant yy.
G	Charges permanentes (poids propre de la structure, les équipements fixes).
G	Action permanente.
K	Coefficient de raideur du sol.
L	Portée de la travée.
L	Longueur de la semelle.
L_t	Longueur de la zone tendue.
L'_e, L'_w	Longueur fictive.
L_{max}	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M_a	Moment sur appui.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_s	Moment de calcul de service.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
M_e	Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
M_w	Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_e	Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
N	L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ROBOT.
N	L'effort normal transmis à la base.
N_i	L'effort normal provenant du poteau « i ».
N_u	L'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.
N_u	Effort normal maximal à l'ELU.
P	Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).
Q	facteur de qualité.
Q	Charges variables (exploitations, climatiques, les effets due à la température).
R	Coefficient de comportement global de la structure.
S_t	Espacement des armatures transversales.
S	La surface d'appui de la semelle.
T_u	Effort tranchant.
$T_1 ; T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
W	Poids total de la structure.
W_G	Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
W_G	Charges d'exploitation.

En minuscules :

a, b	Dimensions du poteau à la base.
b_0	Largeur de la section de béton considérée.
d	Hauteur utile de la section de béton considérée.
e	Epaisseur du voile.
e_1	L'excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

e_a	Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
e_2	Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.
h_e	Hauteur d'étage.
i	rayon de giration.
l_f	Longueur de flambement.
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$q_e ; q_w$	Charge à gauche et à droite de l'appui respectivement.
σ_s	Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
η	Coefficient de fissuration.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
$\overline{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol.
σ_{max}	Contrainte maximal.
σ_{min}	Contrainte minimal.
γ	Poids spécifique des terres.
φ	Angle de frottement.
γ_h	Poids spécifique.
α	coefficient de la fibre neutre.
θ	Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.
γ_b	Coefficient de sécurité du béton.

γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier.
α	Coefficient fonction de l'élanement du poteau.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation du bâtiment.....	1
I.2.1. Les plans d'architecture.....	1
I.2.2. Caractéristiques géométriques.....	5
I.2.3. Système structural.....	5
I.2.4. Données du site.....	5
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	6
I.3.1. Les planchers.....	6
I.3.2. Les balcons.....	6
I.3.3. Maçonneries.....	6
I.3.4. L'acrotère.....	7
I.3.5. Terrasse.....	7
I.3.6. Les escaliers.....	7
I.3.7. Revêtement.....	7
I.3.8. Ossature contreventé.....	7
I.4. Règles et hypothèses de calcul.....	8
I.4.1. Le règlement [BAEL91] (béton armé aux états limites).....	8
I.4.1.1. Définition des états limitent.....	8
I.4.1.2. Les type des états limitent.....	9
I.4.2. Le règlement RPA version 2003[Règle Parasismiques Algériennes].....	11

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction.....	12
II.2. Caractéristiques des matériaux.....	12
II.2.1. Le béton.....	12
II.2.1.1. Dosage de béton.....	12
II.2.1.2. Classification du béton.....	13

II.2.1.3. Résistance mécanique du béton.....	13
II.2.1.4. Contrainte ultime du béton.....	16
II.2.2. L'acier.....	18
II.2.2.1. Les nuance d'acier.....	19
II.2.2.2. Module d'élasticité longitudinale.....	20
II.2.2.3. Protection des armatures.....	22
II.2.2.4. Condition de non fragilité.....	23
II.3. Actions et sollicitations.....	23
II.3.1. Actions.....	23
II.3.1.1. Les actions permanentes (G)	24
II.3.1.2. Les actions variables (Q_i)	24
II.3.1.3. Les actions accidentelles (E)	24
II.3.2. Combinaison d'actions dans les portiques.....	24
II.3.2.1. Pour les poteaux et les fondations.....	24
II.3.2.2. Pour le cas des planchers (Poutres ou Dalles).....	24
II.3.3. Sollicitations.....	25
II.3.4. Différentes combinaisons d'action donnée par le RPA.....	25
Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges	
III.1. Introduction.....	27
III.2. Pré-dimensionnement des différents éléments.....	27
III.2.1. Les planchers.....	27
III.2.1.1. Plancher à corps creux.....	27
III.2.1.2. Plancher à dalle pleine.....	30
III.2.2. Les voile.....	31
III.2.3. Les poutres.....	32
III.2.3.1. Les poutres principales (Porteuses).....	33
III.2.3.2. Les poutres secondaire.....	34
III.2.4. Les poteaux.....	35
III.2.5. Les escaliers.....	36
III.2.6. Les balcons.....	39
III.3. Évaluation des charges et surcharges.....	39
III.3.1. Les charge des planchers.....	39
III.3.2. Les murs.....	41

III.3.3. L'acrotère.....	42
III.3.4. Escalier.....	44
III.4. Descente des charges.....	44
III.4.1. Définition.....	44
III.4.2. Représentation des différents niveaux du bâtiment.....	45
III.4.3. Loi de dégression.....	45
III.4.4. Différents types des poteaux.....	46
III.4.5. Vérification de la section de poteau.....	56

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

IV.1 Introduction.....	59
IV.2 Acrotère.....	59
IV.2.1 Introduction.....	59
IV.2.2 Évaluation des charges.....	60
IV.2.3 Vérification de l'acrotère au séisme.....	60
IV.2.4 Évaluation et combinaison des charges.....	61
IV.2.5 Calcul de ferrailage.....	62
IV.3 Les escaliers.....	68
IV.3.1 Introduction.....	68
IV.3.2 Charge et surcharge.....	68
IV.3.3 Combinaison des charges.....	69
IV.3.3.1 Calcul des réactions.....	70
IV.3.3.2 Calcul des moments et efforts tranchants.....	71
IV.3.3.3 Calcul des armatures.....	75
IV.3.4 Etude de la poutre palière.....	81
IV.3.4.1 Dimensionnement.....	81
IV.3.4.2 Évaluation des charges.....	82

IV.3.4.3 Calcul de la section d'armature à la flexion simple.....	83
IV.3.4.4 Vérification à ELS.....	86
IV.3.4.5 Etude de la poutre palière à la torsion.....	87
IV.3.4.6 Justification du béton.....	87
IV.3.4.7 La vérification de l'effort tranchant «cisaillement».....	89
IV.3.4.8 La vérification de la flèche.....	89
IV.3.5 Schéma de ferrailage.....	89
IV.4 Balcon.....	90
IV.4.1 Introduction.....	90
IV.4.2 Évaluation des charges.....	91
IV.4.3 Calcul des moments.....	91
IV.4.4 Ferrailage du balcon à ELU.....	93
IV.4.5 Vérification à L'ELS.....	95
IV.4.6 Schéma de ferrailage.....	98
IV.5 Les planchers.....	98
IV.5.1 Introduction.....	98
IV.5.2 Évaluation des charges appliquées à chaque nervure.....	98
IV.5.3 Calcul des poutrelles.....	99
IV.5.4 Choix de la méthode de calcul.....	99
IV.5.4.1 Méthode Forfaitaire.....	99
IV.5.4.2 Méthode Caquot.....	102
IV.5.5 Schéma de ferrailage.....	137
IV.5.6 Etude de la dalle de compression.....	137

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction.....	139
V.2. Objectif de l'étude sismique.....	139
V.3. Méthode de calcul.....	139
V.3.1. Méthode statique équivalente	140
V.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	141
V.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	142
V.4. Choix de la méthode de calcul.....	142
V.4.1. Critère de classification par RPA99/2003	142
V.5. Méthode statique équivalente.....	143
V.5.1. Calcul de la force sismique totale.....	143
V.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	151
V.5.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	151
V.5.4. Vérification des déplacements.....	153
V.5.5. Vérification de l'effet P-Delta.....	154
V.5.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	155
V.5.7. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle.....	157
V.5.8. Vérification au renversement.....	158
V.5.9. Vérification le nombre de modes à considérer.....	160
V.5.10. Vérification de la période.....	160

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

VI.1. Introduction.....	162
VI.2. Hypothèses.....	162
VI.3. Etude des poutres.....	162
VI.3.1. Recommandation du RPA99/2003.....	163

VI.3.2. Les combinaisons de calcul.....	164
VI.3.3. Ferrailage des poutres.....	164
VI.3.3.1. Poutre principale (30×45).....	164
VI.3.3.2. Poutre secondaire (30×35).....	170
VI.3.3.3. Schéma de ferrailage.....	176
VI.4. Etude des poteaux.....	176
VI.4.1. Rôle des poteaux en béton armé.....	176
VI.4.2. Les combinaisons de calcul.....	177
VI.4.3. Recommandation du RPA99/2003.....	177
VI.4.4. Sollicitations dans les poteaux.....	179
VI.4.5. Ferrailage des poteaux.....	180
VI.4.6. Vérification.....	187
VI.4.7. Schéma de ferrailage.....	188
VI.5. Les voiles.....	189
VI.5.1. Introduction.....	189
VI.5.2. Conception des voiles.....	189
VI.5.3. Les combinaisons de calcul.....	189
VI.5.4. Les recommandation du RPA99/2003.....	190
VI.5.4.1. Armatures verticales.....	190
VI.5.4.2. Armatures horizontales.....	190
VI.5.5. Règles communes.....	190
VI.5.6. Ferrailage des voiles.....	191
VI.5.6.1. Armatures verticales.....	193
VI.5.6.2. Armatures horizontales.....	195

VI.5.6.3. Armatures transversales.....	197
VI.5.6.4. Schéma de ferrailage de voile V_x	197
VI.5.6.5. Ferrailages des linteaux.....	197
VI.5.6.6. Armatures verticales.....	200
VI.5.6.7. Armatures horizontales.....	201
VI.5.6.8. Armatures transversales.....	202
VI.5.6.9. Schéma de ferrailage de voile V_y	202

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	203
VII.2.Les facteurs de Choix du type de fondation.....	203
VII.3.Les type des fondations.....	203
VII.3.1.Fondations superficielles.....	203
VII.3.2.Fondations profondes.....	204
VII.4.Etude des fondations.....	204
VII.4.1.Combinaisons de calcul.....	204
VII.4.2.Vérification de la semelle isolée.....	205
VII.4.3.Vérification de la semelle filante.....	206
VII.4.4.Calcul de la semelle filante croisée.....	208
VII.4.4.1. Le Pré-dimensionnement.....	209
VII.4.4.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité.....	210
VII.4.4.3.Calcul de ferrailage.....	211
VII.4.4.4. Ferrailage de la semelle.....	211
VII.4.4.5. Ferrailage de la poutre de redressement.....	213
VII.4.4.6.Vérification à L'ELS.....	216
VII.4.4.7. Schéma de ferrailage.....	217

VII.4.5.L'étude des longrines.....	218
VII.4.5.1.Pré-dimensionnement.....	218
VII.4.5.2.Ferraillage de longrine.....	218
VII.4.5.3. Schéma de ferraillage.....	220
VII.5.Le voile périphérique.....	220
VII.5.1. Introduction.....	220
VII.5.2. Pré-dimensionnement.....	220
VII.5.3. Caractéristiques du sol.....	221
VII.5.4. Evaluation des charges et surcharges.....	221
VII.5.5. Calcul du ferraillage.....	221
VII.5.6.Vérification à L'ELS.....	225
VII.5.7.Schéma de ferraillage.....	228
Conclusion générale.....	229
Références bibliographiques	
Annexe 1	
Annexe 2	
Annexe 3	

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1. La façade principale du bâtiment.....	1
Figure I.2. La façade postérieure du bâtiment	2
Figure I.3. La coupe A-A.....	2
Figure I.4. La coupe B-B.....	3
Figure I.5. Plan du rez-de chaussée.....	3
Figure I.6. Plan d'étage courant (1 ^{er} étage ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 étage).....	4
Figure I.7. Plan de terrasse.....	4
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	10

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Figure II.1. Eprouvette cylindrique.....	13
Figure II.2. Diagramme résistance à la compression-jour (j) du béton.....	14
Figure II.3. Diagramme du matériau élastique et n'est pas élastique.....	15
Figure II.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	16
Figure II.5. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS.....	17
Figure II.6. Diagramme contraintes-déformations d'acier.....	21
Figure II.7. L'enrobage.....	22
Figure II.8. Combinaison à l'état limites ELUR.....	25
Figure II.9. Combinaison à l'état limites ELS.....	25

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Figure III.1. Plancher à corps creux.....	28
Figure III.2. Schéma des poutrelles.....	29
Figure III.3. Coupe de voile en élévation.....	31
Figure III.4. Coupe de voile en plan.....	32

Figure III.5. La poutre.....	33
Figure III.6. La section de la poutre principale (30×45).....	34
Figure III.7. La section de la poutre secondaire (30×35)	35
Figure III.8. Les poteaux.....	36
Figure III.9. Volée d’escalier.....	37
Figure III.10. Schéma des escaliers à deux volées.....	38
Figure III.11. Schéma statique des escaliers.....	39
Figure III.12. Schéma statique de balcon.....	39
Figure III.13. Plancher terrasse.....	39
Figure III.14. Plancher d’étage courant.....	40
Figure III.15. Dalle pleine (balcon).....	41
Figure III.16. Coupe verticale du mur double cloison.....	42
Figure III.17. Schéma de l’acrotère.....	43
Figure III.18. Les différents niveaux du bâtiment.....	45
Figure III.19. Poteau de corner.....	46
Figure III.20. Poteau de rive.....	49
Figure III.21. Poteau intermédiaire.....	52

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Figure IV.1. Schéma réel et statique de l’acrotère.....	60
Figure IV.2. Schéma de distribution des forces.....	60
Figure IV.3. Schéma représenté les sollicitations.....	62
Figure IV.4. Schéma de ferrailage de l’acrotère.....	68
Figure IV.5. Schéma statique des escaliers.....	69
Figure IV.6. Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU.....	75

Figure IV.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELS.....	75
Figure IV.8. Schéma statique de la poutre palière.....	81
Figure IV.9. Schéma de ferrailage d'escalier.....	90
Figure IV.10. Dalle plein sur deux appuis.....	91
Figure IV.11. Schéma de ferrailage de balcon.....	98
Figure IV.12. Évaluation des efforts tranchants.....	101
Figure IV.13. Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELU.....	107
Figure IV.14. Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELU.....	107
Figure IV.15. Coupe d'une poutrelle.....	108
Figure IV.16. Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELS.....	115
Figure IV.17. Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELS.....	115
Figure IV.18. Diagramme des moments de Plancher étage courant à ELU.....	124
Figure IV.19. Diagramme des efforts tranchants de Plancher étage courant à ELU.....	125
Figure IV.20. Diagramme des moments de Plancher étage courant à ELS.....	132
Figure IV.21. Diagramme des efforts tranchants de Plancher étage courant à ELS.....	132
Figure IV.22. Schéma de ferrailage de nervure (16+4).....	137
Figure IV.23. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	138

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1. Le résultat de nombre de mode trouvé par le ROBOT.....	160
Figure V.2. Translation de bâtiment selon l'axe x.....	160
Figure V.3. Translation de bâtiment selon l'axe y.....	161
Figure V.4. Rotation de bâtiment selon l'axe Z.....	161

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

Figure VI.1. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	176
--	-----

Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	176
Figure VI.3. Zone nodale.....	178
Figure VI.4. Section du poteau à ferrailer.....	181
Figure VI.5. Schéma de ferrailage des poteaux (40×40).....	188
Figure VI.6. Diagramme des contraintes du voile.....	193
Figure VI.7. Schéma de ferrailage de voile V_x	197
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des linteaux.....	199
Figure VI.9. Diagramme des contraintes du voile.....	200
Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile V_y	202

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1. Semelle isolée.....	205
Figure VII.2. Schéma de ferrailage de semelle filante.....	212
Figure VII.3. La distribution des charges ponctuelle sur la poutre.....	213
Figure VII.4. Coupe de la semelle filante.....	213
Figure VII.5. La semelle filante.....	217
Figure VII.6. Schéma des ferrillages de fondation.....	218
Figure VII.7. Ferrailage de longrine.....	220
Figure VII.8. Schéma statique d'un voile périphérique.....	221
Figure VII.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	228

Liste des tableaux

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Tableau II.1. Les nuances des aciers en barres.....	19
Tableau II.2. Les nuances des treillis soudés.....	20

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau III.1. Condition de la flèche.....	28
Tableau III.2. Charges permanente et d'exploitation due aux plancher terrasse.....	40
Tableau III.3. Charges permanente et d'exploitation due aux plancher courant.....	40
Tableau III.4. Charges permanente et d'exploitation due aux balcons accessibles.....	41
Tableau III.5. Charges permanente et d'exploitation due aux balcons inaccessibles.....	41
Tableau III.6. Charges permanente due aux murs extérieurs.....	42
Tableau III.7. Charges permanente due aux murs intérieurs.....	42
Tableau III.8. Charges permanente et d'exploitation d'un acrotère.....	43
Tableau III.9. Charges permanente et d'exploitation de paillasse.....	44
Tableau III.10. Charges permanente et d'exploitation de palier de repos.....	44
Tableau III.11. Descente des charges –poteau corner-.....	47
Tableau III.12. Descente des charges –poteau de rive-.....	50
Tableau III.13. Descente des charges –poteau intermédiaire-.....	53

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Tableau IV.1. Les sollicitations de l'acrotère.....	62
Tableau IV.2. Calcul de la combinaison des charges.....	69
Tableau IV.3. Calcul des sollicitations des escaliers.....	74
Tableau IV.4. Ferrailage longitudinal de l'escalier à l'ELU.....	76
Tableau IV.5. Les choix de ferrailage des armatures longitudinal à l'ELU.....	76
Tableau IV.6. Ferrailage longitudinal de l'escalier à l'ELS.....	77
Tableau IV.7. Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à l'ELS.....	77
Tableau IV.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	79
Tableau IV.9. Valeur des coefficients μ_x ; μ_y et ν	92
Tableau IV.10. Résultats finale des moments.....	93
Tableau IV.11. Ferrailage de balcon.....	93

Tableau IV.12. Vérification des états limitent de compression du béton.....	96
Tableau IV.13. Vérification des contraintes au niveau d'acier.....	96
Tableau IV.14. Les combinaisons d'action.....	99
Tableau IV.15. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELU (cas1).....	105
Tableau IV.16. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELU (cas2).....	105
Tableau IV.17. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELU (cas3).....	105
Tableau IV.18. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELU (cas4).....	105
Tableau IV.19. Résultats des calculs de 1 ^{er} cas.....	106
Tableau IV.20. Résultats des calculs de 2 ^{eme} cas.....	106
Tableau IV.21. Résultats des calculs de 3 ^{eme} cas.....	106
Tableau IV.22. Résultats des calculs de 4 ^{eme} cas.....	107
Tableau IV.23. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELS (cas1).....	112
Tableau IV.24. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELS (cas2).....	112
Tableau IV.25. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELS (cas3).....	113
Tableau IV.26. Moment sur les appuis de plancher Terrasse à ELS (cas4).....	113
Tableau IV.27. Résultats des calculs de 1 ^{er} cas.....	113
Tableau IV.28. Résultats des calculs de 2 ^{eme} cas.....	114
Tableau IV.29. Résultats des calculs de 3 ^{eme} cas.....	114
Tableau IV.30. Résultats des calculs de 4 ^{eme} cas.....	114
Tableau IV.31. Vérification des contraintes à l'ELS.....	119
Tableau IV.32. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELU (cas1).....	122
Tableau IV.33. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELU (cas2).....	122
Tableau IV.34. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELU (cas3).....	122
Tableau IV.35. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELU (cas4).....	123
Tableau IV.36. Résultats des calculs de 1 ^{er} cas.....	123
Tableau IV.37. Résultats des calculs de 2 ^{eme} cas.....	123
Tableau IV.38. Résultats des calculs de 3 ^{eme} cas.....	124
Tableau IV.39. Résultats des calculs de 4 ^{eme} cas.....	124
Tableau IV.40. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELS (cas1).....	129
Tableau IV.41. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELS (cas2).....	129
Tableau IV.42. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELS (cas3).....	130
Tableau IV.43. Moment sur les appuis de plancher étage courant à ELS (cas4).....	130
Tableau IV.44. Résultats des calculs de 1 ^{er} cas.....	130

Tableau IV.45. Résultats des calculs de 2 ^{ème} cas.....	131
Tableau IV.46. Résultats des calculs de 3 ^{ème} cas.....	131
Tableau IV.47. Résultats des calculs de 4 ^{ème} cas.....	131
Tableau IV.48. Vérification des contraintes à l'ELS.....	136

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1. Valeurs des pénalités P_q	147
Tableau V.2. Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2	148
Tableau V.3. Les valeurs de ξ (%).....	148
Tableau V.4. Les poids des différents niveaux.....	150
Tableau V.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	151
Tableau V.6. La force sismique de chaque niveau.....	152
Tableau V.7. L'effort tranchant par niveau selon le sens x-x.....	152
Tableau V.8. L'effort tranchant par niveau selon le sens y-y.....	153
Tableau V.9. Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.....	154
Tableau V.10. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens x-x.....	155
Tableau V.11. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens y-y.....	155
Tableau V.12. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (30×30).....	156
Tableau V.13. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (40×40).....	157
Tableau V.14. Les valeurs de centre de masse.....	158
Tableau V.15. Excentricité théorique et accidentelle.....	158
Tableau V.16. Vérification au renversement selon le sens x-x.....	159
Tableau V.17. Vérification au renversement selon le sens y-y.....	159

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

Tableau VI.1. Section minimales et maximales.....	162
Tableau VI.2. Sollicitation de la poutre principale.....	164
Tableau VI.3. Les résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.....	166
Tableau VI.4. Les résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.....	168
Tableau VI.5. Les résultats de ferrailage en appui des poutres principales à ELS.....	168
Tableau VI.6. Sollicitation de la poutre secondaire.....	170
Tableau VI.7. Les résultats de ferrailage des poutres secondaire à ELU.....	172
Tableau VI.8. Les résultats de ferrailage en travée des poutres secondaire à ELS.....	174

Tableau VI.9. Les résultats de ferrailage en appui des poutres secondaire à ELS.....	174
Tableau VI.10. Les sollicitations des poteaux (40×40) trouvées le ROBOT.....	180
Tableau VI.11. Les résultats de ferrailage des poteaux.....	185
Tableau VI.12. Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40).....	186
Tableau VI.13. Vérification de l'effort tranchant «cisaillement».....	187

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1. Dimensionnement des semelles sous poteaux.....	207
Tableau VII.2. Dimensionnement des semelles sous voiles.....	208
Tableau VII.3. Les sollicitations.....	208
Tableau VII.4. Résultats récapitulatives.....	209
Tableau VII.5. Valeur de coefficients μ_x , μ_y et ν	222
Tableau VII.6. Ferrailage de voile périphérique.....	224
Tableau VII.7. Vérification des états limitent de compression du béton.....	227
Tableau VII.8. Vérification des contraintes au niveau d'acier.....	228

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation (R + 5) qui sera implanté dans la wilaya de MILA, classé en zone IIa (zone sismicité moyenne) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOT version 2014.

L'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

Abstract :

This project presents a detailed study of a building for residential use (R + 5) which will be located in the wilaya of MILA, classified in zone IIa (medium seismicity zone) according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003), The stability of the structure is ensured by the beams, columns and walls.

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely the BAEL91 modifier99 and RPA99 version 2003.

The dynamic study was carried out on the ROBOT software version 2014.

The study of the building's infrastructure was carried out by calculating the foundations.

المشخص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني (R+5) الذي يقع في ولاية ميلة المصنفة في المنطقة الزلزالية (aII) (منطقة الزلزال المتوسط) وفقا لقوانين البناء المعتمدة في الجزائر (APR الاصدار 2003). يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الحزم والأعمدة والجدران، يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها، وهي معيار (APR, LEAB91.99 الاصدار 2003).

تم إجراء الدراسة الديناميكية على إصدار برنامج 2014 TOBOR.

تمت دراسة البنية التحتية للمبنى من خلال حساب الأساسات.

Introduction Générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées.

La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de Questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- ✓ Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens.
- ✓ Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale.

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs ponts, barrages, arches, câbles, ect...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur.

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans les quels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client (également appelé maitre d'ouvrage), l'architecte et l'ingénieur civil (ou maitre d'oeuvre) et l'entreprise de réalisation. Le BET est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures sans oublier l'aspect économique de la structure bien évidemment.

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé pour notre mémoire.

Les études techniques ou d'engineering, ainsi que les observations faites sur le comportement des structures ont montrées en général que :

Introduction générale

- ✓ Les constructions métalliques présentent un meilleur comportement vis-à-vis d'une excitation sismique vu son poids léger et la grande ductilité qu'elle possède
- ✓ Les constructions en béton armé ont un comportement dynamique dépendant du type de structure (portique auto stable, structure à voiles ou mixte).

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, Le travail est subdivisé en sept chapitres :

- ✓ Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation du bâtiment.
- ✓ Le deuxième chapitre présente les caractéristiques des matériaux.
- ✓ Dans le troisième chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments de la structure ainsi que l'évaluation et la descente de charge.
- ✓ Le quatrième chapitre a pour objectif l'étude et le ferraillement des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine).
 - ✓ Le cinquième chapitre représente l'étude sismique.
- ✓ Le sixième et avant dernier chapitre donne le ferraillement des éléments porteurs.
 - ✓ En fin l'étude de l'infrastructure a été faite dans le septième chapitre.



**Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage**

I.1. Introduction:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (portique+voiles) en R+5. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la BAEL91 [1], CBA93 [2] et le RPA 99/2003 [3].

I.2. Présentation du bâtiment :

Le travail présenté dans ce mémoire de fin d'étude, concerne le calcul d'un bâtiment R+5 composé d'un RDC et 05 étages à destination d'habitations. Contreventé par des voiles et portique.

Le bâtiment sera implanté à Wilaya de MILA classé selon le RPA 99/ 2003 [3] comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).

I.2.1. Les plans d'architecture :



Figure I.1 : La façade principale du bâtiment.

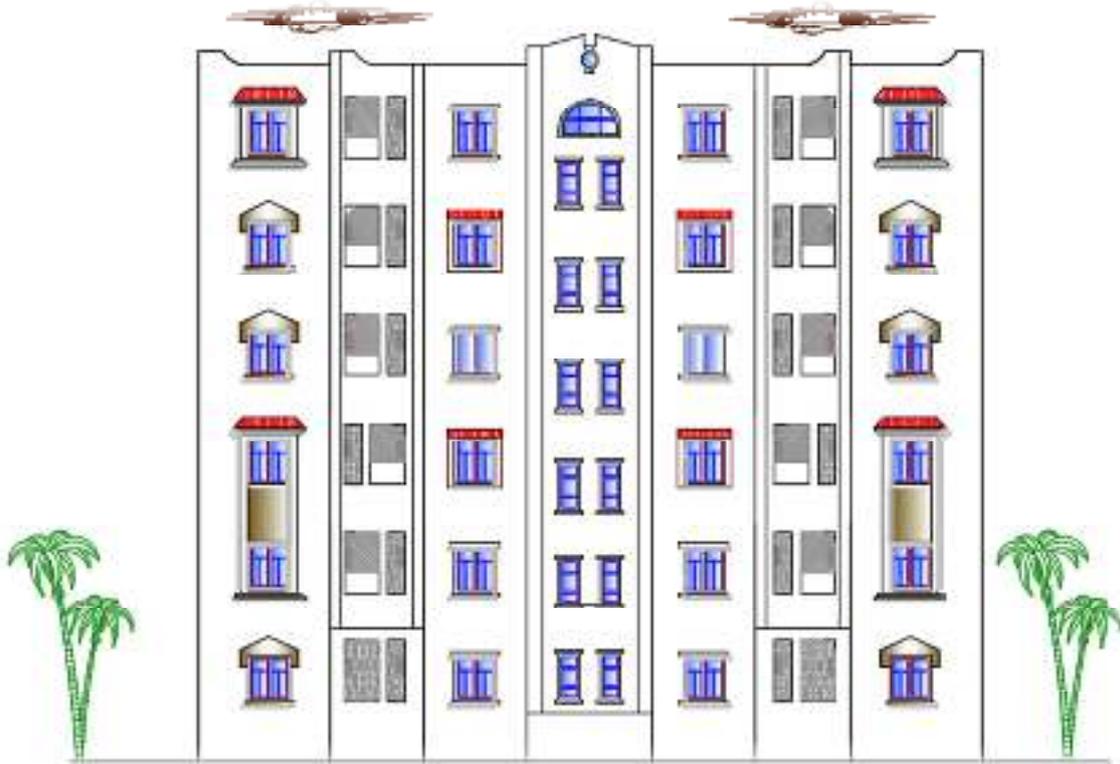


Figure I.2 : La façade postérieure du bâtiment ,



Figure I.3 : La coupe A-A .



Figure I.4 : La coupe B-B.

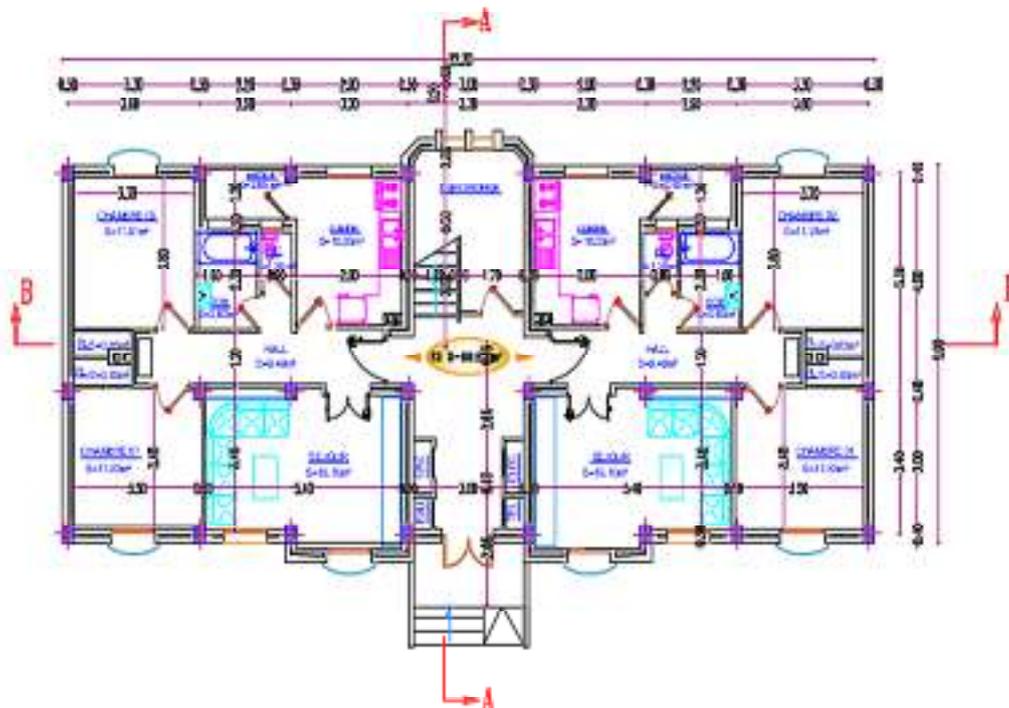


Figure I.5 : Plan du rez-de-chaussée.

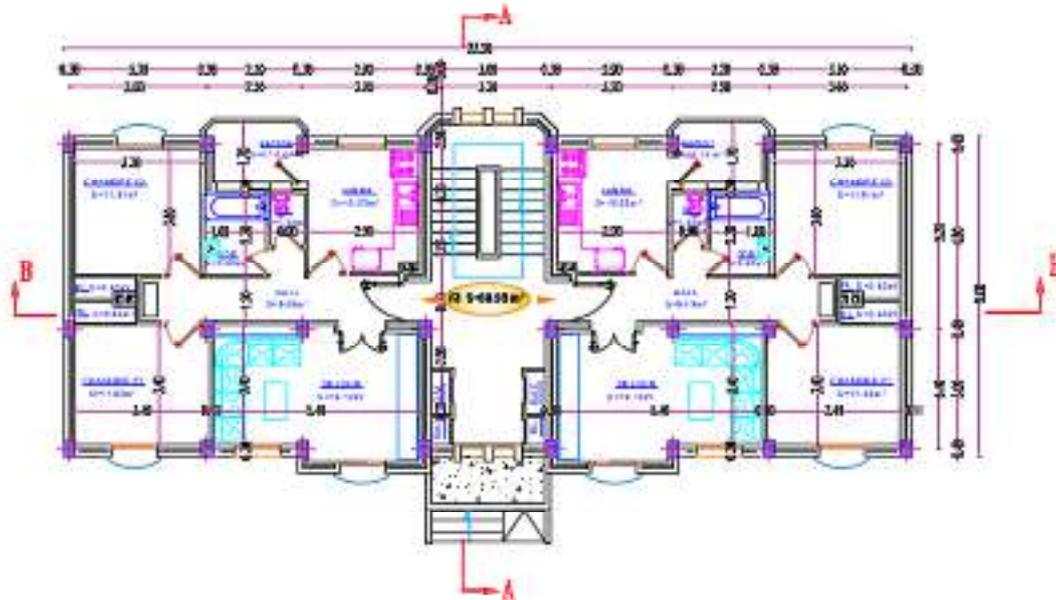


Figure I.6 : Plan d'étage courant (1er étage, 2ème, 3ème, 4ème et 5ème étage).

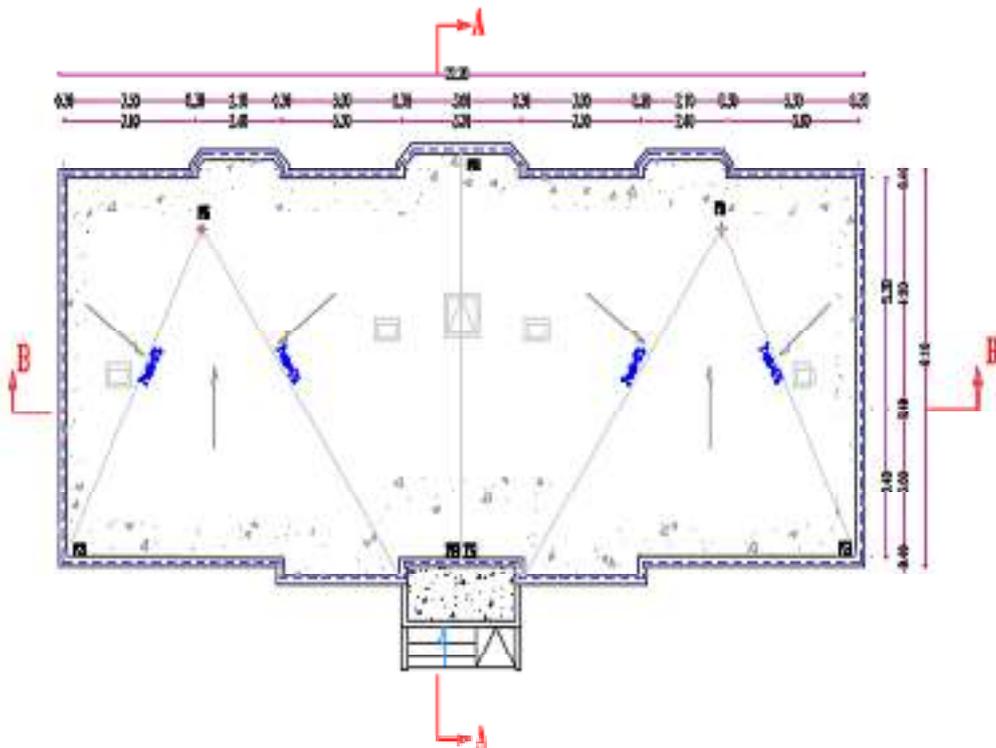


Figure I.7 : Plan de terrasse.

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc régulier en plan et en élévation

Dimensions en élévation:

- Hauteur du RDC : 3.06 m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : 18.36 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère : 18.96 m.

Dimensions en plan:

- La largeur totale du bâtiment est de : 9.00 m.
- La longueur totale du bâtiment est de : 22.20 m.

I.2.3. Système structural:

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA99/2003, pour assurer la stabilité de la structure sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.[3]

De ce fait, elle comporte des éléments résistants dans les trois directions de l'espace:

- **Verticalement** : les poteaux et les voiles.
- **Horizontalement** : les poutres.

I.2.4. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99/2003 comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Donc selon RPA 99/2003; Le sol sur lequel le bâtiment sera implanté est un sol meuble (S3) avec les caractéristiques suivantes :

- L'angle de frottement du sol : $\phi = 30^\circ$.
- Poids volumique : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- La Cohésion : $C = 0.02 \text{ MPa}$.
- La contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.4 \text{ bar}$.

I.3. Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1. Les planchers :

Nous avons opté pour deux types de plancher, plancher à corps creux (16+4) cm pour les étages et plancher en dalle pleine pour les blcons.

a). Planchers à corps creux (en partie courante) :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.[4]

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Et en plus le projet est usage d'habitatoin (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes).

b). Planchers dalle plein (Balcon) :

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économique. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

I.3.2. Les Balcons :

Sont en dalle pleine encastrée dans une 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.

Les balcons sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.3.3. Maçonneries :

Représenté par l'assemblage de matériaux élémentaires, liés ou non par un mortier. La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. [4]

On distingue dans notre proet deux types de murs :

- Mur extérieur (double paroi):
 - ✓ Brique creuse de 15 cm
 - ✓ L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
 - ✓ Brique creuse de 10cm
- Mur intérieur (simple paroi):
 - ✓ Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm utilisée généralement pour la séparation des différentes pièces des appartements

I.3.4. L'acrotère :

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm, il a pour rôle de :

- Protectoin d'étanchéité.
- Entretien des façades.

I.3.5. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et système en multicouche.

I.3.6. Les escaliers :[5]

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaires.

I.3.7. Revêtement : Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Faïence recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ainsi que les cuisines.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3.8. Ossature contreventée :

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux sens ; donc d'après RPA 99/2003, le système de contreventement du bâtiment est un système de (contreventement assuré par des voiles et des portiques) tel que:

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 20% de l'effort tranchant d'étage d'après RPA 99/2003[3].

I.4. Règles et hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I.4.1. Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

L'application des règles BAEL 83 s'impose depuis le 1er janvier 1985, date à laquelle les règles précédentes CBA 68 ont été abrogées après une période de coexistence. Ce règlement basé sur la théorie des états limites.[1]

Le but de ce règlement est:

- Améliorer et compléter certaines rédactions mal comprises ou considérées comme peu claires, et par conséquent susceptibles d'être interprétées de façon erronée.
- Corriger les articles ayant fait l'objet de critiques, soit en précisant ou modifiant leur domaine d'application, soit en apportant les retouches nécessaires pour obtenir, dans tous les cas visés, des résultats satisfaisants .
- Tenir compte des textes les plus récents, notamment le fascicule 65 du CCTG, le DTU 21 et les règles BPEL 83, y compris les modifications en cours de préparation pour ce dernier document.

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I.4.1.1. Définition des états limitent :

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction.

On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :[6]

I.4.1.2. Les type des états limitent :

a). Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils Correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement).
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- De la stabilité de forme (flambement).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q = 1.35 G + 1.5 Q$

✓ Hypothèse de calcul à l'ELU:

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis sur la figure : [7]

Pivot A (Domaine 1) :

- Les pièces soumises à la flexion simple/composée ou à la traction simple.
- Allongement de l'acier est pris constant: $\epsilon_{st}=10‰$.

Pivot B (Domaine 2) :

- Les pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).
- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée: $\epsilon_{bc}=3,5‰$.

Pivot C (Domaine 3) :

- Les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.
- Raccourcissement du béton comprimé : $\epsilon_{bc}=2‰$ pour $y_u=(3/7)h$.

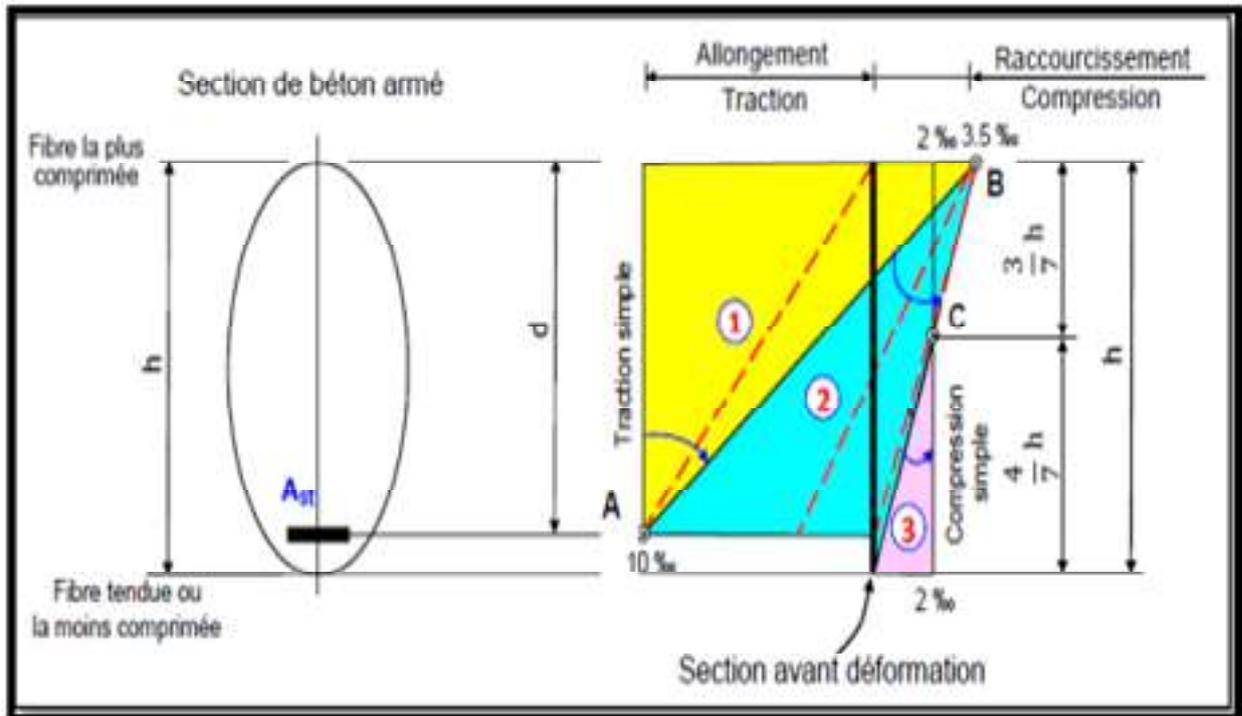


Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section réglée des trois pivots . [7]

b). Etat limite de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- La valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- La valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- La valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

✓ Hypothèses de calcul à l'ELS :

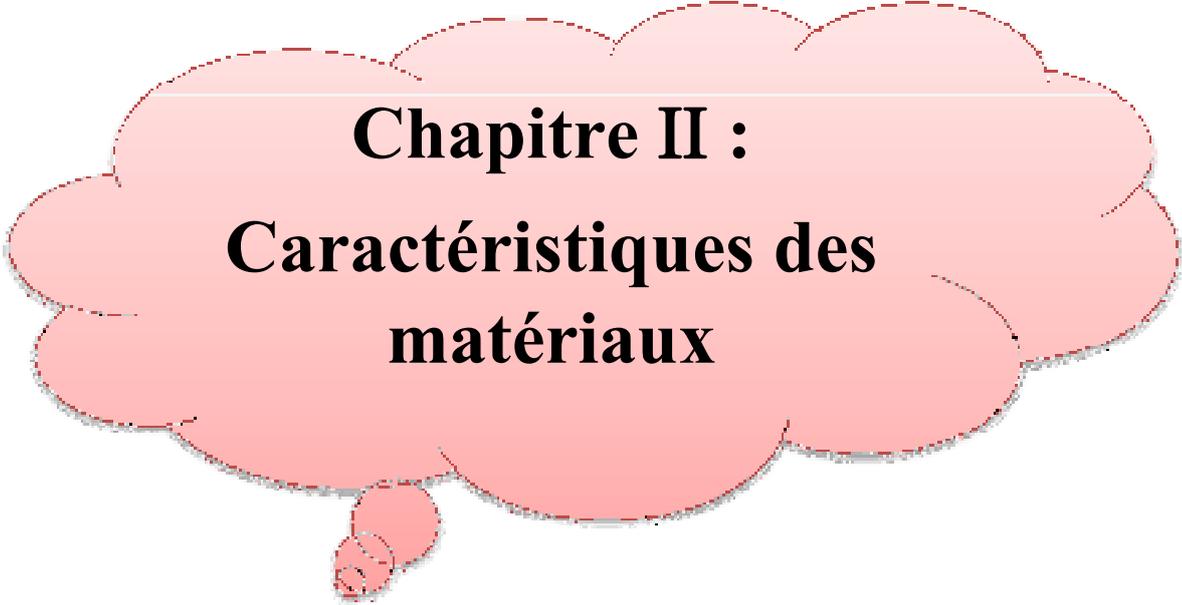
- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$). n : coefficient d'équivalence.

I.4.2. Le règlement [RPA99]/version2003 (Règle Parasismiques Algeriennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux et régulière.



**Chapitre II :
Caractéristiques des
matériaux**

II.1. Introductoin :

Dans ce chapitre, nous présenterons tout d'abord l'importance des matériaux dans le métier d'ingénieur.

Les deux sections suivantes traiterons de la classification et des propriétés principales des matériaux.

En sciences des matériaux, il est possible de classer les matériaux de base en trois catégories, mais dans la construction, il est devenu courant de distinguer les matériaux selon les domaines d'emploi et les caractéristiques principales.

II.2. Caractéristiques des matériaux :

II.2.1. Le Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL91), ainsi qu'aux règlements appliqués en Algérie.

Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes: [8]

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance à l'agent agressif, eau de mer, acides, etc...
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation..
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

II.2.1.1. Dosage du béton :[8]

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes:

- Ciment (CPA 325) ➡ dosé à 350 kg /m³
- Sable grossier ➡ 0 < D_g < 5mm → 400 L
- Gravier ➡ 15 < D_g < 25mm → 800L
- Eau de gâchage ➡ 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg.

II.2.1.2. Classification du béton : [7]

Le béton utilisé dans le bâtiment, ainsi que dans les travaux publics comprend plusieurs catégories.

En générale le béton peut être classé en 4 groupes, selon la masse volumique:

- Béton très lourd: $> 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Béton lourd (béton courant): $1800 - 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Béton léger: $500 - 1800 \text{ Kg/m}^3$.
- Béton très léger: $< 500 \text{ Kg/m}^3$.

II.2.1.3. Résistance mécanique du béton :

a). Résistance à la compression :

Un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimé en MPa et notée f_{c28} .

Cette résistance est évaluée sur des éprouvettes cylindriques (16cm, 32cm), écrasées en compression centrée. [1]

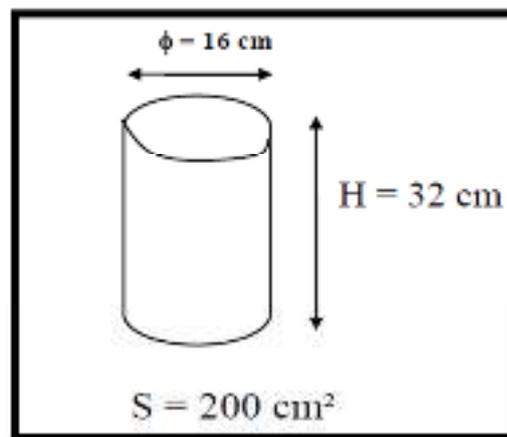


Figure II.1 : Epreuve cylindrique.

On peut admettre la résistance à la compression à l'âge (j) jours par les formules suivantes exigées par BAEL91 (Art A.2.1. 11) : [1]

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} && \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} && \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \quad J < 28 \text{ jours}$$
$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour : } j \geq 28 \text{ jour}$$

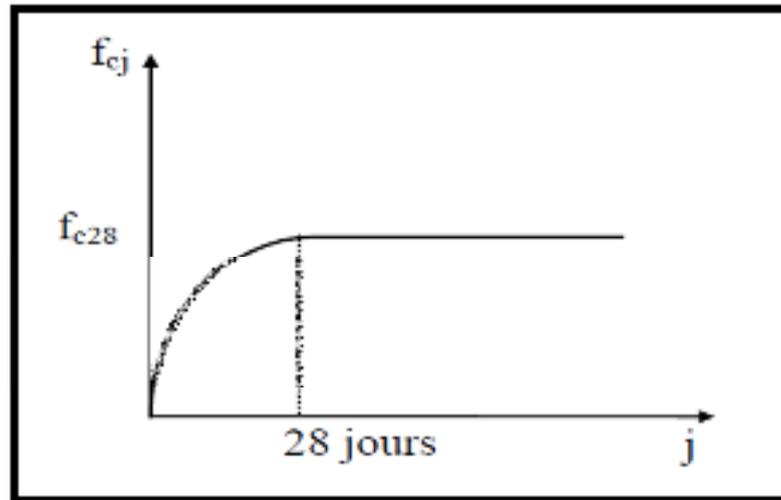


Figure II.2 : Diagramme résistance à la compression - jour (j) du béton.

Pour notre projet, on a pris « $f_{c28}=25$ MPa » et qui est prise sur le chantier faisant l'objet d'un contrôle régulier.

b).Résistance à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents: [8]

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à «j» jours se déduit conventionnellement par la relation:[1]

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{BAEL 91 (Art A.2.1.12)}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Dans cette relation, f_{ij} et f_{cj} sont exprimés en MPa.

c).Déformation du béton : [7]

✓ Déformation longitudinale : il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}** :

Le béton n'est pas un matériau élastique, pendant le déchargement de l'éprouvette, on observe que la courbe de déchargement est décalée par rapport à la courbe de chargement.

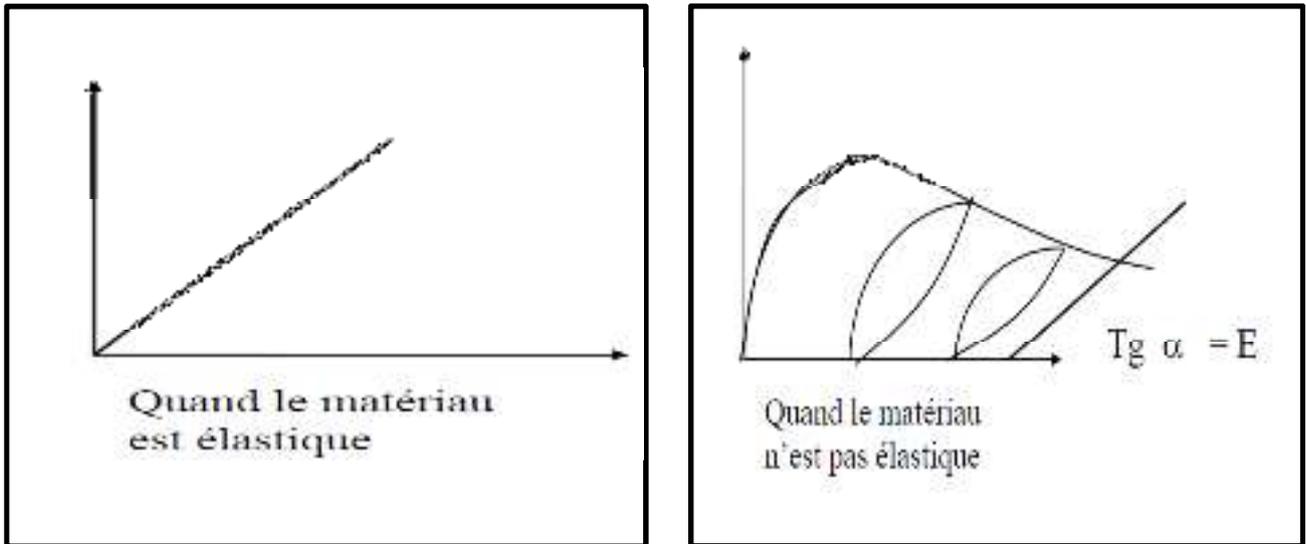


Figure II.3 : Diagramme du matériau élastique et n'est pas élastique. [7]

On admet la relation suivante sous charges d'une durée d'application < 24h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec: f_{cj} : c'est la résistance à la compression à (j) jours exprimée en MPa.

○ **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**

Pour les charges de longue durée d'application > 24h , le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

✓ Pour $f_{c28} = 25$ MPa :

$$\begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa.} \end{cases}$$

✓ **Déformation transversale :**

○ **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec : E : Module de YOUNG.

○ Coefficient de poisson ν :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales **BAEL 91 (Art A.2.1.3)** : [1]

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations (béton fissuré) .

$\nu = 0.2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations (béton non fissuré) .

II.2.1.4. Contrainte ultime du béton :

✓ **État limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme dit "**PARABOL-RECTANGLE**" , la figure ci-dessous :

- En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.
- En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

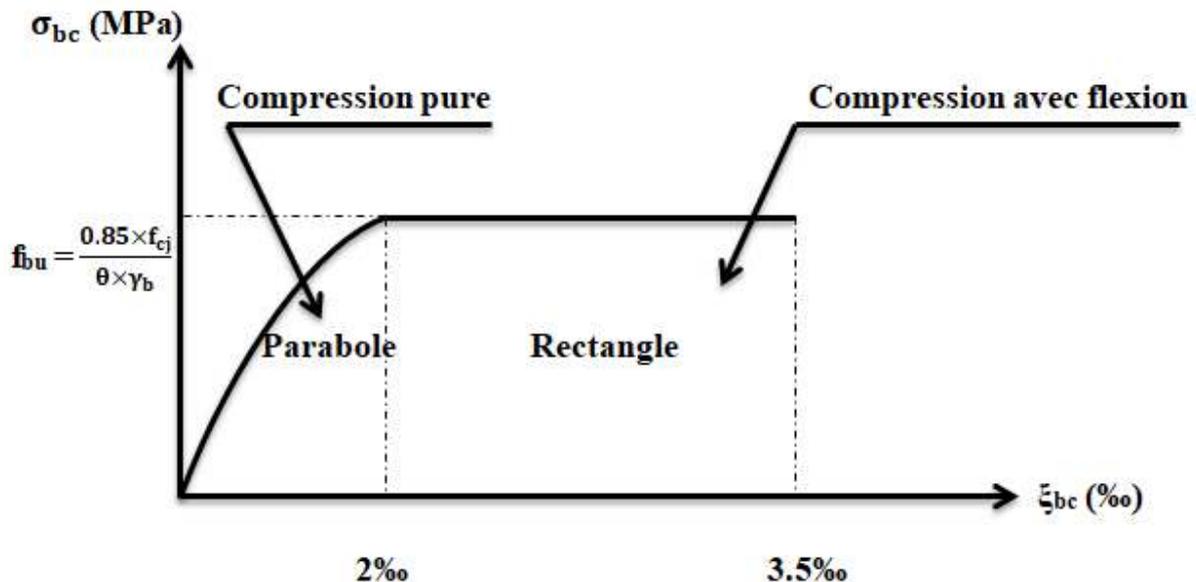


Figure II.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

Avec: f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression, elle est donnée par la formule suivante exigée par le **BAEL 91 (Art A.4.3. 41)** :[1]

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

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

✓ $\gamma_b = 1.5$ → dans le cas général.

✓ $\gamma_b=1.15$ → pour situation accidentelle.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement:

✓ $\theta = 1$ → si la durée d'application des charges est supérieure à 24h.

✓ $\theta = 0.9$ → si la durée est comprise entre 1h et 24h.

✓ $\theta = 0.8$ → si la durée est inférieure à 1 h.

ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

Pour notre projet : $f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{MPa}$

✓ **Etat limite de service (ELS)** :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle resté dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

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 service en compression du béton est limitée par:[4]

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Pour notre projet : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

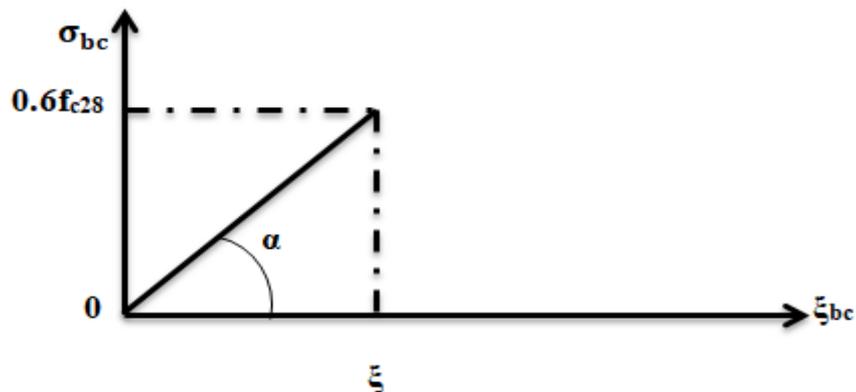


Figure II.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS.

○ **Contrainte ultime de cisaillement :**

Selon les cas suivants on définit « τ_u » par les expressions.

- **Cas de fissuration non préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

Armatures transversales droites ou perpendiculaire + barres relevées.

- **Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

Armatures transversales droites ou perpendiculaire + barres relevées.

- **Pour tout les cas de fissuration:**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.27f_{cj}}{\gamma_b}; 7\text{MPa}\right)$$

Armatures inclinées a 45° sur l'axe de la poutre.

- **Pour toute les sections droites sont comprimées (poteau):**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}; 1.5\text{MPa}\right)$$

Sachant que la contrainte du cisaillement dans le béton est définie par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec: V_u : effort tranchant.

b_0, d : dimension de la pièce.

II.2.2. L'acier:

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

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue:

Les treillis soudés :Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance **FeE500**.

Les ronds lisses:Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

Les barres de haute adhérence : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Selon le **RPA99/2003**[3], les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (**HA**) avec $f_e \leq 500$ MPa, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

II.2.2.1. Les nuances d'acier:

Il existe des nuances principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes. [7]

✓ Aciers en barres:

Type d'acier	Ronds lisses(RL)	Barres à haute Adhérence(BHA)
Désignation	$f_e E 235$	$f_e 400/500$
Limite d'élasticité	$f_e 215 / 235$ MPa	$f_e 400/500$ MPa
Contrainte de la rupture	$F_e E 215 \geq 330$ MPa $F_e E 235 \geq 410$ MPa	$F_e E 400 \geq 480$ MPa $F_e E 500 \geq 550$ MPa
Allongement à la rupture	22 %	$F_e E 400: 14$ % $F_e E 500: 12$ %
Diamètres courants	6-8-10-12	6-8-10-12-14-16-20-25-32-32-40
Coefficient de fissuration η	1	1,6

Tableau II.1 : Les nuances des aciers en barres.

✓ **Treillis soudés:**

Type d'acier	Ronds lisses(T.S.L)	Barres à haute Adhérence(T.S.H.A)
Limite d'élasticité	500(tous diamètres)	500(tous diamètres)
Résistance à la rupture	550 MPa	550 MPa
Allongement à la rupture	8%	8%
Diamètres courants	3,5mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	3,5 à 12 mm avec un pas de 0,5 mm
Coefficient de fissuration η	1	1,3 pour < 6 mm 1,6 ≥ 6 mm

Tableau II.2 : Les nuances de treillis soudés.

Dans notre ouvrage on utilisera :

- ✓ Aciers de haute adhérence FeE500armatures longitudinales et transversales.
- ✓ Treillis soudés (TS) FeE500.....Dalle de compression.

II.2.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pratiquement constant quel que soit l'acier est pris égale à: $E_s=200000$ MPa.

✓ **Etats limites ultimes(ELU) :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation expérimentale ,ce diagramme se compose de deux parties : **BAEL91(Art A.2.2,2)[1]**

- **Droite de Hook :** ($E_s = \frac{\sigma_s}{\epsilon_s}$) de pent ($E = 2 \times 10^5$ MPa) indépendante de la nuance.
- **Droite de horizontale :** limitée à 10% (déformation maximale).

▪ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow$ pour : $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\%$

▪ $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \longrightarrow$ pour : $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$

▪ $\epsilon_s = \frac{f_s}{\gamma_s \times E_s}$

Avec : $\gamma_s = 1.15 \longrightarrow$ pour une situation courante .

$\gamma_s = 1$ → pour une situation accidentale .

ϵ_s : Allongement relatif .

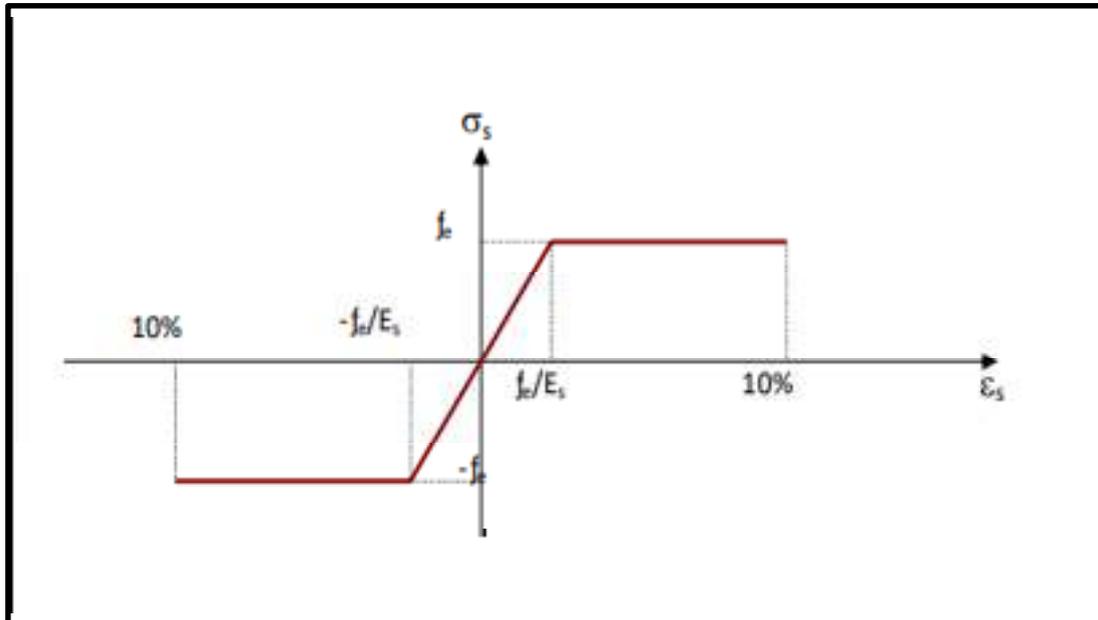


Figure II.6 : Diagramme contraintes déformations d'acier.

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

✓ **Etats limites de service (ELS) :**

A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit:

- **Fissuration peu-préjudiciable :** (pas de limitation dans les contraintes).

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :** cas des éléments exposés aux agressions non sévères (Chimiques, atmosphériques,...etc.)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{MPa}$$

pour { $\eta = 1.6$; $f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$; $f_e = 400 \text{MPa}$ }

- **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{MPa}$$

pour { $\eta = 1.6$; $f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 165 \text{MPa}$; $f_e = 400 \text{MPa}$ }

η : Coefficient de fissuration :

- $\eta = 1.6$ → pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\geq 6 \text{mm}$.
- $\eta = 1.3$ → pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\leq 6 \text{mm}$.
- $\eta = 1$ → pour les aciers ronds lisses.

II.2.2.3. Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit contrôler à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C $\geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C $\geq 3 \text{ cm}$** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C $\geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

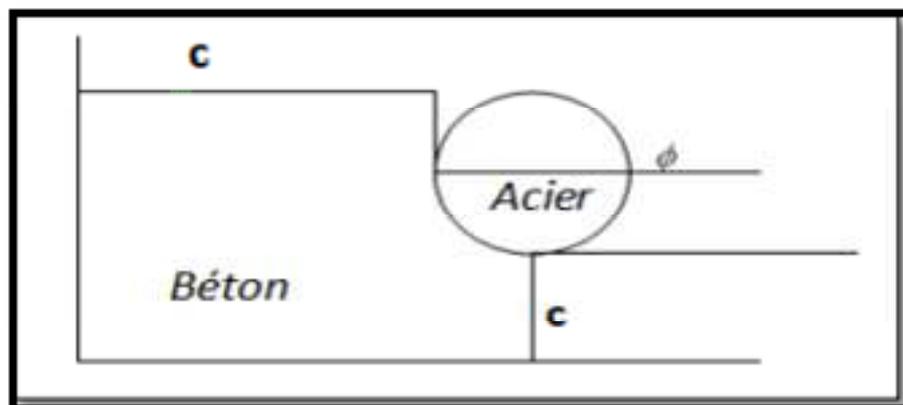


Figure II.7 : L'enrobage.

II.2.2.4. Condition de non-fragilité: [5]

Une section est considérée comme non fragile lorsque la sollicitations provoquant la fissuration du béton inférieur à la limite élastique des aciers.

Une section minimum d'armatures longitudinales est imposée réglementairement. Cette section doit équilibrer la sollicitation de fissuration du béton non armé.

- ✓ Pour des pièces soumises à la traction simple: malgré que le béton n'intervient pas dans la résistance à la traction mais il doit répondre à la condition de non-fragilité pour les raisons suivantes:

- Assurer la couverture des aciers
- Relie les barres d'acier

$$A_s \geq A_{smin} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : f_e : limite d'élasticité de l'acier.

B : section totale du béton tendu.

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

- ✓ Pour les pièces de section rectangulaire soumises à la flexion simple :

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

b et d : sont les dimensions de la section.

II.3. Actions et sollicitations :

Les actions et sollicitations sont évaluées conformément aux articles qui suivent. Le recours aux Directives Communes s'impose pour les cas qui ne sont pas explicitement visés par le présent texte.

II.3.1. Actions : [7]

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions:

II.3.1.1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

II.3.1.2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

II.3.1.3. Les actions accidentelles (E) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

II.3.2. Combinaisons d'actions dans les portiques :[5]

II.3.2.1. Pour les poteaux et les fondations:

Dans le cas le plus courant ,l'unique combinaison d'actions à considérer est:

1.35G + 1.5Q.

II.3.2.2. Pour le cas des planchers (poutres ou dalles) :

a).Cas d'une seule travée sans porte-à-faux:

- ✓ La combinaison à considérer aux états limites ELUR est: **1.35G + 1.5Q.**
- ✓ La combinaison à considérer aux états limites ELS est: **G + Q.**

b).Cas de plusieurs travée sans porte-à-faux:

- ✓ ELS: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée chargées: } G + Q. \\ \text{Tavée déchargées: } G. \end{array} \right.$

- ✓ ELU: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée chargées: } 1.35G + 1.5Q. \\ \\ \text{Tavée déchargées: } 1.35G. \\ \\ G. \end{array} \right.$

c). Cas d'une poutre reposant sur deux appuis, prolongée par un porte-à-faux:

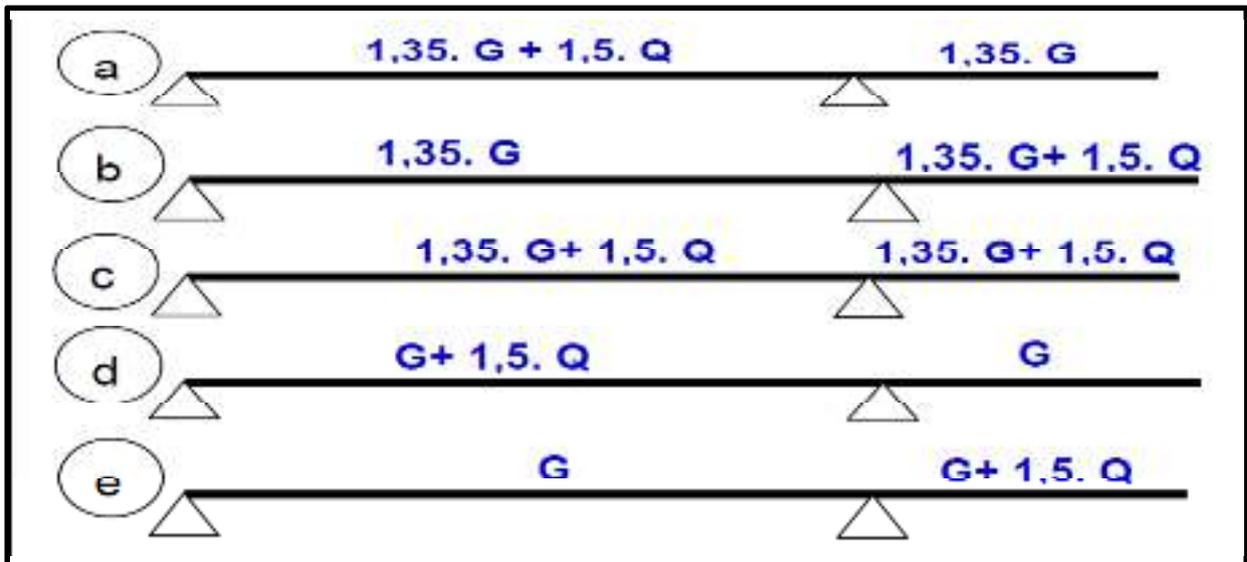


Figure II.8 : Combinaison à l'état limites ELUR.

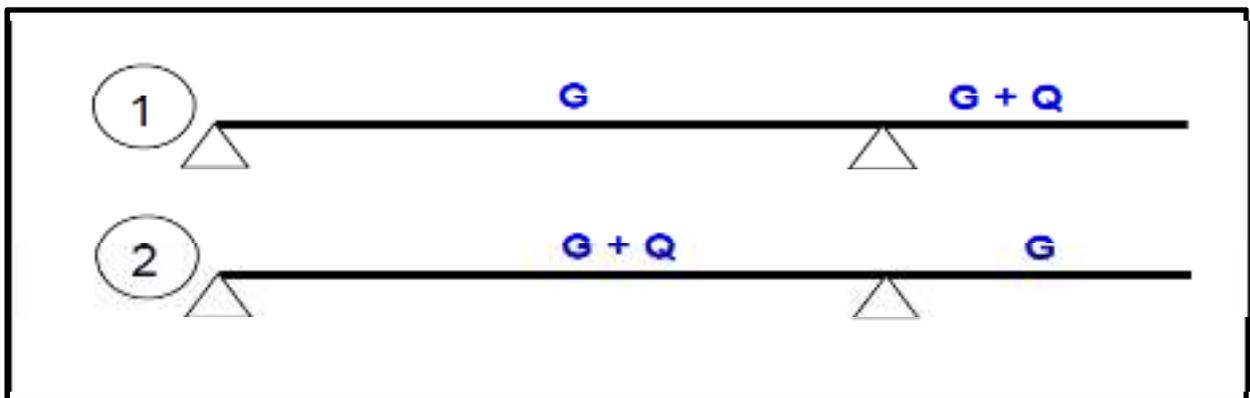


Figure II.9 : Combinaison à l'état limites ELS.

II.3.3. Sollicitations :[7]

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

II.3.4. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les

combinaisons suivantes :

a).Situation durable :

✓ **Etat limite ultime** : $1.35G + 1.5Q$.

✓ **Etat limite de service** : $G + Q$.

b).Situation accidentelle :

✓ $G + Q \pm E$.

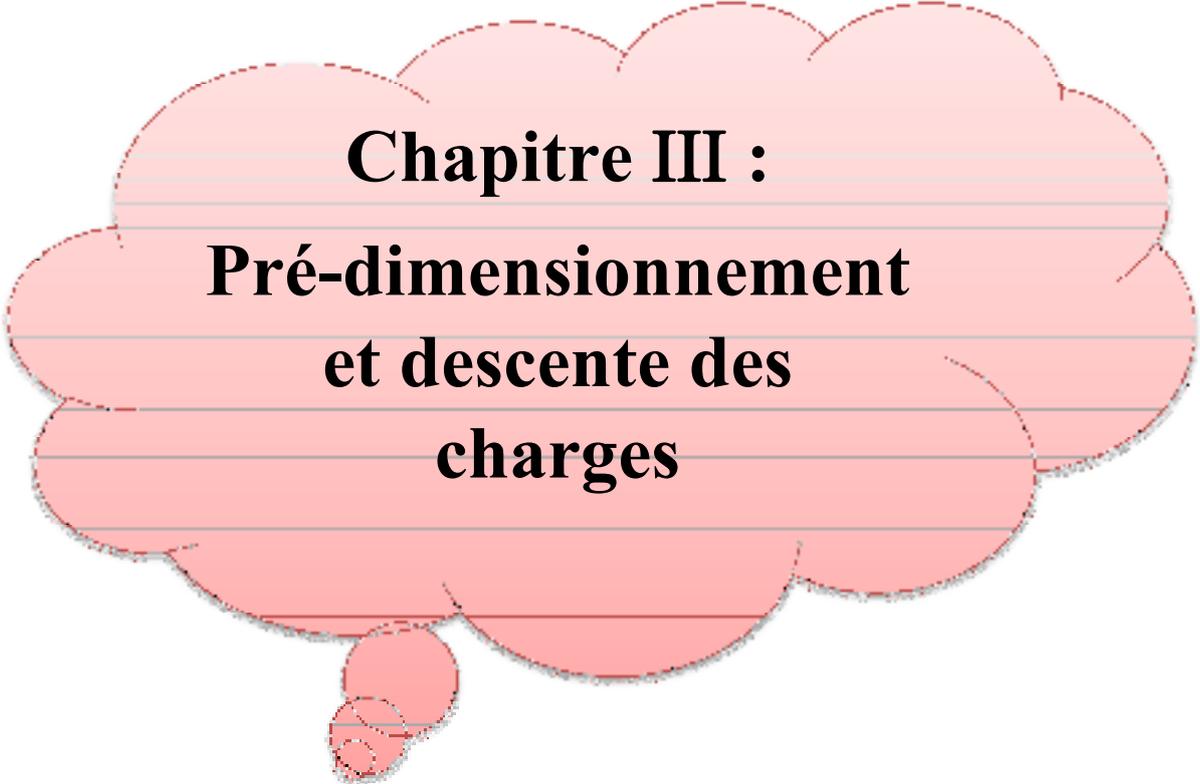
✓ $0.8G \pm E$.

✓ $G + Q \pm 1,2E$.

Avec: **E**:effort de séisme.

G:charge permanente.

Q:charge d'exploitation.



**Chapitre III :
Pré-dimensionnement
et descente des
charges**

III.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance et à la durabilité de l'ouvrage. Pour cela nous nous référons aux recommandations du CBA 93[2], BAEL91 [1] et du RPA99 / 2003[3].

Le pré dimensionnement des éléments d'une construction consiste à définir les dimensions économiques des différents éléments, qui la constituent dont le but est d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage de telles manières à reprendre les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement. [8]

III.2. Pré-dimensionnement des différents éléments :

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

III.2.1. Les planchers:

Dans notre projet on utilise deux types de planchers :

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

III.2.1.1. Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

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

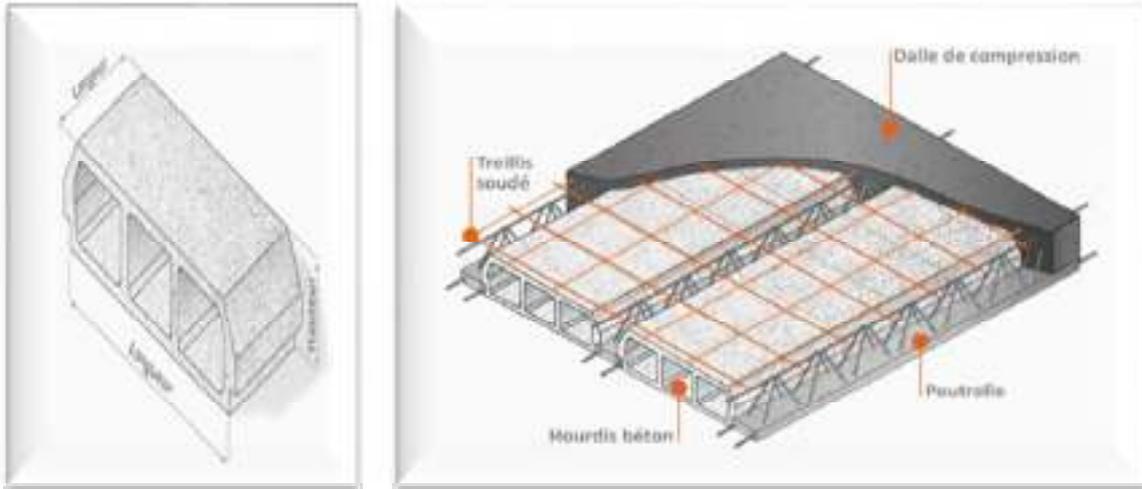


Figure III.1 : Plancher à corps creux.

- **Condition acoustique :**

Pour assurer une isolation minimale, l'épaisseur du plancher est :

$$h_t \geq 13 \text{ cm}$$

- **Condition de résistance à la flèche :**

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

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

Avec : h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)[2] :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec : L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{max} (cm)	$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$ (cm)	h_t (cm)
$360 - 30 = 330$	14.66	$16 + 4 = 20$

Tableau III.1 : Condition de flèche.

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale : $h_t = 16 + 4$

Donc :

L'épaisseur de la dalle de compression : 4cm.

L'épaisseur de corps creux : 16 cm.

- **Les Poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en **Té** en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant h_t , b_0 et b_1 .

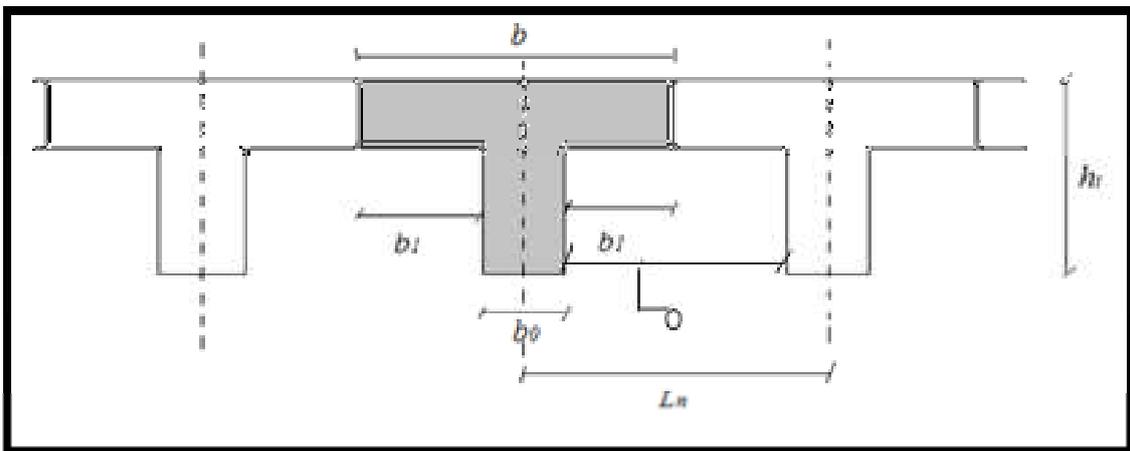


Figure III.2 : Schéma des poutrelles.

Avec : **b** : la largeur de table.

b₀ : la largeur de nervure.

L_n : Distance entre axes des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$b = b_0 + 2b_1$ avec :

→ $0.3h_t \leq b_0 \leq 0.4h_t$ → $0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.4 \times 20$ → $6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 8 \text{ cm}$

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

$$\rightarrow L_n = 55 + 10 = 65 \rightarrow L_n = 65 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b_1 = \min \left\{ \frac{L_n - b_0}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right\} \rightarrow b_1 = \min \left\{ \frac{65 - 10}{2} ; \frac{360 - 30}{10} \right\} \rightarrow b_1 = \min \{27.5 ; 33\}$$

Alors : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } b = 10 + 2 \times 27.5$$

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

Alors la largeur total de la table de compression pour une nervure : $b = 65 \text{ cm}$.

III.2.1.2. Plancher à dalle pleine :

Le pré dimensionnement des dalles est fait en tenant compte des quatre conditions, les plus pénalisantes, qui sont :

- Condition de résistance à la flexion :

-Dalles reposant sur un seul appui: $e \geq \frac{L_x}{20}$.

-Dalles reposant sur deux appuis: $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.

-Dalles reposant sur 3 ou 4 appuis: $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$.

Dans notre cas la dalle reposant sur 2 appuis à une portée égale à: $L_x = 170 \text{ cm}$

$$\text{Ceci engendre donc : } \frac{170}{35} \leq e \leq \frac{170}{30} \rightarrow 4.85 \leq e \leq 5.66.$$

On prend : $e_1 = 15 \text{ cm}$

- Condition de résistance au feu :

D'après BAEL 91[1]:

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures

On prend : $e_2 = 11 \text{ cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à: $e_3=15\text{cm}$

- **Choix finale :**

L'épaisseur de la dalle qui satisfait toutes les conditions est :

$$e = \max (e_1, e_2, e_3) \longrightarrow e = \max (15, 11, 15)$$

Ce qui donne : $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.2. Les voiles :

Les voiles sont des murs rigides en béton armé, coulés sur place et sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

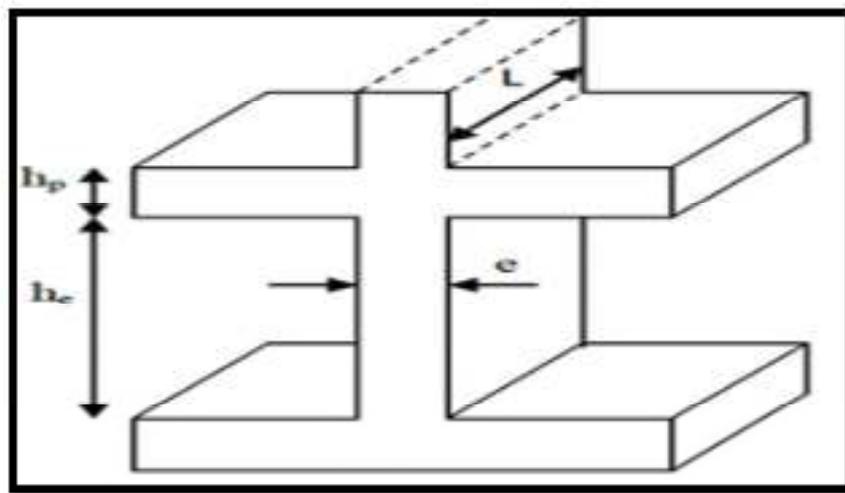


Figure III.3 : Coupe de voile en élévation.

a). L'épaisseur :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à RPA99/2003(Art.7.7.1) [3] :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.06 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \longrightarrow e \geq \frac{306}{25} \longrightarrow e \geq 12.24 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \longrightarrow e \geq \frac{306}{22} \longrightarrow e \geq 13.90 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow e \geq \frac{306}{20} \longrightarrow e \geq 15.30 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) \longrightarrow e \geq \max (15, 12.24, 13.90, 15.30)$$

$$e \geq 15.30 \text{ cm.}$$

On adopte que : **e=16 cm.**

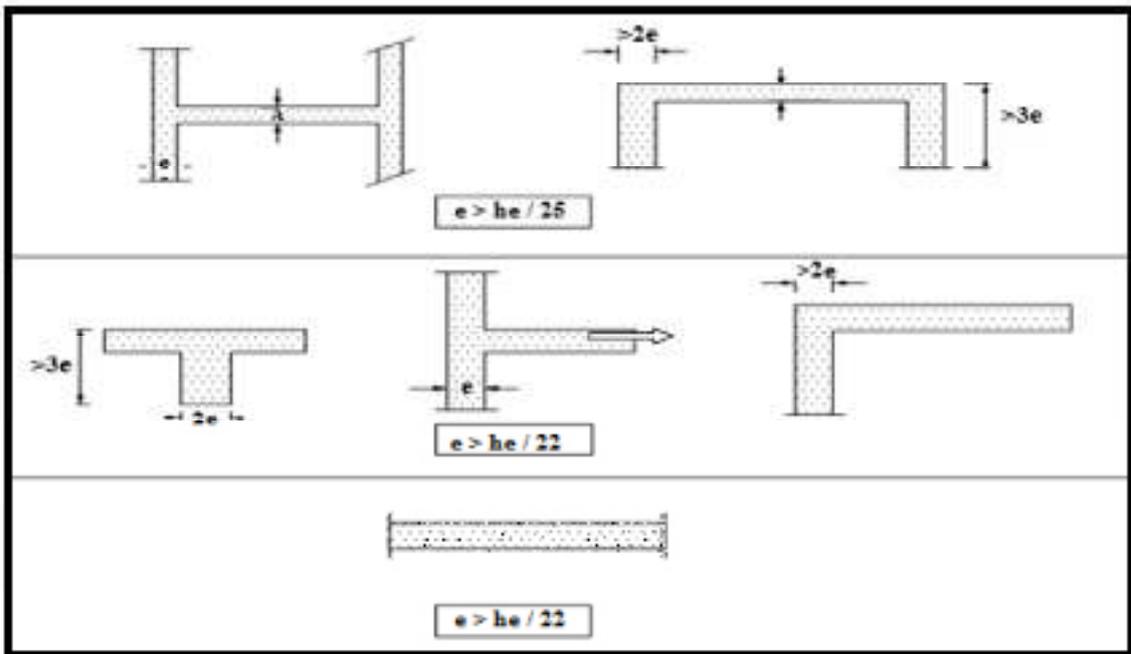


Figure III.4 : Coupe de voile en plan.

b). Longueur minimale du voile : RPA 99/2003(Art 7.7.1) [3]

La longueur minimale L_{\min} du voile devra satisfaire la condition $L_{\min} \geq 4e$.

Avec : L_{\min} : portée minimale des voiles.

$$4e = 4 \times 16 = 64 \text{ cm.}$$

Dans notre projet : $L_{\min} = 3.6 \text{ m}$

$$L_{\min} = 360 \text{ cm} \geq 4e = 64 \text{ cm} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

III.2.3. Les Poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton arme de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers. Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 / 2003**.

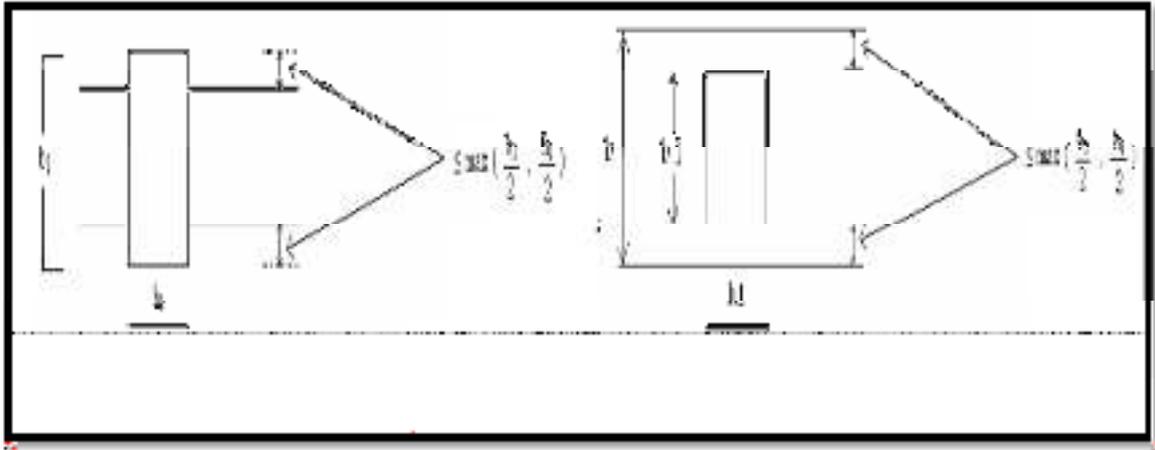


Figure III.5 : La poutre.

III.2.3.1. Poutres principales (porteuses):

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

D'après le BAEL91 (Art A.4.14):[1]

$$\checkmark \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : **h** : hauteur de la poutre.

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

On a : $L_{max} = 520 \text{ cm}$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \longrightarrow 34.6 \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 45 cm.**

$$\checkmark 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec : **b**: Largueur de la poutre.

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \longrightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b = 30 cm.**

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003(Art 7.5.1) qui sont les suivantes : [3]

$$\checkmark b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\checkmark h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\checkmark \frac{h}{b} < 4 \quad \longrightarrow \quad \frac{45}{30} = 1.5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres principales (30×45) cm².

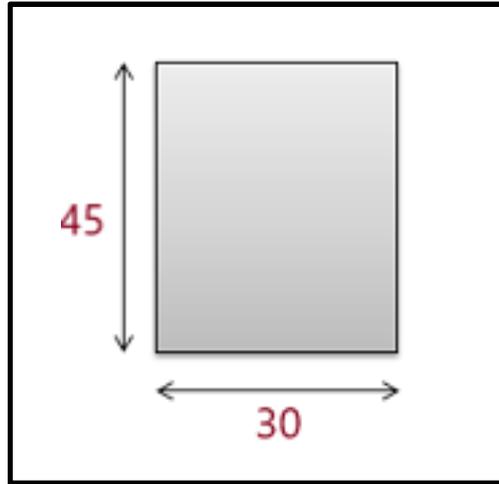


Figure III.6 : La section de la poutre principale (30×45).

III.2.3.2. Poutres secondaire:

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

D'après le BAEL91 (Art A.4.14):

$$\checkmark \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : **h** : La hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nu d'appuis.

On à : L_{max} = 360 cm

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \quad \longrightarrow \quad 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 35 cm.**

$$\checkmark 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec : **b**: Largueur de la poutre.

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b = 30 cm.**

On adopte une section rectangulaire (b × h) = (30 × 35) cm².

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003(Art. 7.5.1) qui sont les suivantes :

✓ $b \geq 20 \text{ cm}$ \longrightarrow $b = 30 \text{ cm}$ \longrightarrow **Condition vérifié.**

✓ $h \geq 30 \text{ cm}$ \longrightarrow $h = 35 \text{ cm}$ \longrightarrow **Condition vérifié.**

✓ $\frac{h}{b} < 4$ \longrightarrow $\frac{35}{30} = 1.16$ \longrightarrow **Condition vérifié.**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres secondaires (30×35) cm².

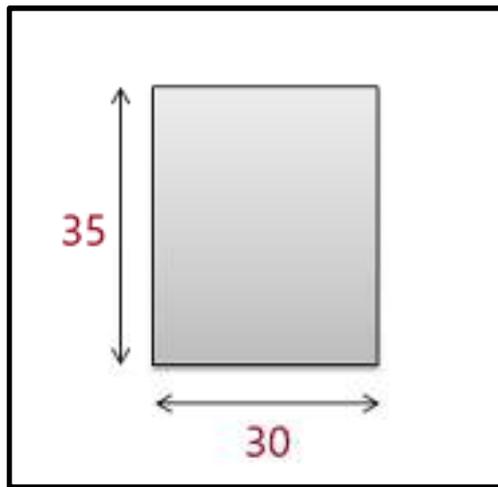


Figure III.7 : La section de la poutre secondaire (30×35).

III.2.4. Les Poteaux :

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont des éléments essentiels de la structure, dont les longueurs sont grandes par rapport aux autres dimensions transversales.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99/2003[3], doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

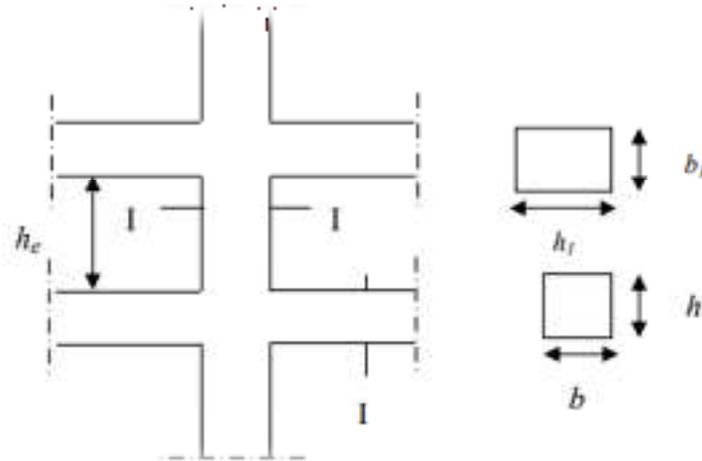


Figure III.8 : Les poteaux.

On prend pour comme un pré-dimensionnement une section carrée de :

$$b_1 = 30 \text{ cm} ; h_1 = 30 \text{ cm}$$

Avec: b_1 : Largeur du poteau.

h_1 : Longueur du poteau.

h_e : Hauteur de l'étage.

D'après le RPA99/2003(Art. 7.4.1):

Pour la zone IIa :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(30,30) \geq 25\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(30,30) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 30\text{cm} \geq 15.3\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III.2.5. Les escaliers :

Un escalier sert à relier un étage à un autre, il se compose d'un certain nombre de marches. On appelle : [5]

- **La contre marche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal qui ferme l'espace entre ces deux marches
- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied.

- **Le nez de marche** : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- **L'embranchement** (E) : la longueur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **Le giron** (G) : distance horizontale mesurée entre le nez de deux marches consécutives.
- **La hauteur de marche** (H) : distance vertical qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Pailasse** : dalle inclinée en béton armé constituant l'élément porteur de l'escalier. Elle renferme toutes les armatures en acier longitudinales et transversales.
- **La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Palier** : la partie horizontale entre deux volées (longueur minimal =3marches).
- **Garde-corps** : La protection du volée des paliers du côté du vide (Bois, Métal...).
- **La dénivelée** : hauteur totale franchie par un escalier. La dénivelée est aussi appelée hauteur à monter ou hauteur d'escalier.

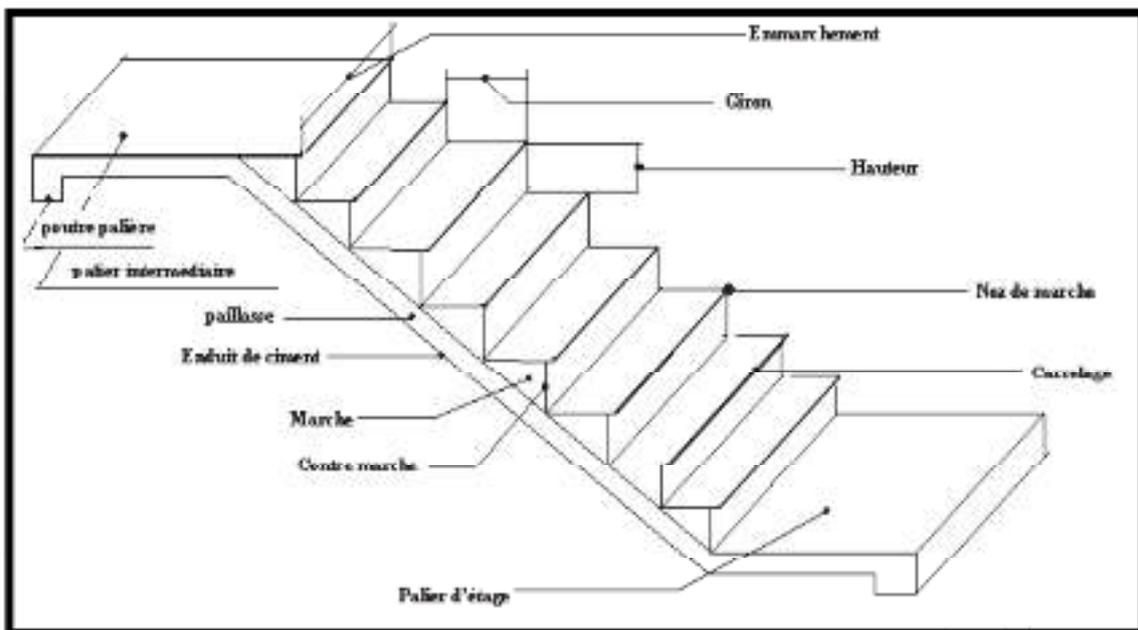


Figure III.9 : Volée d'escalier.

D'après la formule de "BLONDEL" : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : **h** : la hauteur de la contremarche : $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : la largeur de la marche : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

H : la hauteur de volée.

Pour tous les étages on a : $H = 306 \text{ cm}$

$$H = \frac{h_e}{2} \longrightarrow H = \frac{306}{2} \longrightarrow H = 153 \text{ cm.}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} & (1) \\ g = \frac{L}{n-1} & (2) \end{cases}$$

En pratique on prend: $g + 2h = 64 \text{ cm} \dots (3)$

$$\text{En remplace 1 et 2 dans 3 : } \frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = 64 \text{ cm} \longrightarrow 64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + L)n + 2 \times 153 = 0$$

- Nombre de contre marches par volée : $n = 9$
- Nombre de marches par volée : $(n-1) = 8$

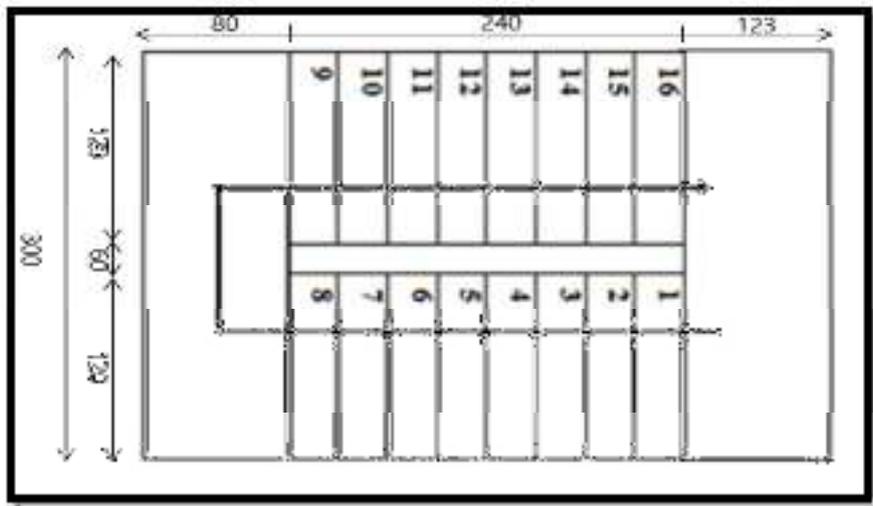


Figure III.10 : Schéma des escaliers à deux volées.

$$\text{Donc : } h = \frac{153}{9} \longrightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

$$g + 2h = 64 \text{ cm} \longrightarrow g + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \longrightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

On prendra $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

$$L = (n-1) \times g = 8 \times 30 \longrightarrow L = 240 \text{ cm}$$

○ *Inclinaison de la pailasse:*

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \longrightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

○ *Longueur de paillasse:*

$$\sin\alpha = \frac{H}{L_{\text{paillasse}}} \longrightarrow L_{\text{paillasse}} = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{153}{\sin(32.51)}$$

$$\longrightarrow L_{\text{paillasse}} = 284.67 \text{ cm}$$

○ *Épaisseur de la dalle d'escalier :*

-L'épaisseur est donnée comme suite : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

-La longueur de palier: $L_{\text{palier}} = 1.23 \text{ m}$

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 284.67 + 123 \longrightarrow L = 407.67 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{407.67}{30} \leq e \leq \frac{407.67}{20} \longrightarrow 13.58 \text{ cm} \leq e \leq 20.38 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de: $e = 15 \text{ cm}$

III.2.6. Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7$

On a : $L = 1,70 \text{ m}$

$$\frac{170}{15} < e < \frac{170}{20} + 7 \longrightarrow 11.33 \text{ cm} < e < 15.5 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm.}$



Figure III.12 : Schéma de balcon.

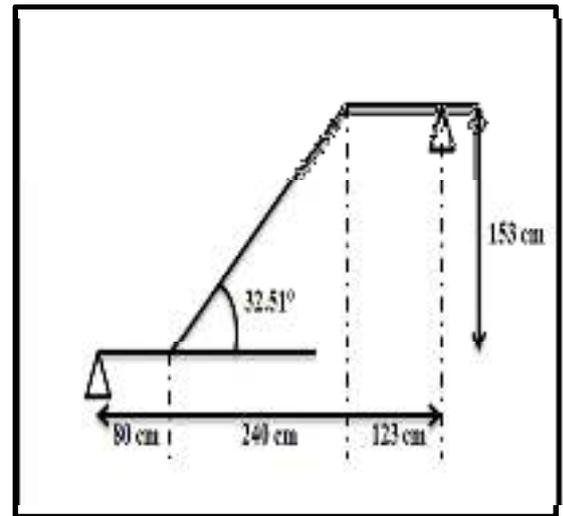


Figure III.11 : Schéma statique

des escaliers.

III.3.Évaluation des charges et surcharges:

III.3.1.Les charge des planchers :

a).Plancher terrasse:

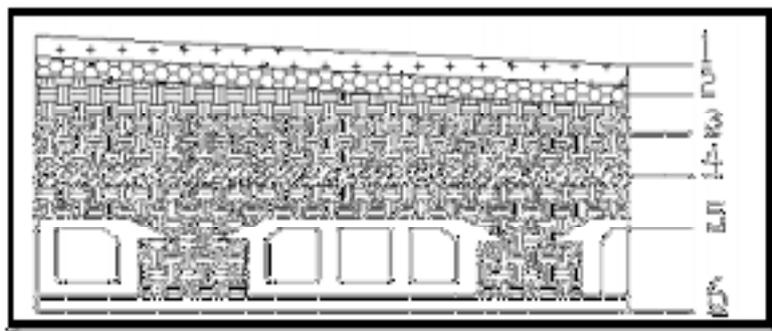


Figure III.13: Plancher terrasse.

N°	Désignation	épaisseur (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	0.05	17000	850
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Béton en forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique en liège	0.04	4000	160
5	Plancher à Corps-creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
				G_T = 6330
				Q_T = 1000

Tableau III.2: Charge permanente et d'exploitation due aux plancher terrasse.

b). Plancher étage courant (Habitation):

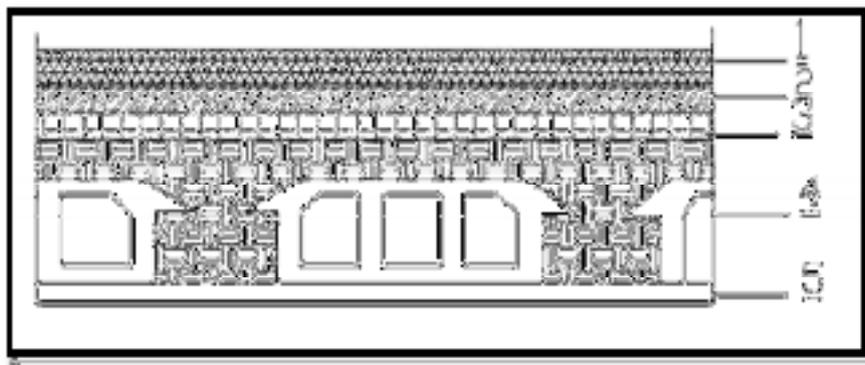


Figure III.14: Plancher d'étage courant.

N°	Désignation	épaisseur (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.20	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
				G_E = 4380
				Q_E = 1500

Tableau III.3: Charge permanente et d'exploitation due aux plancher courants.

c). Dalle pleine (Balcon) :

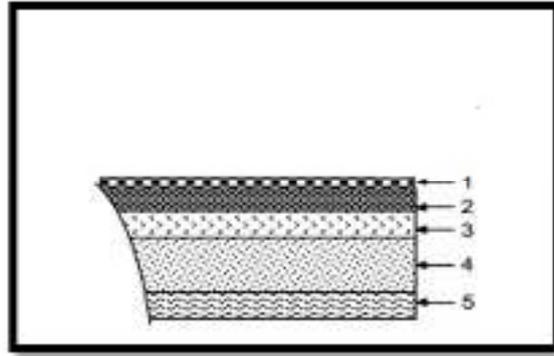


Figure III.15: Dalle pleine (balcon).

○ *Balcon d'étage courant (accessible) :*

N°	Désignation	épaisseur (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit de ciment	0.015	20000	300
				G = 5430
				Q = 3500

Tableau III.4: Charge permanente et d'exploitation due aux balcons accessibles.

○ *Balcon terrasse (inaccessible) :*

N°	Désignation	épaisseur (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	0.05	17000	850
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Béton en forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique en liège	0.04	4000	160
5	Dalle pleine	0.15	25000	3750
6	Enduit de ciment	0.015	20000	300
				G = 7380
				Q = 1000

Tableau III.5: Charge permanente et d'exploitation due aux balcons inaccessibles.

III.3.2 Les Murs:

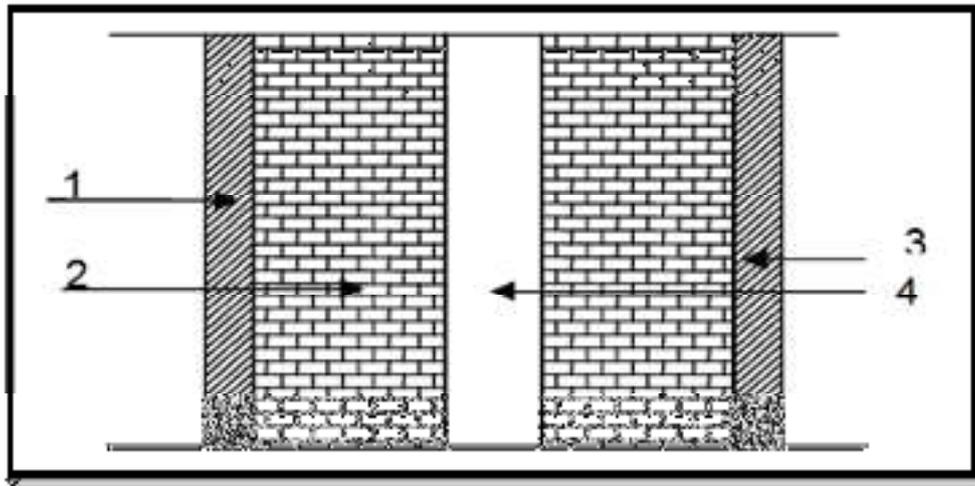


Figure III.16: Coupe verticale du mur double cloison.

a). Murs Extérieurs :

N°	Désignation	épaisseur (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
2	Brique creux	0.1	9000	900
3	Brique creux	0.15	13000	1950
4	Enduit de ciment	0.015	20000	300
				G=3350

Tableau III.6: Charge permanente due aux Murs extérieurs.

b). Murs intérieurs :

N°	Désignation	épaisseur (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
2	Brique creuses	0.1	9000	900
3	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
				G=1300

Tableau III.7: Charge permanente due aux Murs intérieurs.

III.3.3. L'acrotère:

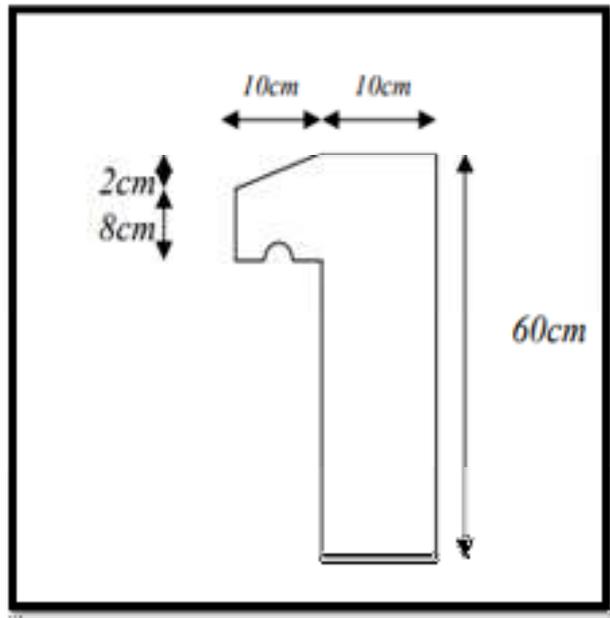


Figure III.17: Schéma de l'acrotère.

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right)$$

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

$$G_A = S \times \rho$$

$$G_A = 0.069 \times 25$$

$$G_A = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

Avec : **G** : Poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.

ρ : Poids volumique du béton 25 KN/m³.

Désignation	h (m)	Surface (m ²)	Poids propre totale G (N/ml)	Surcharge d'exploitation Q (N/ml)
Acrotère	0.6	0.069	1725	1000

Tableau III.8: Charge permanente et d'exploitation d'un acrotère.

III.3.4. Escalier:

a).Le paillasse RDC+EC :

N°	Désignation		e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N /m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	22000	440
		Vertical	0.02h/g	22000	249.33
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	0.02h/g	20000	226.66
3	Poids des marches		0.17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		0.15/cos α	25000	4446.33
5	Enduit en plâtre		0.02/cos α	10000	237.16
6	Gardes corps		-	-	600
					G_p = 8724.48
					Q_p = 2500

Tableau III.9: Charge permanente et d'exploitation de paillasse.

b).Palier de repos RDC + EC:

N°	Désignation	e(m)	γ (N/m ³)	Charge (N /m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
				G_{pr} = 5330
				Q_{pr} = 2500

Tableaux III.10: charges permanentes et d'exploitations de palier de repos.

III.4.Descente des charges :

III.4.1.Définition:

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations.

Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- ✓ Charge permanente "G".
- ✓ Charge d'exploitation "Q".

III.4.2. Représentation des différents niveaux du bâtiment:

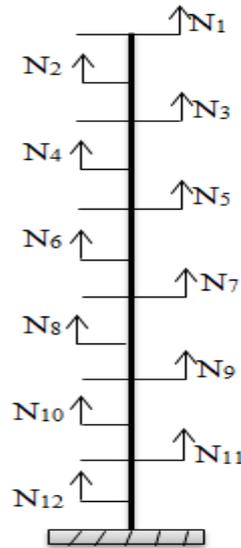


Figure III.18: Les différents niveaux du bâtiment.

III.4.3. Loi de dégression:

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse..... Q_0 .
- Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur

Étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Étage 3 $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7000 \text{ N}$$

III.4.4. Différents Types des poteaux :

a). Poteau de corner :

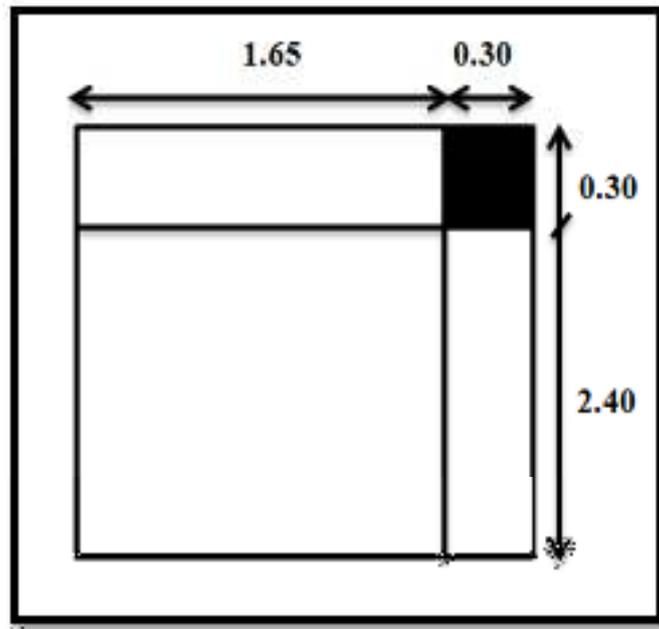


Figure III.19: Poteau de corner.

$$S = 2.40 \times 1.65 = 3.96 \text{ m}^2$$

✓ *Les charges permanentes :*

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = S \times G_T = (1.65 \times 2.40) \times 6.330 = \mathbf{25.066 \text{ KN.}}$$

- Plancher étage courant:

$$G = S \times G_E = (1.65 \times 2.4) \times 4.380 = \mathbf{17.344 \text{ KN.}}$$

- Acrotère :

$$G = 1 \times G_A = (1.65 + 2.4 + 0.50) \times 1.725 = \mathbf{7.84 \text{ KN.}}$$

- Poutre principale :

$$G = 1.65 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = \mathbf{5.56 \text{ KN.}}$$

- Poutre secondaire :

$$G = 2.40 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{6.30 \text{ KN.}}$$

- Poteau étage courant et RDC : (la même hauteur $H=3.06 \text{ m}$)

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.88 \text{ KN.}}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

- Mur extérieur étage courant et RDC :

$$G = [2.4 \times (3.06 - 0.35) + 1.65 \times (3.06 - 0.45)] \times 3.35 = \mathbf{36.21 \text{ KN.}}$$

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N-1	• Acrotère	7.84 +	1 × 3.96
	• Plancher terrasse inaccessible	25.066 +	
	• Poutre principales	5.56 +	
	• Poutre secondaire	6.30	
	Total	44.766	3.96
N-2	• Venant N-1	44.766 +	
	• Poteaux	6.88 +	
	• Murs extérieures	36.21	
	Total	87.856	
N-3	• Venant N-2	87.856 +	2.5 × 3.96
	• Plancher étage courant	17.344 +	
	• Poutre principales	5.56 +	
	• Poutre secondaires	6.30	
	Total	117.06	9.90
N-4	• Venant N-3	117.06 +	
	• Poteaux	6.88 +	
	• Murs extérieures	36.21	
	Total	160.15	
N-5	• Venant N-4	160.15 +	3.85 × 3.96
	• Plancher étage courant	17.344 +	
	• Poutre principales	5.56 +	
	• Poutre secondaires	6.30	

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

	Total	189.354	15.24
N-6	• Venant N-5	189.354 +	
	• Poteaux	6.88 +	
	• Murs extérieures	36.21	
	Total	232.444	15.24
N-7	• Venant N-6	232.444 +	5.05 × 3.96
	• Plancher étage courant	17.344 +	
	• Poutre principales	5.56 +	
	• Poutre secondaires	6.30	
	Total	261.648	19.99
N-8	• Venant N-7	261.648 +	
	• Poteaux	6.88 +	
	• Murs extérieures	36.21	
	Total	304.738	19.99
N-9	• Venant N-8	304.738 +	6.1 × 3.96
	• Plancher étage courant	17.344 +	
	• Poutre principales	5.56 +	
	• Poutre secondaires	6.30	
	Total	333.942	24.15
N-10	• Venant N-9	333.942 +	
	• Poteaux	6.88 +	
	• Murs extérieures	36.21	
	Total	377.032	24.15

N-11	• Venant N-10	377.032 +	7 × 3.96
	• Plancher étage courant	17.344 +	
	• Poutre principales	5.56 +	
	• Poutre secondaires	6.30	
	Total	406.236	27.72
N-12	• Venant N-11	406.236 +	
	• Poteaux	6.88 +	
	• Murs extérieures	36.21	
	Total	449.326	27.72

Tableaux III.11: Descende des charges –poteau corner-

La somme des charges permanent : $G_{Tot} = 449.326$ KN.

La somme des charges d'exploitations : $Q_{Tot} = 27.72$ KN.

b).Poteau de rive :

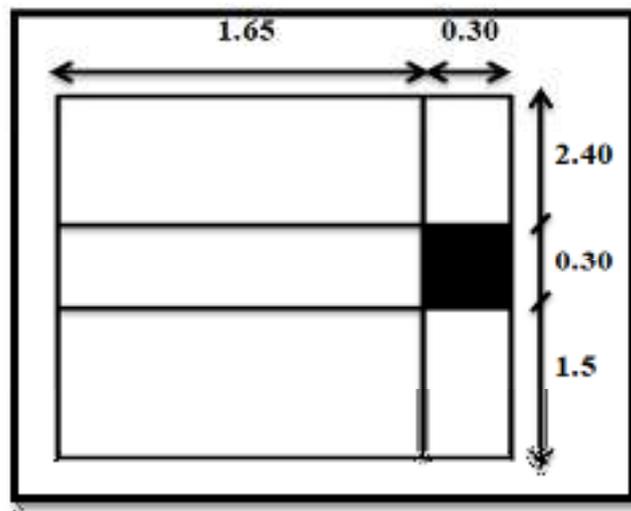


Figure III.20: Poteau de rive.

$$S = (1.65 \times 2.40) + (1.5 \times 1.65) = 6.435 \text{ m}^2$$

✓ **Les charges Permanentes :**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = [(1.65) \times (2.4 + 1.5)] \times 6.330 = 40.733 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant:

$$G = [(1.65) \times (2.4 + 1.5)] \times 4.380 = \mathbf{28.185KN.}$$

- Acrotère :

$$G = [(2.4 + 0.3 + 1.5)] \times 1.725 = \mathbf{7.24KN.}$$

- Poutre principale :

$$G = 1.65 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = \mathbf{5.56 KN.}$$

- Poutre secondaire :

$$G = (2.4 + 1.5) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{10.23 KN.}$$

- Poteau étage courant et RDC: (la même hauteur H=3.06 m)

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.88 KN.}$$

- Mur extérieur étage courant et RDC :

$$G = (2.4 + 1.5) \times (3.06 - 0.45) \times 3.350 = \mathbf{34.099KN.}$$

Niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N-1	• Acrotère	7.24+	1×6.435
	• Plancher terrasse inaccessible	40.733+	
	• Poutre principales	5.56+	
	• Poutre secondaire	10.23	
	Total	63.763	
N-2	• Venant N-1	63.763+	
	• Poteaux	6.88+	
	• Murs extérieures	34.099	
	Total	104.742	
N-3	• Venant N-2	104.742+	2.5 × 6.435
	• Plancher étage courant	28.185+	
	• Poutre principales	5.56+	
	• Poutre secondaires	10.23	
	Total	148.717	

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

N-4	• Venant N-3	148.717+	
	• Poteaux	6.88+	
	• Murs extérieures	34.099	
	Total	189.696	16.08
N-5	• Venant N-4	189.696+	3.85 × 6.435
	• Plancher étage courant	28.185+	
	• Poutre principales	5.56+	
	• Poutre secondaires	10.23	
	Total	233.671	24.77
N-6	• Venant N-5	233.671+	
	• Poteaux	6.88+	
	• Murs extérieures	34.099	
	Total	274.65	24.77
N-7	• Venant N-6	274.65+	5.05 × 6.435
	• Plancher étage courant	28.185+	
	• Poutre principales	5.56+	
	• Poutre secondaires	10.23	
	Total	318.625	32.49
N-8	• Venant N-7	318.625+	
	• Poteaux	6.88+	
	• Murs extérieures	34.099	
	Total	359.604	32.49
N-9	• Venant N-8	359.604+	6.1 × 6.435
	• Plancher étage courant	28.185+	
	• Poutre principales	5.56+	
	• Poutre secondaires	10.23	
	Total	403.579	39.25

N-10	• Venant N-9	403.579+	
	• Poteaux	6.88+	
	• Murs extérieures	34.099	
	Total	444.558	39.25
N-11	• Venant N-10	444.558+	7 × 6.435
	• Plancher étage courant	28.185+	
	• Poutre principales	5.56+	
	• Poutre secondaires	10.23	
	Total	488.533	45.04
N-12	• Venant N-11	488.533+	
	• Poteaux	6.88+	
	• Murs extérieures	34.099	
	Total	529.512	45.04

Tableau III.12: Descente des charges -poteau de rive –

La somme des charges permanent : $G_{Tot} = 529.512$ KN.

La somme des charges d'exploitations : $Q_{Tot} = 45.04$ KN.

c).Poteau intermédiaire :

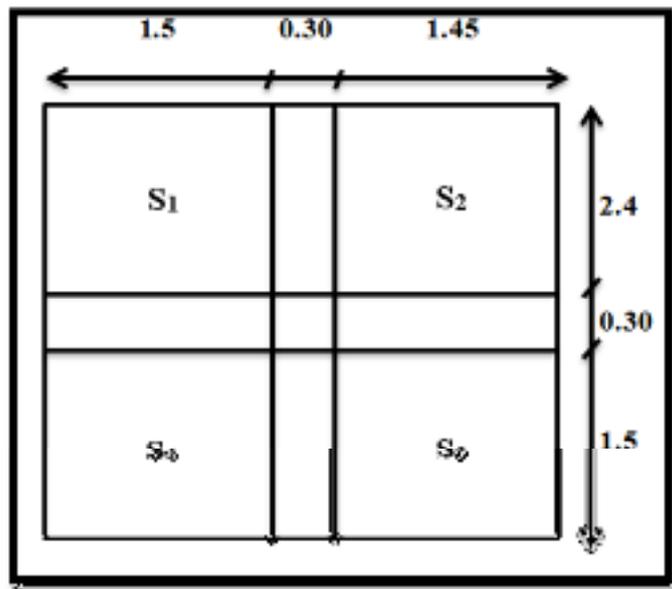


Figure III.21: Poteau intermédiaire.

$$S_{Tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 3.6 + 3.48 + 2.18 + 2.25 = 11.51 \text{ m}^2.$$

✓ **Les charges permanentes :**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = [(1.5 + 1.45) \times (2.4 + 1.5)] \times 6.330 = \mathbf{72.826 \text{ KN.}}$$

- Plancher étage courant:

$$G = [(1.5 + 1.45) \times (2.4 + 1.5)] \times 4.380 = \mathbf{50.391 \text{ KN.}}$$

- Poutre principale :

$$G = (1.5 + 1.45) \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = \mathbf{9.956 \text{ KN.}}$$

- Poutre secondaire :

$$G = (2.4 + 1.5) \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{10.237 \text{ KN.}}$$

- Poteau étage courant et RDC : (la même hauteur $H=3.06 \text{ m}$)

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.88 \text{ KN.}}$$

- Mur intérieur :

$$G = G_{\text{mur}} \times S_{\text{mur}}$$

$$h_{\text{mur}} = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

$$h_{\text{mur}} = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$

Pour les poutres principale : $G = 1.3 \times 2.61 \times 1.5 = 5.089 \text{ KN}$

Pour les poutres secondaire : $G = 1.3 \times 2.71 \times 1.5 = 5.284 \text{ KN}$

Donc : $G = 5.089 + 5.284 = \mathbf{10.373 \text{ KN.}}$

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N-1	• Plancher terrasse inaccessible	72.826+	1 × 10.72
	• Poutre principales	9.956+	
	• Poutre secondaire	10.237	
	Total	93.019	10.72

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

N-2	• Venant N-1	93.019+	
	• Murs intérieures	10.373+	
	• Poteaux	6.88	
	Total	110.272	10.72
N-3	• Venant N-2	110.272+	2.5 × 10.72
	• Plancher étage courant	50.391+	
	• Poutre principales	9.956+	
	• Poutre secondaires	10.237	
	Total	180.856	26.80
N-4	• Venant N-3	180.856+	
	• Murs intérieures	10.373+	
	• Poteaux	6.88	
	Total	198.109	26.80
N-5	• Venant N-4	198.109+	3.85 × 10.72
	• Plancher étage courant	50.391+	
	• Poutre principales	9.956+	
	• Poutre secondaires	10.237	
	Total	268.693	41.27
N-6	• Venant N-5	268.693+	
	• Murs intérieures	10.373+	
	• Poteaux	6.88	
	Total	285.946	41.27

N-7	• Venant N-6	285.946+	5.05 × 10.72
	• Plancher étage courant	50.391+	
	• Poutre principales	9.956+	
	• Poutre secondaires	10.237	
	Total	356.530	54.13
N-8	• Venant N-7	356.530+	
	• Murs intérieures	10.373+	
	• Poteaux	6.88	
	Total	373.783	54.13
N-9	• Venant N-8	373.783+	6.1 × 10.72
	• Plancher étage courant	50.391+	
	• Poutre principales	9.956+	
	• Poutre secondaires	10.237	
	Total	444.367	65.39
N-10	• Venant N-9	444.367+	
	• Murs intérieures	10.373+	
	• Poteaux	6.88	
	Total	461.620	65.39
N-11	• Venant N-10	461.620+	7 × 10.72
	• Plancher étage courant	50.391+	
	• Poutre principales	9.956+	
	• Poutre secondaires	10.237	
	Total	532.204	75.04

N-12	• Venant N-11	532.204+	
	• Murs intérieures	10.373+	
	• Poteaux	6.88	
	Total	549.457	75.04

Tableaux III.13: Descende des charges –poteau intermédiaire-

La somme des charges permanent : $G_{Tot} = 549.457\text{KN}$.

La somme des charges d'exploitations : $Q_{Tot} = 75.04 \text{ KN}$.

Remarque :

On prend en considération a notre étude le poteau intermédiaire parce qu'il est le plus sollicitée.

III.4.3. Vérification de la section de poteau :

- **L'effort normal ultime :**

L'effort normal agissant ultime N_U d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_U = (1.35 \times 549.457) + (1.5 \times 75.04)$$

$$N_U = 854.326\text{KN}.$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) [2] on doit majorer pour les poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées l'effort de compression ultime N_U à 15% telle que :

$$\text{L'effort normal maximum : } N_U^* = 1.15 (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$N_U^* = 1.15 \times 854.326$$

$$N_U^* = 982.474\text{KN}.$$

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_U^*}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \implies B \geq \frac{N_U^*}{0.6 \times f_{c28}} \implies B \geq \frac{982.474 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.065 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0.3 \times 0.3 = 0.09 \text{ m}^2.$$

$B = 0.09 \text{ m}^2 > 0.065 \text{ m}^2$Condition vérifiée.

• **Vérification au flambement :**

$$N_U^* \leq \overline{N_U} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : B_r : Section réduite du poteau.

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400\text{MPa}$).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

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

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

L_f : Longueur de flambement tel que : $L_f = 0.707 \times L_0$ Avec : $L_0 = 3.06 \text{ m}$

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} B : \text{Section de béton : } B = b \times h = 0.30 \times 0.30 = 0.09\text{m}^2 \\ I : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \times h^3}{12} = I = \frac{0.30 \times 0.30^3}{12} = 0.675 \times 10^{-3}\text{m}^4 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } i = \sqrt{\frac{0.675 \times 10^{-3}}{0.09}} = 0.086 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.16}{0.086} = 25.11 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{25.11}{35}\right)^2} = 0.770$$

A_s : est la section d'armature comprimée.

$$A_s = \max (A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A_s = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \% \times B_r \text{ (zone IIa)}$$

Selon les règles du B.A.E.L91 [2], l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_U^* \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \longrightarrow B_r \geq \frac{N_U^*}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}} = \frac{982.474 \times 10^{-3}}{0.707} \times \frac{1}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{8 \times 400}{1000 \times 1.15}}$$

$$B_r = 0.065 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $B_r = [(h - 2) \times (b - 2)] \times 10^{-4} = [(30 - 2) \times (30 - 2)] \times 10^{-4}$

$$B_r = 0.0784 \text{ m}^2 > 0.065 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc pas de risque de flambement.



**Chapitre IV:
Etude des éléments
secondaires**

IV.1. Introduction:

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

- Acrotère.
- Dalle pleine.
- Escalier.
- Balcon.
- Plancher.

IV.2. Acrotère :

IV.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre « G » qui donne un effort normal « N_G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « M_Q » au niveau de l'encastrement et La force sismique.

Le calcul s'effectue pour une bande de **1ml** en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

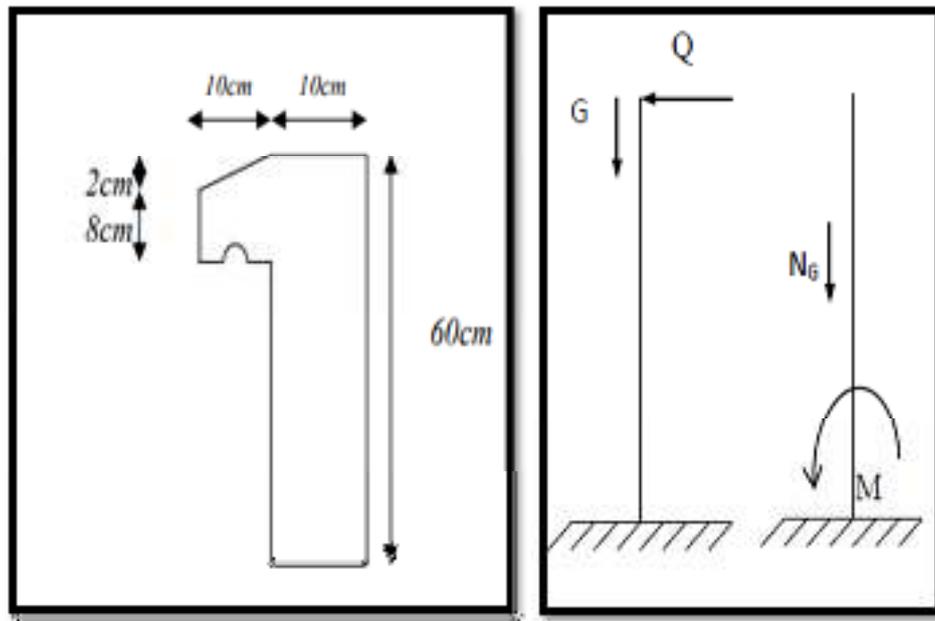


Figure IV.1 : Schéma réel et statique de l'acrotère.

IV.2.2. Évaluation des charges :

D'après le chapitre précédent on a :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1.725 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

IV.2.3. Vérification de l'acrotère au séisme :

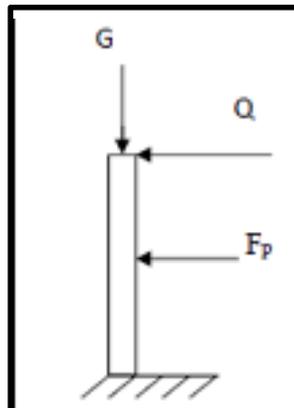


Figure IV.2: Schéma de distribution des forces.

Le RPA 99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \text{RPA 99/2003 (Art 6.2.3). [3]}$$

Avec :

- **A**: coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage
 - $A = 0,15$ (groupe d'usage 2 et zone II a) (Tableau 4.1 de RPA99/2003).

- C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (**Tableau 6.1 de RPA99/2003**).
 - $C_p = 0,8$ (élément en console).
- W_p : Poids propre de l'acrotère.
 - $W_p = 1.725 \text{ KN} = 1725\text{N}$
 - Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0,8 \times 1,725 = 0.82 \text{ KN/ml}$

$F_p = 0.82 \text{ KN/ml} < 1,5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots$ (CV)

On va ferrailer l'acrotère avec la force F_p .

IV.2.4. Évaluation et combinaison des charges:

- La charge de poids propre G entraine :
 - Un effort normal : $N_G = G \times 1\text{ml} = 1.725 \times 1\text{ml} \longrightarrow N_G = 1.725 \text{ KN}$.
 - Un moment : $M_G = 0 \text{ KN.m}$
- La surcharge d'exploitation Q entraine :
 - Un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$.
 - Un moment : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 \longrightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$.

➤ ***L'état limite ultime ELU :***

- Effort Normal de compression : $N_u = 1.35G = 1.35 \times (1.725) \longrightarrow N_u = 2.32 \text{ KN/ml}$.
- Moment fléchissant: $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 \longrightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.ml}$.
- Effort tranchant : $V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 \longrightarrow V_u = 1.5 \text{ KN/ml}$.

➤ ***L'état limite de service ELS :***

- $N_s = G = 1.725 \text{ KN/ml}$.
- $M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml}$.
- $V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ ***La combinaison accidentelle :***

$G + Q \pm E = 1.725 + 1 \pm 0.82$

Sens X : $M_a = (1 \times 0.6) + (0.82 \times 0.331) \longrightarrow M_a = 0.871 \text{ KN.m}$.

Sens Y : $N_a = G = 1.725 \text{ KN/m}$.

Calcul de centre de gravité $G (X_G; Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(0.05 \times 0.06) + (0.133 \times 0.001) + (0.15 \times 0.008)}{0.069} = 0.062 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(0.3 \times 0.06) + (0.586 \times 0.001) + (0.54 \times 0.008)}{0.069} = 0.331 \text{ m}$$

Sollicitation	RPA99	ELU	ELS
Combinaison charges	$G + Q \pm E$	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$
N(KN)	1.725	2.32	1.725
M(KN.m)	0.871	0.9	0.6
V(KN/ml)	/	1.5	1

Tableau IV.1 : Les sollicitations de l'acrotère.

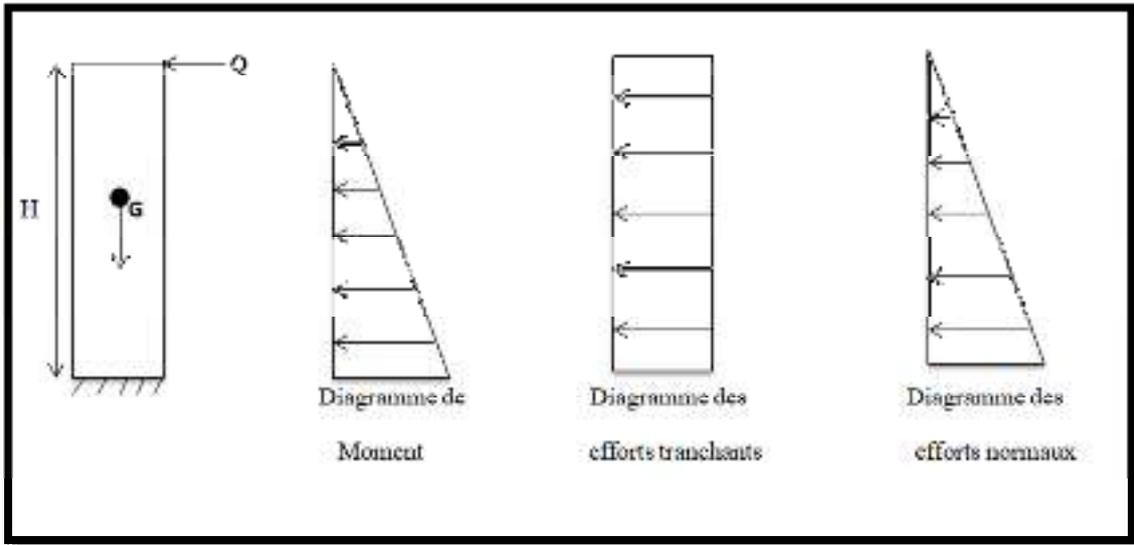
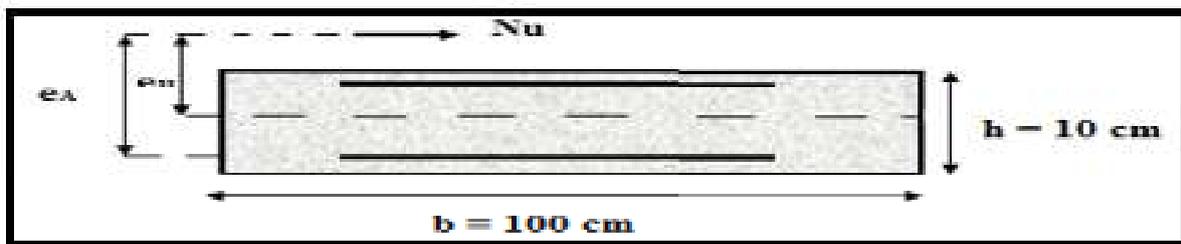


Figure IV.3 : Schéma représenté les sollicitations.

IV.2.5. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bonde de 1 m.



- Epaisseur de la section : $h = 10 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b = 100 \text{ cm}$.
- Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$.
- Hauteur utile : $d = h - c = 8 \text{ cm}$.

a). Etude de l'acrotère à L'ELU :

✓ **Calcul de l'excentricité :**

Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2] en adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec : e_0 : Excentricité de la résultante.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre liée à la déformation de la structure.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

✓ **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} > \frac{h}{6}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{0.9}{2.32} = 0.38 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e_0 = 0.38 > \frac{h}{6} = 0.016$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, est par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_u a égale au moment par rapport aux armatures tendues.

✓ **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right] \longrightarrow e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right] \longrightarrow e_a = \max [2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}]$$

Avec : h : longueur de la pièce.

Donc : $e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.38 + 0.02 = 0.40 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.40 \text{ m.}$$

✓ **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure.

Pour déterminer l'excentricité du second ordre on doit vérifier que :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right) = \max \left(15 ; \frac{20 \times 40}{60} \right) = 13.33 = 15 \text{ cm}$$

Avec : L_f : Longueur de flambement de la pièce.

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$L_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} = 1.2 \text{ m}$$

Donc : $\frac{L}{h} = 12 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$$\text{Donc on calcul } e_2 : e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

Avec : φ : c'est le rapport de la déformation final sue au fluage a la déformation instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égale à 2.

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = \frac{ql^2}{2} = \frac{1.725 \times 0.6^2}{2} = 0.31 \text{ KN.m.}$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.31}{0.31 + 0.18} \longrightarrow \alpha = 0.63$$

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 0.63 \times 2) \longrightarrow e_2 = 0.0023 \text{ m}$$

$$e = 0.0023 + 0.38 + 0.02 = 0.4014 \text{ m} = 40.14 \text{ cm}$$

$$e = 40.14 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures réelle en flexion simple.

✓ **Évaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion simple) :**

$$M_l = N_U \times e$$

Avec : M_l : Moment par apport aux armatures tendues.

$$e_T = e + \frac{h}{2} - c = 40.14 + \frac{10}{2} - 2$$

$$e_T = 43.14 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_u = N_U \times e_T = 2.328 \times 43.14 \times 10^{-2}$$

$$M_u = 1.004 \text{ KN.m}$$

Moment fictif (M_{ua}) :

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.004 + 2.32 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \longrightarrow M_{ua} = 1.073 \text{ KN.m}$$

Les armatures fictives :

On a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bu} = 14.16\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.073 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.16} = 0.011 < \mu_1 = 0.392$$

Donc : $A' = 0$ (Armature comprimées non nécessaires).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) \longrightarrow \alpha = 0.013 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8(1 - 0.4 \times 0.0138) \longrightarrow Z = 7.95 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.073 \times 10^6}{79.5 \times 348} \longrightarrow A_{u1} = 0.39 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39 - \frac{2328}{348} = 32.31 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_u = 0.323 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2, 1)**

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 96.60 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u ; A_{\min}) = \max(0.323 ; 0.966)$

$$\text{Alors : } A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de l'espacement :**

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

$$e \leq \min(30 ; 33\text{cm}) \longrightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adopte : } 4\text{T6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de l'espacement :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$e \leq \min(40 ; 45\text{cm}) \longrightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

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

▪ **Vérification de l'effort de tranchant < cisaillement > : BAEL91**

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.018 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b). Etude de l'acrotère à L'ELS :

On a : $N_s = 1.725 \text{ KN} ; M_s = 0.6 \text{ KN.m} ; V_s = 1 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.725} = 0.347 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

Nous avons une section partiellement comprimée, on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{\text{ser/A}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 1.725 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.65175 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de moment limite de service M_1 :**

$$M_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) ; \quad \alpha_r = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{(15 \times \sigma_{bc}) + \sigma_s}$$

- La contrainte de béton à l'ELS: (fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- La contrainte d'acier

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) ; \quad \eta = 1.6 \text{ (barre HA)}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_s = \min(266.66; 201.63) \longrightarrow \sigma_s = 201.63 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \alpha_r = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_r = \frac{0.527}{2} \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) = 0.217$$

$$M_I = 0.217 \times 1000 \times 80^2 \times 15 \longrightarrow M_I = 20832000 \text{ N. mm} \longrightarrow M_I = 20.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 0.651 \text{ KN.m} < M_I = 20.832 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$A' = 0$: Il n'y a pas des armatures comprimées.

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 80 \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) \longrightarrow Z = 65.94 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}/A}{Z \times \sigma_s} = \frac{651.75 \times 10^3}{65.94 \times 201.63} = 49.02 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_s = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} = A_s - \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} = 49.02 - \left(\frac{1725}{201.63} \right) = 40.46 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\text{ser}} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max (A_{\text{ser}} ; A_{\text{min}} ; A_s) = \max (0.40 ; 0.96 ; 0.49) = 0.96 \text{ cm}^2$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$

Alors on adopte : **4T8 = 2.01 cm²**

▪ **Vérification de l'espacement :**

$$e = \min (3h; 33\text{cm}) = \min (30; 33)$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \longrightarrow A_r = 0.5 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : **4T6 = 1.13 cm²**

IV.2.6. Schéma de Ferrailage :

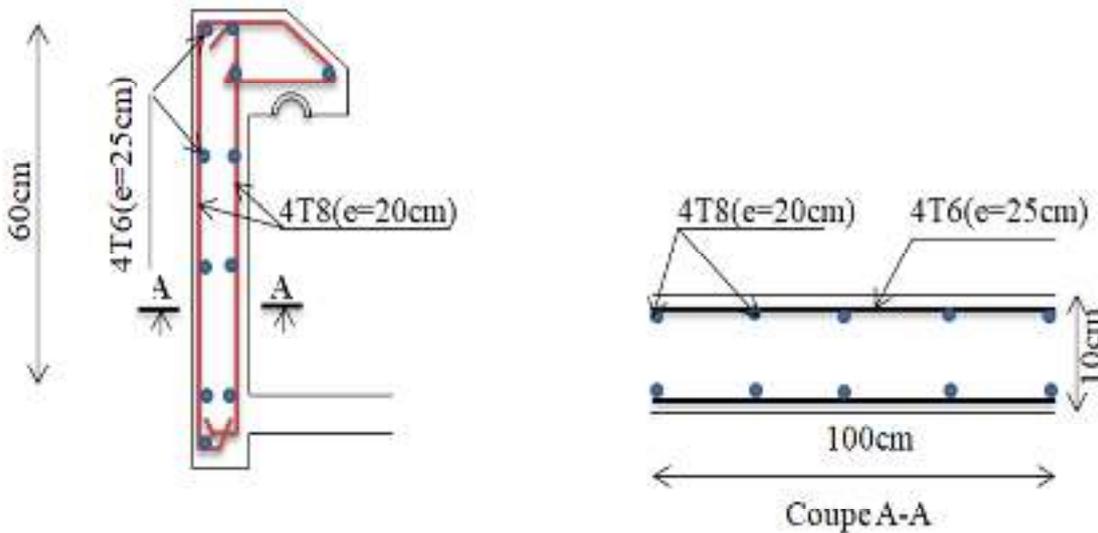


Figure IV.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Les escaliers :

IV.3.1. Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose : Pour déterminer les sollicitations, on se base sur la méthode RDM.

On a une selle type d'escalier pour l'RDC et l'étage courant : l'escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire.

IV.3.2. Charge et surcharge :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

Paillasse: $G_p = 8.72 \text{ KN/m}^2 = 8.72 \times 1 \text{ ml} \longrightarrow G_p = 8.72 \text{ KN/ml}$

$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ ml} \longrightarrow Q_p = 2.5 \text{ KN/ml}$

Palier : $G_{pr} = 5.33 \text{ KN/m}^2 = 5.33 \times 1 \text{ ml} \longrightarrow G_{pr} = 5.33 \text{ KN/ml}$

$$Q_{Pr} = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ ml} \implies Q_{Pr} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Avec : G_P : Charge permanente de la paillasse.

Q_P : Charge variable de la paillasse.

G_{Pr} : Charge permanente du palier.

Q_{Pr} : Charge variable du palier.

✓ **Schéma statique :**

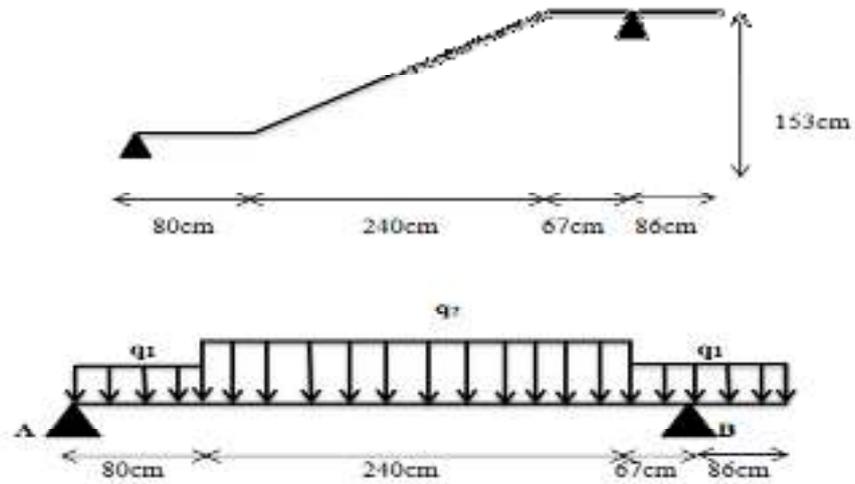


Figure IV.5: Schéma statique des escaliers.

IV.3.3. Combinaison des charges :

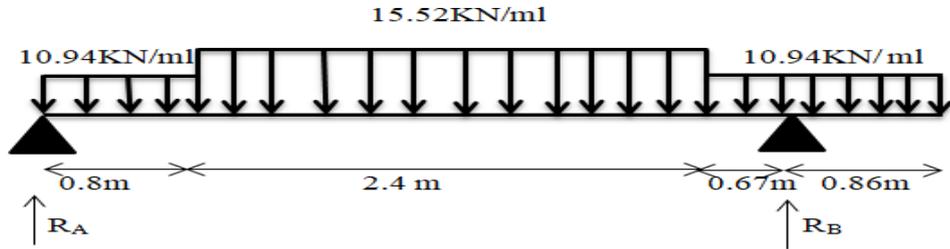
- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- **ELS** : $q_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Plier	5.33	2.5	10.94	7.83
Paillasse	8.72	2.5	15.52	11.22

Tableau IV.2 : Calcul de la Combinaison des charges.

IV.3.3.1. Calcul des réactions :

➤ ELU :



$$\sum F_V = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (10.94 \times 0.8) + (15.52 \times 2.4) + (10.94 \times 1.43)$$

$$R_A + R_B = 61.64 \text{ KN}$$

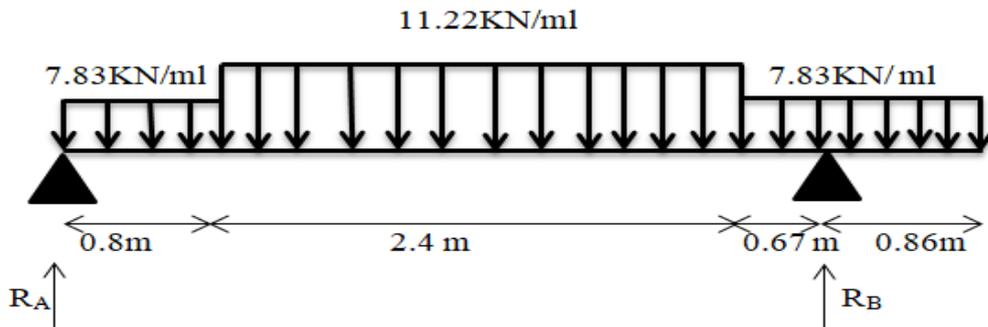
$$\sum M_{/A} = 0 \longrightarrow 3.87R_B = \left(10.94 \times 0.8 \times \left(\frac{0.8}{2}\right)\right) + \left(15.52 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 0.8\right)\right) + \left(10.94 \times 1.53 \times \left(\frac{1.53}{2} + 3.2\right)\right) = 0$$

$$R_B = \frac{144.36}{3.87} = 37.30 \text{ KN}$$

$$R_B = 37.30 \text{ KN}$$

$$R_A = 24.34 \text{ KN}$$

➤ ELS :



$$\sum F_V = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (7.83 \times 0.8) + (11.22 \times 2.4) + (7.83 \times 1.53)$$

$$R_A + R_B = 45.17 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \longrightarrow 3.87R_B = \left(7.83 \times 0.8 \times \left(\frac{0.8}{2}\right)\right) + \left(11.22 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 0.8\right)\right) + \left(7.83 \times 1.53 \times \left(\frac{1.53}{2} + 3.2\right)\right) = 0$$

$$R_B = \frac{103.86}{3.87} = 26.83 \text{ KN}$$

$$R_B = 26.83 \text{ KN}$$

$$R_A = 18.34 \text{ KN}$$

IV.3.3.2. Calcul des moments et efforts tranchants :

➤ **ELU**

- **Tronçon I :** Pour : $0 \leq x \leq 0.8 \text{ m}$

- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \longrightarrow T(x) = 24.34 - 10.94x$$

Pour : $x = 0$ $T(x) = 24.34 \text{ KN}$

$x = 0.8$ $T(x) = 15.58 \text{ KN}$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 24.34x - 10.94 \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0$ $M(x) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 0.8$ $M(x) = 15.97 \text{ KN.m}$

- **Tronçon II :** Pour : $0.8 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \longrightarrow$$

$$T(x) = 24.34 - (10.94 \times 0.8) - 15.52(x - 0.8)$$

Pour : $x = 0.8$ $T(x) = 15.58 \text{ KN}$

$x = 3.2$ $T(x) = -21.66 \text{ KN}$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 24.34x - 10.94 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2}\right) - 15.52 \frac{(x-0.8)^2}{2}$$

Pour : $x = 0.8$ $M(x) = 15.97 \text{ KN.m}$

$x = 3.2$ $M(x) = 8.68 \text{ KN.m}$

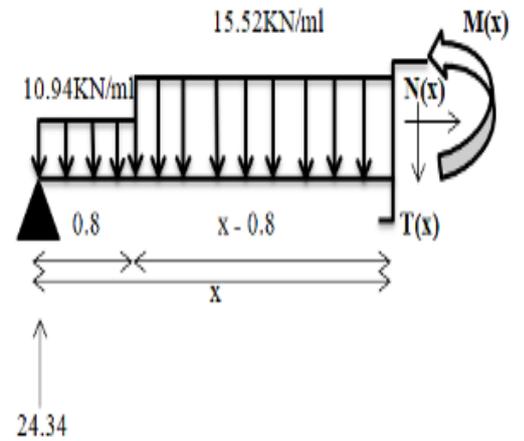
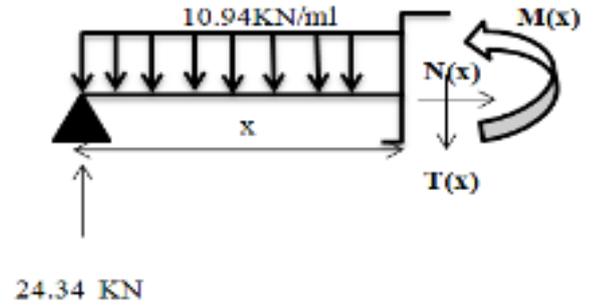
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d\left(24.34x - 10.94 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2}\right) - 15.52 \frac{(x-0.8)^2}{2}\right)}{dx} \longrightarrow \frac{d(-7.76x^2 + 28x + 8.46)}{dx} = 0$$

$$= -15.52x + 28 \longrightarrow x = \frac{28}{15.52}$$

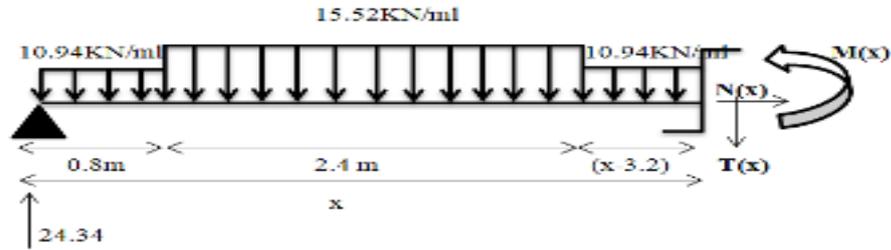
Donc : $x = 1.80 \text{ m}$

$$x = 1.80 \text{ m} \longrightarrow M(x = 1.80) = 24.34 \times 1.80 - 10.94 \times 0.8 \left(1.80 - \frac{0.8}{2}\right) - 15.52 \frac{(1.80-0.8)^2}{2}$$

$$M(x = 1.80) = 23.79 \text{ KN.}$$



- **Tronçon III** : Pour : $3.2 \leq x \leq 3.87$ m



- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \implies T(x) = 24.34 - 10.94 \times 0.8 - 15.52 \times 2.4 - 10.94(x - 3.2)$$

Pour : $x = 3.2$ $T(x) = -21.66 \text{ kN}$

$x = 3.87$ $T(x) = -28.98 \text{ kN}$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 24.34x - 10.94 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2}\right) - 15.52 \times 2.4 \left(x - 0.8 - \frac{2.4}{2}\right) - 10.94 \times \frac{(x-3.2)^2}{2}$$

Pour : $x = 3.2$ $M(x) = 8.68 \text{ kN.m}$

$x = 3.87$ $M(x) = -8.28 \text{ kN.m}$

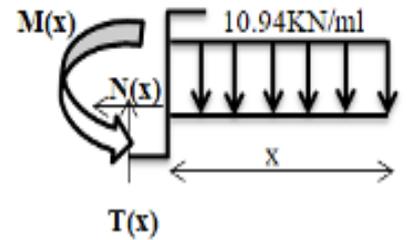
- **Tronçon IV** : Pour : $0 \leq x \leq 0.86$ m

- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \implies T(x) = 10.94x$$

Pour : $x = 0$ $T(x) = 0 \text{ kN}$

$x = 0.86$ $T(x) = 9.40 \text{ kN}$



- Moment fléchissant :

$$M(x) = -10.94 \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0$ $M(x) = 0 \text{ kN.m}$

$x = 0.86$ $M(x) = -4.04 \text{ kN.m}$

➤ **ELS :**

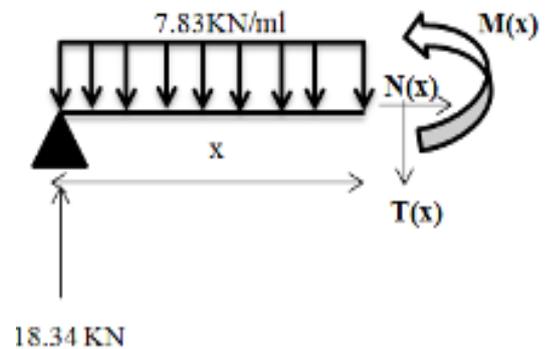
- **Tronçon I** : Pour : $0 \leq x \leq 0.8$ m

- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \implies T(x) = 18.34 - 7.83x$$

Pour : $x = 0$ $T(x) = 18.34 \text{ kN}$

$x = 0.8$ $T(x) = 12.07 \text{ kN}$



- Moment fléchissant :

$$M(x) = 18.34x - 7.83 \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0$ $M(x) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 0.8$ $M(x) = 12.16 \text{ KN.m}$

- **Tronçon II** : Pour : $0.8 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

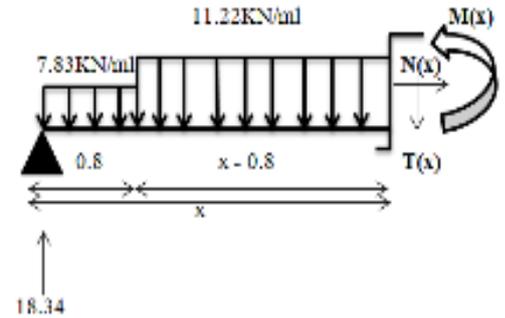
- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \longrightarrow$$

$$T(x) = 18.34 - (7.83 \times 0.8) - 11.22(x - 0.8)$$

Pour : $x = 0.8$ $T(x) = 12.07 \text{ KN}$

$x = 3.2$ $T(x) = -14.85 \text{ KN}$



- Moment fléchissant :

$$M(x) = 18.34x - 7.83 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2}\right) - 11.22 \frac{(x-0.8)^2}{2}$$

Pour : $x = 0.8$ $M(x) = 12.16 \text{ KN.m}$

$x = 3.2$ $M(x) = 8.83 \text{ KN.m}$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d\left(18.34x - 7.83 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2}\right) - 11.22 \frac{(x-0.8)^2}{2}\right)}{dx}$$

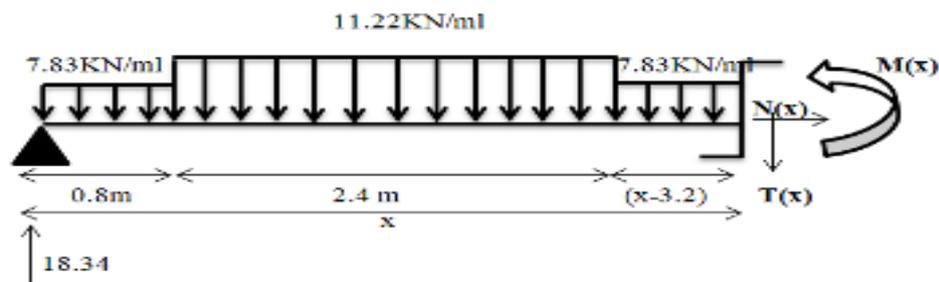
$$\frac{d(-5.61x^2 + 21.05x + 6.09)}{dx} = 0 \longrightarrow -11.22x + 21.05 = 0 \longrightarrow x = \frac{21.05}{11.22}$$

Donc : $x = 1.80 \text{ m}$

$$x = 1.80 \text{ m} \longrightarrow M(x = 1.80) = 18.34 \times 1.80 - 7.83 \times 0.8 \left(1.80 - \frac{0.8}{2}\right) - 11.22 \frac{(1.80-0.8)^2}{2}$$

$$M(x = 1.80) = 18.63 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon III** : Pour : $3.2 \leq x \leq 3.87 \text{ m}$



- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \longrightarrow T(x) = 18.34 - 7.83 \times 0.8 - 11.22 \times 2.4 - 7.83(x - 3.2)$$

Pour : $x = 3.2$ $T(x) = -14.85\text{KN}$

$x = 3.87$ $T(x) = -20.09\text{KN}$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 18.34x - 7.83 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2} \right) - 11.22 \times 2.4 \left(x - 0.8 - \frac{2.4}{2} \right) - 7.83 \times \frac{(x - 3.2)^2}{2}$$

Pour : $x = 3.2$ $M(x) = 8.83\text{KN.m}$

$x = 3.87$ $M(x) = -2.87\text{KN.m}$

- **Tronçon IV :** Pour : $0 \leq x \leq 0.86$ m

- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 7.83x$$

Pour : $x = 0$ $T(x) = 0\text{KN}$

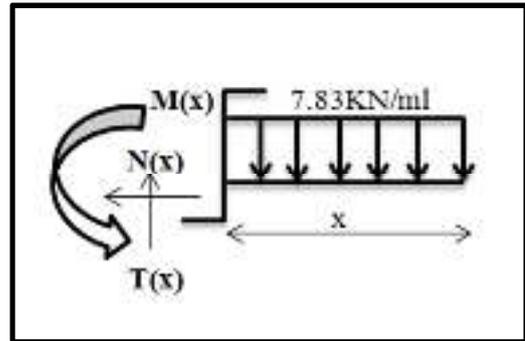
$x = 0.86$ $T(x) = 6.73\text{KN}$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = -7.83 \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0$ $M(x) = 0\text{KN.m}$

$x = 0.86$ $M(x) = -2.89\text{KN.m}$



On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

$M_u = 23.79\text{KN.m}$

$T_u = -28.98\text{KN}$

$M_s = 18.63\text{KN.m}$

$T_s = -20.09\text{KN}$

Le moment sur appuis : $M_a = (0.3 ; 0.5) M_0$

Le moment sur travée : $M_t = (0.7 ; 0.85) M_0$

Désignation	M_0 (KN.m)	$M_a = 0.5M_0$	$M_t = 0.85M_0$	T (KN)
ELU	23.79	11.89	20.22	-28.98
ELS	18.63	9.31	15.83	-20.09

Tableau IV.3 : calcul des sollicitations des escaliers.

➤ **ELU :**

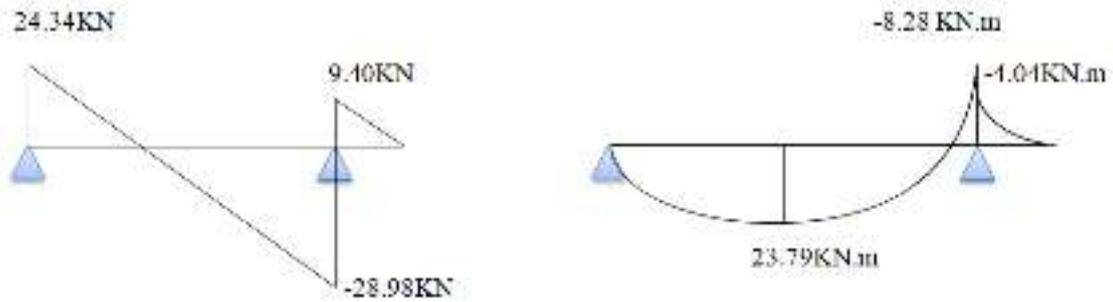


Figure IV.6: Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU.

➤ ELS :

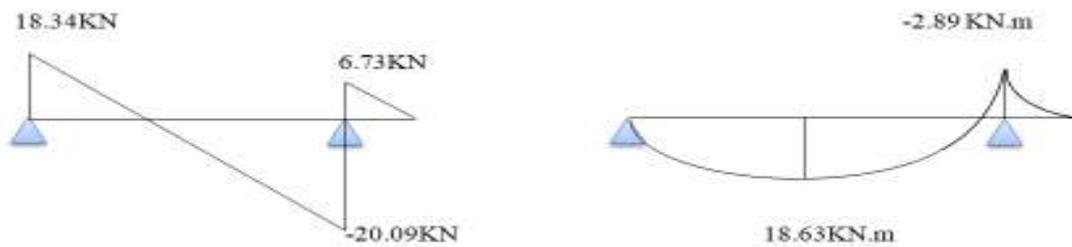


Figure IV.7: Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELS.

IV.3.3.3. Calcul des armatures :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.



- Epaisseur de la section : $h = 15\text{cm}$
- Largeur de la section : $b = 100\text{cm}$
- Enrobage : $c = 2\text{cm}$
- Hauteur utile : $d = h - c = 13\text{cm}$

➤ ELU :

a). Les armatures longitudinal :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = 0.392 ; d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu < \mu_1 \longrightarrow A' = 0$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{\delta_s \times Z}$$

Désignation	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A_{u\text{cal}}$ (cm ²)
Travée	20.22	0.084	0.10	12.47	4.65
Appuis	11.89	0.049	0.06	12.68	2.69

Tableau IV.4 : Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELU.

b). Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56\text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_{u\text{cal}} ; A_{\min})$

Désignation	$A_{u\text{cal}}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
Travée	4.65	1.56	4.65	5T12 = 5.65
Appuis	2.69	1.56	2.69	4T10 = 3.14

Tableau IV.5 : Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELU.

c). L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \longrightarrow e \leq \min(45 ; 33\text{cm})$$

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

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

d). Les armatures de répartition :

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{5.65}{4}$$

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{3.14}{4}$$

$$A_r = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

e). L'espacement :

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \longrightarrow e \leq \min(60 ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

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

➤ **ELS :**

a). Les armatures longitudinal :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = 0.392 ; d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_s}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu < \mu_1 \longrightarrow A' = 0$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\delta_s \times Z}$$

Désignation	M_s (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{scal} (cm ²)
Travée	15.83	0.066	0.08	12.58	3.61
Appuis	9.31	0.038	0.04	12.79	2.09

Tableau IV.6 : Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELS.

b). Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_{scal} ; A_{min})$

Désignation	A_{scal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
Travée	3.61	1.56	3.61	4T12 = 4.52
Appuis	2.09	1.56	2.09	3T10 = 2.36

Tableau IV.7 : Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELS.

c). L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \longrightarrow e \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

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

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

d). Les armatures de répartition:

• **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = \frac{4.52}{4} \longrightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{2.36}{4} \longrightarrow A_r = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

- e). **L'espacement :**

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \longrightarrow e \leq \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

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

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

- a). **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

En travée :

$$M_{\text{ser}} = 15.83 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_l \longrightarrow A_s' = 0 ; n = 15$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 5.65(13 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 477.00$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A_s'(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.92^3 + 15 \times 5.65(13 - 3.92)^2 \longrightarrow I = 8995.20 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{15.83 \times 35.8 \times 10^6}{8995.20 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 6.89 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 6.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

En appui :

$M_{ser} = 9.31 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_1 \longrightarrow A_s = 0 ; n = 15$

- La position de l'axe neutre :

$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 3.14(13 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 353.09$

$y = 3.05 \text{ cm}$

- Moment d'inertie :

$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.05^3 + 15 \times 3.14(13 - 3.05)^2 = 8995.20 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 5608.77 \text{ cm}^4$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{9.31 \times 30.5 \times 10^6}{5608.77 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 5.06 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	25.78	9.24	4.77	13005.49	9.45	Vérifiée
Appuis	15.17	5.65	3.92	8995.20	6.61	Vérifiée

Tableau IV.8: Vérification des contraintes à l'ELS.

b). Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors :

(BAEL 91 A.5.1, 211)[1]

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots$ (Fissuration peu préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28980}{1000 \times 130} \longrightarrow \tau_u = 0.22 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c). Vérification de la flèche: (BAEL B.6.5.1 1) : [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 [1]** :

Avec : $h=15\text{cm}$; $L=307\text{cm}$; $A = 5.65\text{cm}^2$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 \Rightarrow \frac{15}{307} = 0.048 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{307} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CNV}$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc il y'a un risque de la flèche il faut calcul la flèche.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

- La flèche admissible est:

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5\text{m}$

$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5\text{m}$

Dans notre cas $L = 3.07 \text{ m} < 5\text{m}$

Moment d'inertie fictif :

$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5.65 \left(\frac{15}{2} - 13\right)^2$

$I_0 = 30688.68\text{cm}^4$

Pourcentage des armatures : $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$

$\rho = \frac{5.65}{100 \times 13} \longrightarrow \rho = 0.004$

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

Avec : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$; $Z = d - \frac{y}{3}$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} \longrightarrow y = 7.14$$

$$Z = 13 - \frac{7.14}{3} \longrightarrow Z = 10.62 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{15.83 \times 10^6}{565 \times 106.2} \longrightarrow \sigma_s = 263.82 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 263.82 + 2.1} \longrightarrow \mu = 0.41$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.004(2 + 3 \times \frac{100}{100})} \longrightarrow \lambda_i = 5.25$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 30688.68}{1 + 5.25 \times 0.41} \longrightarrow I_{fi} = 10708.18 \text{ cm}^4$$

Calcul de module de déformation longitudinale instantané du béton :

$$E_i = 1100^3 \sqrt{f_{c28}} \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{15.83 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 10708.18} \longrightarrow f = 0.004 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{307}{500} \longrightarrow \bar{f} = 0.614 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$f = 0.004 \text{ cm} < \bar{f} = 0.614 \dots \dots$ Condition de la flèche est vérifiée

IV.3.4. Etude de la poutre palière :

C'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et Soumise à la flexion et à la torsion.

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

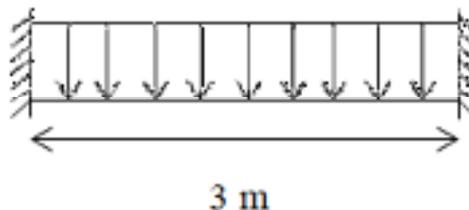


Figure IV.8: Schéma statique de la poutre palière.

IV.3.4.1. Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RPA 99/ 2003. Selon le CBA 93

- **La hauteur « H » de la poutre palier :**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \text{ cm}$$

On a : $L = 3\text{m}$

$$\frac{300}{15} < h < \frac{300}{10} \longrightarrow 20\text{cm} < h < 30\text{cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

- **La largeur b de la poutre palière :**

$$0.3h < b < 0.7h \longrightarrow 0.3 \times 35 < b < 0.7 \times 35 \longrightarrow 10.5 < b < 24.5$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Selon le RPA99/2003 :**

$$\left[\begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : on choisit une section de la poutre palière $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

IV.3.4.2.Évaluation des charges:

- **Le poids propre de la poutre palière et du mur :**

$$g_{pp} = b \times h \times \rho = 0.30 \times 0.35 \times 25$$

$$g_{pp} = 2.62 \text{ KN/m}$$

$$g_m = G_m \times H_m = 3.35 \times 1.53$$

$$g_m = 5.12 \text{ KN/m}$$

Avec : H_m : La hauteur du mur.

g_{pp} : Poids propre de la poutre palière.

g_m : Poids propre du mur sur la poutre.

G_m : Charge du mur.

- **La charge transmise par l'escalier:**

$$\text{ELU} : R_A^u = 24.34 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_A^s = 18.34 \text{ KN}$$

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35 (g_{pp}) + R_A^u = 1.35 (2.62) + 24.34 \longrightarrow q_u = 27.87 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.87 \times 3}{2} \longrightarrow T_u = 41.80 \text{ KN}$$

$$M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{27.87 \times 3^2}{24} \longrightarrow M_u^t = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{27.87 \times 3^2}{12} \longrightarrow M_u^a = 20.90 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = g_{pp} + R_A^S = 2.62 + 18.34 \longrightarrow q_s = 20.96 \text{ KN/m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20.96 \times 3}{2} \longrightarrow T_s = 31.44 \text{ KN}$$

$$M_s^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{20.96 \times 3^2}{24} \longrightarrow M_s^t = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{20.96 \times 3^2}{12} \longrightarrow M_s^a = 15.72 \text{ KN.m}$$

IV.3.4.3. Calcul de la section d'armature à la flexion simple:

- Epaisseur de la section : $h = 35 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b = 30 \text{ cm}$.
- Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$.
- hauteur utile : $d = h - c = 33 \text{ cm}$.

➤ **ELU :**

a). En travée :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.45 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} \longrightarrow \mu = 0.022 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.022 < \mu_1 = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) \longrightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0.02) \longrightarrow Z = 32.73 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{10.45 \times 10^6}{348 \times 327.3} \longrightarrow A_u^t = 0.91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u^t ; A_{min}) = \max(0.91 ; 1.19)$

Alors : $A_s = 1.19 \text{ cm}^2$ donc on adopte : $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

b). En appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{20.90 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} \longrightarrow \mu = 0.045 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.045 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) \longrightarrow \alpha = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0.05) \longrightarrow Z = 32.34 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times Z} = \frac{20.90 \times 10^6}{348 \times 323.4} \longrightarrow A_u^a = 1.85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u^a ; A_{\min}) = \max(1.95 ; 1.19)$

Alors : $A_s = 1.95 \text{ cm}^2$ donc on adopte : $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopt}} = 2.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

L'espacement S_t : [BAEL91] [1]

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29.7 ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature transversal :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \longrightarrow A_t = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \longrightarrow A_t = \frac{30 \times 20 \times 1.15(0.42 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \longrightarrow A_t \geq -0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.60 ; -0.40) \longrightarrow A_t = 0.60 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

a). En travée :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_s^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7.86 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} \longrightarrow \mu = 0.016 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) \longrightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0.02) \longrightarrow Z = 32.73 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{7.86 \times 10^6}{348 \times 327.3} \longrightarrow A_s^t = 0.69 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_s^t ; A_{\min}) = \max (0.69 ; 1.19)$

Alors : $A_s = 1.19 \text{ cm}^2$ donc on adopte : $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

b). En appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_s^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{15.72 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} \longrightarrow \mu = 0.033 < \mu_{\lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.033 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) \longrightarrow \alpha = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0.04) \longrightarrow Z = 32.47 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{M_s^a}{\sigma_s \times Z} = \frac{15.72 \times 10^6}{348 \times 324.7} \longrightarrow A_s^a = 1.39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_s^a ; A_{\min}) = \max (1.39 ; 1.19)$

Alors : $A_s = 1.39 \text{ cm}^2$ donc on adopte : $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopt}} = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.4.4. Vérification à ELS:

❖ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

a).En travée :

$M_s = 7.86 \text{ KN.m} ; A_s = 2.26\text{cm}^2 ; A_{sc} = 0 ; n = 15$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n (A_s - A_{sc}) y - n (A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 \times 2.26 \times y - 15 (2.26 \times 33) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 261.28$$

y = 7.57 cm

• **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{2}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (7.57)^3 + 15 \times 2.26 (33 - 7.57)^2 = 0$$

I = 26260.59 cm⁴

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{7.86 \times 10^6 \times 75.7}{26260.59 \times 10^4} = 2.26\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 2.26\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$**Condition vérifiée**

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b).En appui :

$M_s = 15.72 \text{ KN.m} ; A_s = 2.26\text{cm}^2 ; A_{sc} = 0 ; n = 15$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n (A_s - A_{sc}) y - n (A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 \times 2.26 \times y - 15 (2.26 \times 33) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 261.28$$

y = 7.57 cm

• **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{2}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (7.57)^3 + 15 \times 2.26 (33 - 7.57)^2 = 0$$

$$I = 26260.59 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{15.72 \times 10^6 \times 75.7}{26260.59 \times 10^4} = 4.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

IV.3.4.5. Etude de la poutre palière à la torsion:

• **Moment de torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a \times L}{2} \quad ; \quad M_a = 0.3 M_0$$

Avec : M_a : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$$M_a = 0.3 \times 23.79 \longrightarrow M_a = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } M_{\text{tor}} = \frac{7.33 \times 3}{2} \longrightarrow M_{\text{tor}} = 10.99 \text{ KN.m}$$

• **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e}$$

Avec : e : épaisseur de la section creuse.

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} \longrightarrow e = \frac{30}{6} \longrightarrow e = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) \longrightarrow \Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) \longrightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{10.99 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} \longrightarrow \tau_{u \text{ tor}} = 1.46 \text{ MPa}$$

IV.3.4.6. Justification du béton:

Pour notre cas : section pleine et d'après la BAEL91 [1], on doit avoir :

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{uv} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{41.80 \times 10^3}{300 \times 330} \longrightarrow \tau_{uv} = 0.42 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)} \\ \bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \sqrt{1.46^2 + 0.42^2} = 2.30 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} = 2.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec : $\sum A_l^{tor}$: sont des sections d'acier long de torsion.

U: périmètre de contour d'air Ω .

S_t : équidistance selon ces axes.

A_l^{tor} : Section d'un cours des cadres de torsion orthogonaux à l'axe de la pièce.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)]$$

$$U = 110 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } A_l^{tor} = \frac{10.99 \times 110 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3}$$

$$A_l^{tor} = 2.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12 = 3.39 cm²**

- **Calcul des armatures transversal :**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec : $S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 33 ; 40\text{cm})$

$S_t \leq \min(29.7\text{cm} ; 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$

On adopte : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Avec : A_t^{tor} : Les armatures transversal au torsion.

$$\text{Alors : } A_t^{tor} = \frac{10.99 \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3} \longrightarrow A_t^{tor} = 3.15 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2T8 = 1.01 cm²**

$$A_t^{FS} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

Avec : A_t^{FS} : Les armatures transversal au flexion simple.

$$A_t^{FS} \geq \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \longrightarrow A_t^{FS} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures total:**

a).les armatures longitudinales :

En travée :

$$A_t^{tot} = A_t^{FS} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.19 + \frac{2.31}{2} \longrightarrow A_t = 2.34 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_l^{tor}}{2} = \frac{2.31}{2} \longrightarrow A_c = 1.15 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 1.85 + \frac{2.31}{2} \longrightarrow A_t = 3.00 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{T12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = \frac{2.31}{2} \longrightarrow A_c = 1.15 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2\text{T10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

b).les armatures transversal :

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + A_t^{\text{tor}} = 0.60 + 0.31 \longrightarrow A_t^{\text{tot}} = 0.91 \text{ cm}^2$$

IV.3.4.7. La Vérification de l'effort tranchant « cisaillement » [BAEL91]:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{41.80 \times 10^3}{300 \times 330} \longrightarrow \tau_u = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

IV.3.4.8. La vérification de la flèche:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 [1]** :

Avec : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 33 \text{ cm}$; $L = 300 \text{ cm}$; $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{300} = 0.116 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{5.65}{30 \times 33} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow M_t = 0.85M_0 \longrightarrow \frac{35}{300} = 0.116 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

IV.3.4.9. Schéma de ferrailage:

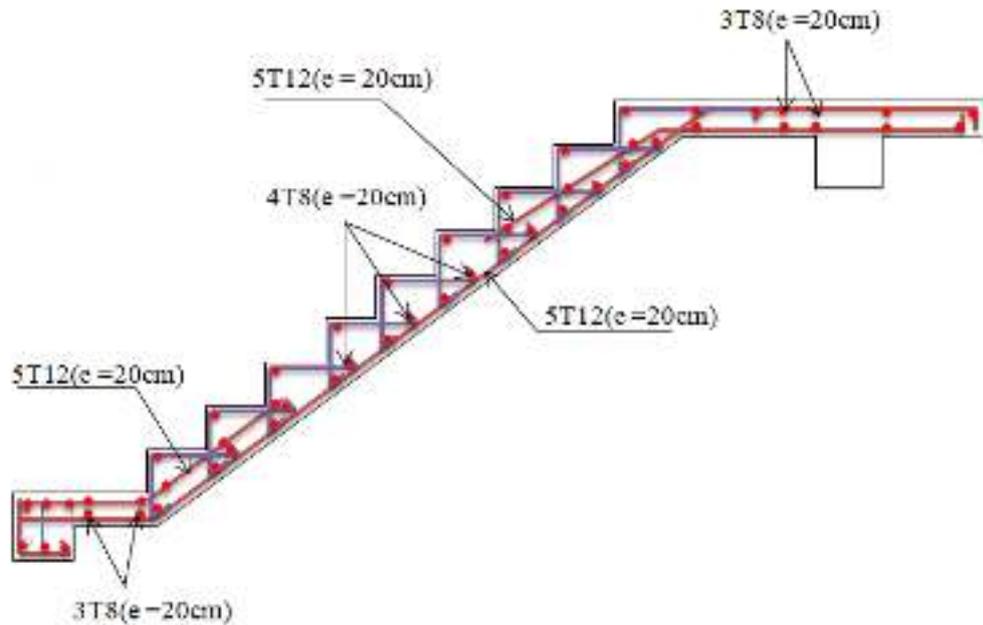


Figure IV.9 : Schéma de ferrailage d'escalier.

IV.4 Balcon :

IV.4.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple.

Le calcul des balcons se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites) Si le balcon est une dalle pleine encastree dans une poutre dans ce cas il sera calculé comme une poutre console Si le balcon est une dalle pleine sur deux appuis (en L), trois ou quatre appuis, le calcul dans ce cas se fait de la même manière que celui des dalles pleines.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), et une charge d'exploitation Q .

Pour notre projet Il y a un type du balcon : Balcon en dalle plein repose sur deux appuis donc le calcul se fait comme une dalle pleine.

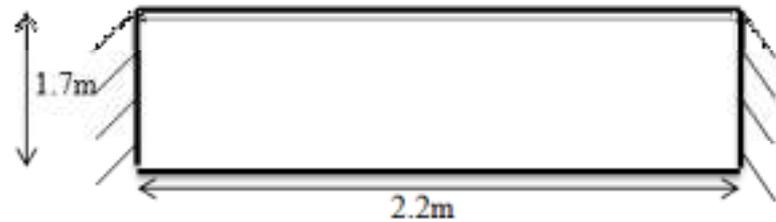


Figure IV.10: Dalle plein sur deux appuis.

IV.4.2. Évaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 5.43\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.43 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} \longrightarrow q_u = 12.58 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = (1.35 \times P \times 2.2) \times 1\text{m} = (1.35 \times 3.35 \times 2.2) \times 1\text{m} \longrightarrow P_u = 9.94 \text{ KN}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5.43 + 3.5 \longrightarrow q_s = 8.93 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P \times 2.2 \times 1\text{m} = 3.35 \times 2.2 \times 1\text{m} \longrightarrow P_s = 7.37 \text{ KN}$$

Il faut vérifier d'abord coefficient ρ :

$\rho \leq 0.4 \longrightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4 \longrightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

Pour notre cas :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{220} = 0.77 > 0.4 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les moments sont déterminés suivant les deux directions L_x et L_y .

IV.4.3. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 : [1]

- Le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et v .

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

	ELU	ELS
μ_x	0.056	0.063
μ_y	0.595	0.710
ν	0	0.2

Tableaux IV.9 : Valeur des coefficients μ_x ; μ_y et ν .

Donc calcule des moments à :

❖ **ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.056 \times 12.58 \times 1.7^2 = \mathbf{2.03KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.595 \times 2.03 = \mathbf{1.20KN.m}$$

• Moments en travées :

$$M_{txu} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 2.03 = \mathbf{1.72KN.m}$$

$$M_{tyu} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 1.20 = \mathbf{1.02KN.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{axu} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 2.03 = \mathbf{1.01KN.m}$$

$$M_{axu} = 0.3 \times M_{0x} = 0.3 \times 2.03 = \mathbf{0.60KN.m}$$

$$M_{ayu} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 1.20 = \mathbf{0.6KN.m}$$

$$M_{ayu} = 0.3 \times M_{0y} = 0.3 \times 1.20 = \mathbf{0.36KN.m}$$

❖ **ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.063 \times 8.93 \times 1.7^2 = \mathbf{1.62KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.710 \times 1.62 = \mathbf{1.15KN.m}$$

• Moments en travées :

$$M_{txs} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1.62 = \mathbf{1.37KN.m}$$

$$M_{tys} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 1.15 = \mathbf{0.97KN.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{axs} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 1.62 = \mathbf{0.81KN.m}$$

$$M_{axs} = 0.3 \times M_{0x} = 0.3 \times 1.62 = \mathbf{0.48KN.m}$$

$$M_{ays} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 1.15 = \mathbf{0.57KN.m}$$

$$M_{ays} = 0.3 \times M_{0y} = 0.3 \times 1.15 = \mathbf{0.34KN.m}$$

Pour les moments sur appuis on prend max

	ELU		ELS	
Appui (Max)	1.01		0.81	
Travée	Sens- x	1.72	Sens -x	1.37
	Sens-y	1.02	Sens-y	0.97

Tableau IV.10: résultats finale des moments.

IV.4.4. Ferraillage du balcon à l'ELU :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13\text{cm} ; c = 2\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bu} = 14.16\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

Etape fictive :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.01 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.0042 \longrightarrow \mu < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0052 \\ Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 12.97\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{1.01 \times 10^6}{348 \times 129.7} \longrightarrow A_s = 0.22\text{cm}^2$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M_u KN.m	A'_s (cm^2)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_{adap} (cm^2)
Travée	Sens -x	1.72	0	0.0071	0.0089	12.95	0.38	1.56	4T8	2.01
	Sens-y	1.02	0	0.0042	0.0052	12.97	0.22	1.56	4T8	2.01
Appui	Sens-x	1.01	0	0.0042	.00052	12.97	0.22	1.56	4T8	2.01
	Sens-y									

Tableau IV.11: Ferraillage de Balcon.

a). Espacement :

• **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens -x : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots \text{CV} \\ \text{On prend : } S_t = 25\text{cm} \\ \text{Sens-y : } S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t = 33\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots \text{CV} \\ \text{On prend : } S_t = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

• **En appui :**

$$(\text{Sens -x ; Sens-y}) : S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \text{CV}$$

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

b). Condition de non fragilité (BAEL A.4.2.1) : [1]

On a: $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

h = e = 15cm b = 100cm $\rho = 0.77 > 0.4$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} \geq \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 1.33\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 1.2\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8\%_0 \quad \text{Pour les barres à haute adhérence.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4 \end{array} \right.$$

• **En travée :**

Sens -x : $A_x = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$.

Sens -y : $A_y = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$.

• **En appui :**

Sens -x : $A_x = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$.

Sens -y : $A_y = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$.

c). Vérification de l'effort tranchant à ELU :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07f_{c28} = 1.75\text{MPa}$$

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{12.58 \times 1.7 \times 2.2}{2 \times 1.7 + 2.2} = 8.40 \text{KN}$$

$$T_u^y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{12.58 \times 1.7}{3} = 7.12 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_u^x ; T_u^y) = 8.40 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{8.40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.064 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.064 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.75 \text{MPa}$ **Condition vérifiée**

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.5. Vérification à L'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.063 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{0x} = 1.62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$\begin{cases} M_{txs} = 1.37 \text{KN.m} \\ M_{tys} = 0.97 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **En appui :**

On prend max des moments :

$$M_{as}^{\max} = 0.81 \text{KN.m}$$

a). Vérification des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

• La position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15 ; A'_s = 0$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_s(y - c) = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Position		M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	Sens-x	1.37	2.01	2.51	3769.21	0.912	15	Vérifiée
	Sens-y	0.97	2.01	2.51	3769.21	0.645	15	Vérifiée
Appuis	Sens-x	0.81	2.01	2.51	3769.21	0.539	15	Vérifiée
	Sens-y							

Tableau IV.12 : Vérification des états limitent de compression du béton.

b). Vérification des contraintes au niveau d'acier :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Avec : $\eta = 1.6$: La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 1.37 \times 10^6 (130 - 25.1)}{3769.21 \times 10^4} = 57.19 \text{ MPa}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	Sens-x	1.37	57.19	201.63	Vérifiée
	Sens-y	0.97	40.49	201.63	Vérifiée
Appuis	Sens-x	0.81	33.81	201.63	Vérifiée
	Sens-y				

Tableau IV.13 : Vérification des contraintes au niveau d'acier.

c). Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) : [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 modifié 99** :

Avec : $h=15\text{cm}$; $L=220\text{cm}$; $A_{st}=2.01\text{ cm}^2$; $b_0=b=100\text{cm}$; $d=13\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \frac{15}{220} = 0.068 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \longrightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow M_t = 0.85M_0 \longrightarrow \frac{15}{220} = 0.068 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc il y'a un risque de la flèche il faut calcul la flèche.

Il faut que : $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Dans notre cas $L = 2.2m < 5m$ Avec :

$E_i = 32164.2MPa$: Module de déformation longitudinale instantané du béton.

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 2.01 \left(\frac{15}{2} - 13\right)^2$$

$$I_0 = 290370.03cm^4$$

Pourcentage des armatures : $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$

$$\rho = \frac{2.01}{100 \times 13} \longrightarrow \rho = 0.0015$$

Coéfficient μ :

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

Avec : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$; $Z = d - \frac{y}{3}$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 2.01 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 2.01} \longrightarrow y = 7.36$$

$$Z = 13 - \frac{7.36}{3} \longrightarrow Z = 10.54 \text{ cm}$$

Donc : $\sigma_s = \frac{0.97 \times 10^6}{201 \times 105.4} \longrightarrow \sigma_s = 45.78 \text{ MPa}$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 45.78 + 2.1} \longrightarrow \mu = 0.54$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0015(2 + 3 \times \frac{100}{100})} \longrightarrow \lambda_i = 14$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 290370.03}{1 + 14 \times 0.54} \longrightarrow I_{fi} = 37313.90 \text{ cm}^4$$

Alors : $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$f = \frac{0.97 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 37313.90} \longrightarrow f = 0.00008 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{220}{500} \longrightarrow \bar{f} = 0.44 \text{ cm}$$

$f = 0.00008 \text{ cm} < \bar{f} = 0.44 \text{ cm}$Condition de la flèche est vérifiée

IV.4.6. Schéma de ferrailage :

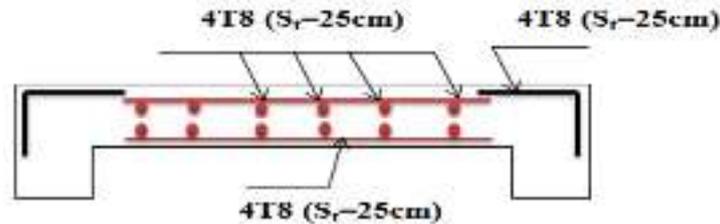


Figure IV.11: Schéma de ferrailage du balcon.

IV.5. Les planchers :

IV.5.1.Introduction :

Pour tout construction le plancher est un structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements).Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- ✓ Facilité et rapidité d'exécution.
- ✓ Plus légère que la dalle pleine.
- ✓ Economie.
- ✓ Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- ✓ Poutrelles
- ✓ Hourdis
- ✓ Dalle de compression

IV.5.2 Évaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a).Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{terrasse}} = 6.33 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = G_{\text{terrasse}} \times b = 6.33 \times 0.65 = 4.1145 \text{ KN/ml} \\ Q = Q_{\text{terrasse}} \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

b). Plancher étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{étage courant}} = 4.38 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = G_{\text{étage courant}} \times b = 4.38 \times 0.65 = 2.847 \text{ KN/ml} \\ Q = Q_{\text{étage courant}} \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

c). Les combinaisons d'action :

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $q_s = G + Q$

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6.52 (KN/m)	4.81 (KN/m)
ELS	4.76 (KN/m)	3.82 (KN/m)

Tableau IV.14: Les combinaisons d'action.

IV.5.3 Calcul des poutrelles :

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

IV.5.4 Choix de la méthode de calcul :

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode de forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers à surcharge modérée. Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode de forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

IV.5.4.1 Méthode forfaitaire : BAEL (Annexe E1) : [1]

a). Conditions d'application:

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. (**I=constant**)
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration peu nuisible.

b). Principe de la méthode :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison ».
- M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée.
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

○ Moment en Travées :

Les valeurs des moments M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

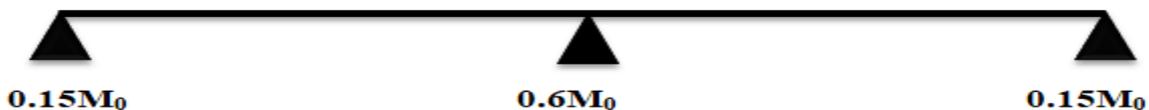
1. Dans le cas général $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0. \\ 1.05M_0 . \end{array} \right.$
2. Dans le cas d'une travée de rive $M_t > \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0$
3. Dans le cas d'une travée intermédiaire $M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0$

○ Moment en appuis :

Les appuis de rive : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(- 0,15M_0)$.

Les appuis intermédiaires :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



(- 0.5M₀) ➔ Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

(- 0,4M₀) ➔ Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M₀ : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

▪ Les efforts tranchants:

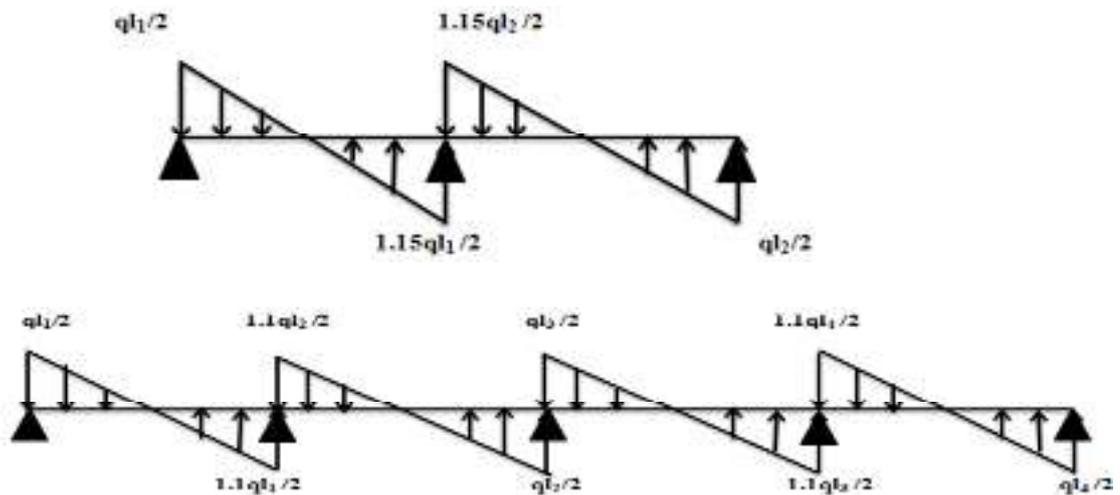


Figure IV.12: Evaluation des efforts tranchants.

c). Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max(2 \times 6.33 ; 5\text{KN/m}^2) = \max(12.66 ; 5\text{KN/m}^2)$$

$Q = 1\text{KN/m}^2 < 12.66$ Condition vérifiée.

✓ Plancher étage courant : $G = 4.38 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max(2 \times 4.38 ; 5\text{KN/m}^2) = \max(8.76 ; 5\text{KN/m}^2)$$

$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 8.76\text{KN/m}^2$ Condition vérifiée.

2) Les moments d'inerties elles sont constantes.

3) La fissuration est peut nuisible.

4) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{360}{250} = 1.44 \leq 1.25$Condition non vérifiée.

$0.8 \leq \frac{250}{320} = 0.78 \leq 1.25$ Condition vérifiée.

$0.8 \leq \frac{320}{330} = 0.96 \leq 1.25$Condition vérifiée.

$0.8 \leq \frac{330}{320} = 1.03 \leq 1.25$Condition vérifiée.

$0.8 \leq \frac{320}{250} = 1.28 \leq 1.25$Condition non vérifiée.

$0.8 \leq \frac{250}{360} = 0.69 \leq 1.25$Condition vérifiée.

Remarque :

La méthode de forfaitaire n'est pas applicable car la 4ème condition n'est pas vérifiée.

Donc : on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot.

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée :

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G.

IV.5.4.2 Méthode Caquot (BAEL): [1]

❖ **Principe de calcul :**

Cette méthode due à « ALBERT CAQUOT » repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

- Le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées sur ces deux travées.

- Le moment de flexion dans une travée dépend ensuite évidemment des charges appliquées sur cette travée et des moments aux deux appuis qui l'encadrent.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

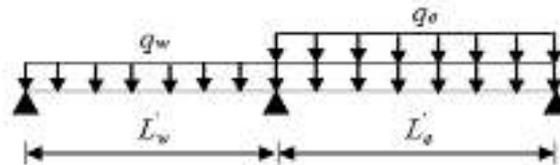
On adopte des longueurs de portées fictives L, telle que :

$$L' = L : \text{Pour les deux travées de rive.}$$

$L' = 0.8 L$: Pour les travées intermédiaires.

- Les moments en appui :

Pour une charge uniformément répartie.



$$\begin{cases} M_a = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} \longrightarrow \text{Appuis intermédiaire.} \\ M_a = -0.15 M_0 \longrightarrow \text{Appuis de rive.} \end{cases}$$

Avec : q_w : Charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : Charge permanente à droite de l'appui.

- Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_t = \frac{q \times x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \times \frac{x}{L} \\ x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{q \times L} \end{cases}$$

- Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{qL}{2} - \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e = -\frac{qL}{2} - \frac{M_w - M_e}{L} \end{cases}$$

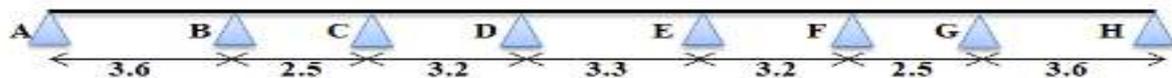
Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

1). Plancher terrasse :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Dans notre projet on a un seul type avec 7 travées.



- ❖ Détermination des sollicitations :

- ELU :

a). Calcul les Moments sur appuis :

Appui de rive :

Cas 1 :

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} (6.33) \longrightarrow G' = 4.22 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = 1.35 \times G' \times b = 1.35 \times 4.22 \times 0.65 \longrightarrow q'_u = 3.70 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{3.70 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_0 = 5.99 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 5.99 \longrightarrow M_A = M_H = -0.89 \text{ KN.m}$$

Cas 2 :

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 4.22 + 1.5 \times 1) 0.65 \longrightarrow q'_u = 4.67 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.67 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_0 = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 7.56 \longrightarrow M_A = M_H = -1.13 \text{ KN.m}$$

Cas 3 :

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 4.22 + 1.5 \times 1) 0.65 \longrightarrow q'_u = 4.67 \text{ KN/ ml}$$

$$q'_u = 1.35 \times G' \times b = 1.35 \times 4.22 \times 0.65 \longrightarrow q'_u = 3.70 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.67 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{AB} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{3.70 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{GH} = 5.99 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{AB} = 7.56 \text{ KN.m} \\ M_{GH} = 5.99 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_0 = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 7.56 \longrightarrow M_A = M_H = -1.13 \text{ KN.m}$$

Cas 4 :

$$q'_u = 1.35 \times G' \times b = 1.35 \times 4.22 \times 0.65 \longrightarrow q'_u = 3.70 \text{ KN/ ml}$$

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 4.22 + 1.5 \times 1) 0.65 \longrightarrow q'_u = 4.67 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{3.70 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{AB} = 5.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.67 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{GH} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{AB} = 5.99 \text{ KN.m} \\ M_{GH} = 7.56 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_0 = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 7.56 \longrightarrow M_A = M_H = -1.13 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_a = -\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)}$$

Les résultats représentent dans les Tableau suivant (Terrasse inaccessible).

Cas de charge (1)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-4.24	-2.36	-2.94	-2.94	-2.36	-4.24

Tableau IV.15: Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELU (cas 1).

Cas de charge (2)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-5.36	-2.98	-3.71	-3.71	-2.98	-5.36

Tableau IV.16: Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELU (cas 2).

Cas de charge (3)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-5.36	-2.98	-3.31	-2.94	-2.36	-4.24

Tableau IV.17 : Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELU (cas 3).

Cas de charge (4)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-4.24	-2.36	-2.94	-3.31	-2.98	-5.36

Tableau IV.18: Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELU (cas 4).

b).Calcul les Moments sur travées et l'effort tranchants:

$$q_u = 1.35 \times G \times b = 1.35 \times 6.33 \times 0.65 \longrightarrow q_u = 5.55 \text{ KN/m.}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 6.33 + 1.5 \times 1) \times 0.65 \longrightarrow q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

Cas de charge	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(1)	AB	3.6	5.55	0	-4.24	1.58	8.81	-11.16	10.67
	BC	2.5	-	-4.24	-2.36	1.38	7.68	-6.18	7.49
	CD	3.2	-	-2.36	-2.94	1.56	8.69	-9.06	9.73
	DE	3.3	-	-2.94	-2.94	1.65	9.15	-9.15	10.49
	EF	3.2	-	-2.94	-2.36	1.63	9.06	-8.69	9.73
	FG	2.5	-	-2.36	-4.24	1.11	6.18	-8.22	7.49
	GH	3.6	-	-4.24	0	2.01	11.16	-8.81	10.67

Tableau IV.19 : Résultat des calculs de 1^{ère} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(2)	AB	3.6	6.52	0	-5.36	1.58	10.24	-13.22	12.70
	BC	2.5	-	-5.36	-2.98	1.38	9.10	-7.19	9.08
	CD	3.2	-	-2.98	-3.71	1.56	10.32	-10.66	11.67
	DE	3.3	-	-3.71	-3.71	1.65	10.75	-10.75	12.58
	EF	3.2	-	-3.71	-2.98	1.63	10.66	-10.32	11.67
	FG	2.5	-	-2.98	-5.36	1.11	7.19	-9.10	9.08
	GH	3.6	-	-5.36	0	2.01	13.22	-10.24	12.70

Tableau IV.20 : Résultats des calculs de 2^{ème} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(3)	AB	3.6	6.52	0	-5.36	1.58	10.24	-13.22	12.70
	BC	2.5	6.52	-5.36	-2.98	1.38	9.10	-7.19	9.08
	CD	3.2	6.52	-2.98	-3.31	1.58	10.32	-10.66	11.67
	DE	3.3	5.55	-3.31	-2.94	1.66	9.15	-9.06	10.67
	EF	3.2	5.55	-2.94	-2.36	1.63	9.06	-8.69	9.73
	FG	2.5	5.55	-2.36	-4.24	1.11	6.18	-7.68	7.49
	GH	3.6	5.55	-4.24	0	2.01	11.16	-8.81	10.67

Tableau IV.21 : Résultats des calculs de 3^{ème} cas.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Cas de charge	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(3)	AB	3.6	5.55	0	-4.24	1.58	8.81	-11.16	10.67
	BC	2.5	5.55	-4.24	-2.36	1.38	7.68	-6.18	7.49
	CD	3.2	5.55	-2.36	-2.94	1.56	8.69	-9.06	9.73
	DE	3.3	5.55	-2.94	-3.31	1.63	9.06	-9.15	10.67
	EF	3.2	6.52	-3.31	-2.98	1.61	10.66	-10.32	11.67
	FG	2.5	6.52	-2.98	-5.36	1.11	7.19	-9.10	9.08
	GH	3.6	6.52	-5.36	0	2.01	13.22	-10.24	12.70

Tableau IV.22 : Résultat des calculs de 4^{ème} cas.

c). Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

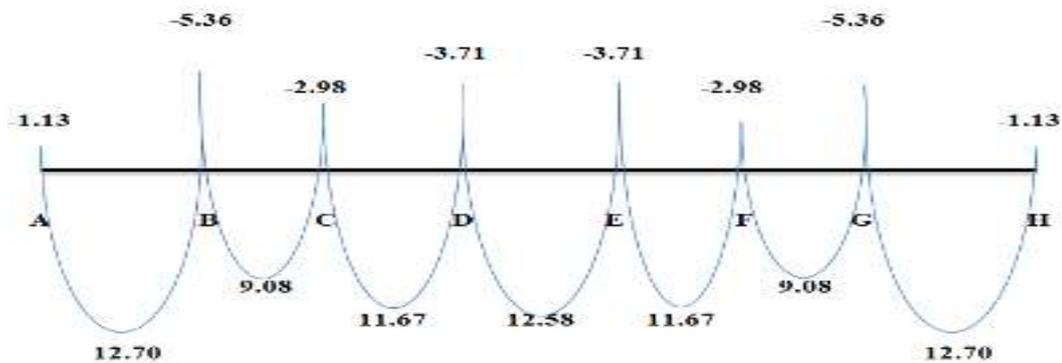


Figure IV.13: Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELU.

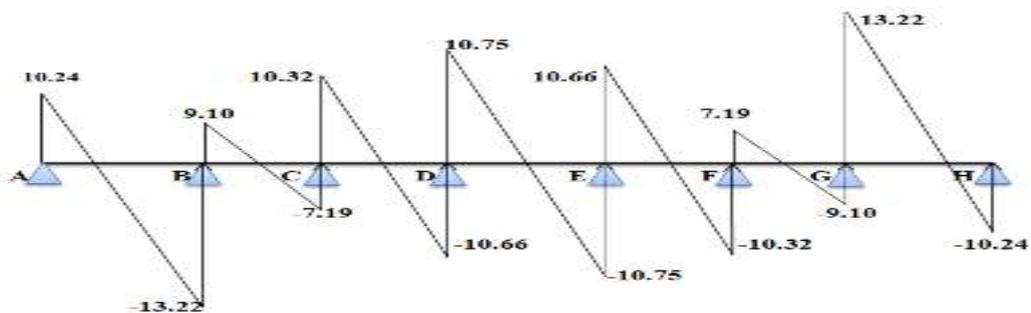


Figure IV.14: Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELU.

d). Ferraillage des poutrelles :

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

M_u^a (max) (KN.m)	M_u^t (max) (KN.m)	T_w (max) (KN)	T_e (max) (KN)
-5.36	12.70	13.22	-13.22

1). En travée :

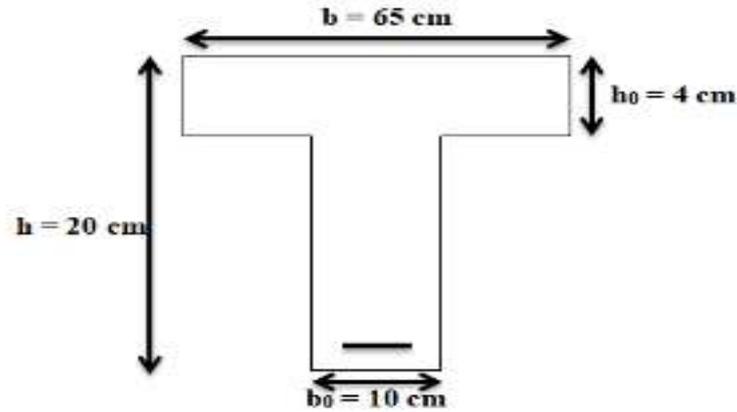


Figure IV.15 : Coupe d'une poutrelle.

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$

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

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

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 58.9056 \text{ KN.}$$

$M_{tu} \geq M_{u(max)}^t$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{u(max)}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{12.70 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}\right) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}\right) \longrightarrow \alpha = 0.053$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.053) \longrightarrow Z = 17.618 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = \frac{M_{u(max)}^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{12.70 \times 10^6}{348 \times 176.18} \longrightarrow A_u^t = 2.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{min} = \frac{l_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)_v} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$v = h - v'$$

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \longrightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} \longrightarrow v' = 9.38 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } v = 20 - 9.38 \longrightarrow v = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v^2$$

$$\longrightarrow I_{GZ} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] 10.62^2$$

$$I_{GZ} = 1899.588 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } A_{\min} = \frac{1899.588 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.05 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_p) = \max (2.07 ; 0.05 ; 1.30)$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Section des Armature transversale :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min} \right) \longrightarrow \phi_t = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; \phi_{L \min} \right)$$

$$\phi_t = \min (5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales S_t :(BAEL91)

$$S_t < \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

2).En Appui :

$$M_{u(\max)}^a = -5.36 \text{ KN.m}$$

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_u^a(\max)}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.36 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) \longrightarrow \alpha = 0.14$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.14) \longrightarrow Z = 16.992 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a(\max)}{\sigma_s \times Z} = \frac{5.36 \times 10^6}{348 \times 169.92} \longrightarrow A_u^a = 0.90 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_p) = \max(0.90; 0.21; 0.20)$

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Section des Armature transversale :

$$\emptyset_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{L \min}\right) \longrightarrow \emptyset_t = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \emptyset_{L \min}\right)$$

$$\emptyset_t = \min(5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales S_t :(BAEL91)

$$S_t < \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13220}{100 \times 180} = 0.73 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

o **ELS :**

a). Calcul les Moments sur appuis :

Appui de rive :

Cas 1 :

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} (6.33) \Rightarrow G' = 4.22 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = G' \times b = 4.22 \times 0.65 \Rightarrow q'_s = 2.74 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{2.74 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 4.43 \Rightarrow M_A = M_H = -0.66 \text{ KN.m}$$

Cas 2 :

$$q'_s = (G' + Q) b = (4.22 + 1) 0.65 \Rightarrow q'_s = 3.39 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{3.39 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 5.49 \Rightarrow M_A = M_H = -0.82 \text{ KN.m}$$

Cas 3 :

$$q'_s = (G' + Q) b = (4.22 + 1) 0.65 \Rightarrow q'_s = 3.39 \text{ KN/ ml}$$

$$q'_s = G' \times b = 4.22 \times 0.65 \Rightarrow q'_s = 2.74 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{3.39 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_{AB} = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{2.74 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_{GH} = 4.43 \text{ KN.m}$$

} $M_0 = 5.49 \text{ KN.m}$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 5.49 \Rightarrow M_A = M_H = -0.82 \text{ KN.m}$$

Cas 4 :

$$q'_s = G' \times b = 4.22 \times 0.65 \longrightarrow q'_s = 2.74 \text{ KN/ ml}$$

$$q'_s = (G' + Q) b = (4.22 + 1) 0.65 \longrightarrow q'_s = 3.39 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{2.74 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{AB} = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{3.39 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{GH} = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 5.49 \longrightarrow M_A = M_H = -0.82 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_a = -\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)}$$

Les résultats représentent dans les Tableau suivant (Terrasse inaccessible).

Cas de charge (1)	$q'_s = 2.74 \text{ KN/m}$					
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-3.14	-1.75	-2.17	-2.17	-1.75	-3.14

Tableau IV.23: Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELS (cas 1).

Cas de charge (2)	$q'_s = 3.39 \text{ KN/m}$					
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-3.89	-2.16	-2.69	-2.69	-2.16	-3.89

Tableau IV.24: Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELS (cas 2).

Cas de charge (3)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-3.89	-2.16	-2.42	-2.17	-1.75	-3.14

Tableau IV.25 : Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELS (cas 3).

Cas de charge (4)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-3.14	-1.75	-2.17	-2.42	-2.16	-3.89

Tableau IV.26: Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELS (cas 4).

b).Calcul les Moments sur travées et l'effort tranchants :

$$q_s = G \times b = 6.33 \times 0.65 \longrightarrow q_s = 4.11 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = (G + Q) b = (6.33 + 1) \times 0.65 \longrightarrow q_s = 4.76 \text{ KN/m.}$$

Cas de charge	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(1)	AB	3.6	4.11	0	-3.14	1.58	6.52	-8.27	7.90
	BC	2.5	-	-3.14	-1.75	1.38	5.69	-4.58	5.55
	CD	3.2	-	-1.75	-2.17	1.56	6.44	-6.70	7.20
	DE	3.3	-	-2.17	-2.17	1.65	6.78	-6.78	7.76
	EF	3.2	-	-2.17	-1.75	1.63	6.70	-6.44	7.20
	FG	2.5	-	-1.75	-3.14	1.11	4.58	-5.69	5.55
	GH	3.6	-	-3.14	0	2.01	8.27	-6.52	7.90

Tableau IV.27 : Résultats des calculs de 1^{ère} cas.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Cas de charge	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(2)	AB	3.6	4.76	0	-3.89	1.58	7.48	-9.64	9.26
	BC	2.5	-	-3.89	-2.16	1.38	6.64	-5.25	6.61
	CD	3.2	-	-2.16	-2.69	1.56	7.45	-7.78	8.50
	DE	3.3	-	-2.69	-2.69	1.65	7.85	-7.85	9.16
	EF	3.2	-	-2.69	-2.16	1.63	7.78	-7.45	8.50
	FG	2.5	-	-2.16	-3.89	1.11	5.25	-6.64	6.61
	GH	3.6	-	-3.89	0	2.01	9.64	-7.48	9.26

Tableau IV.28 : Résultats des calculs de 2^{ème} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(3)	AB	3.6	4.76	0	-3.89	1.58	7.48	-9.64	9.26
	BC	2.5	4.76	-3.89	-2.16	1.38	6.64	-5.25	6.61
	CD	3.2	4.76	-2.16	-2.42	1.58	7.53	-7.69	8.50
	DE	3.3	4.11	-2.42	-2.17	1.66	6.85	-6.78	7.88
	EF	3.2	4.11	-2.17	-1.75	1.63	6.70	-6.44	7.20
	FG	2.5	4.11	-1.75	-3.14	1.11	4.58	-5.69	5.55
	GH	3.6	4.11	-3.14	0	2.01	8.27	-6.52	7.90

Tableau IV.29 : Résultats des calculs de 3^{ème} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(4)	AB	3.6	4.11	0	-3.14	1.58	6.52	-8.27	7.90
	BC	2.5	4.11	-3.14	-1.75	1.38	5.69	-4.58	5.55
	CD	3.2	4.11	-1.75	-2.17	1.56	6.44	-6.70	7.20
	DE	3.3	4.11	-2.17	-2.42	1.63	6.78	-6.85	7.88
	EF	3.2	4.76	-2.42	-2.16	1.61	7.69	-7.53	8.50
	FG	2.5	4.76	-2.16	-3.89	1.11	5.25	-6.64	6.61
	GH	3.6	4.76	-3.89	0	2.01	9.64	-7.48	9.26

Tableau IV.30 : Résultats des calculs de 4^{ème} cas.

c). Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

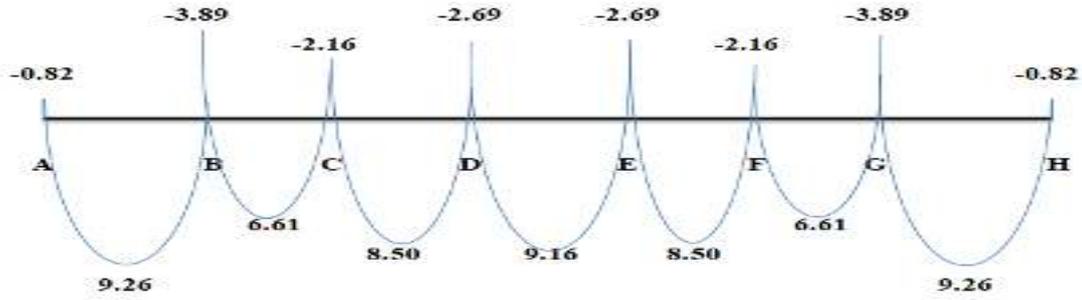


Figure IV.16: Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELS.

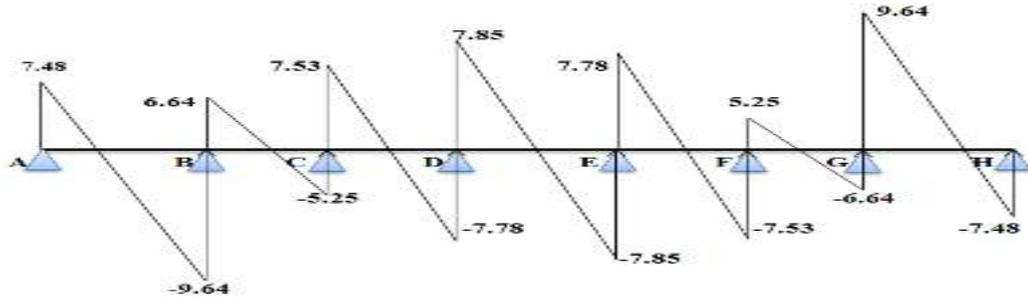


Figure IV.17: Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELS.

d). Ferrailage des poutrelles :

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

M_s^a (max) (KN.m)	M_s^t (max) (KN.m)	T_w (max) (KN)	T_e (max) (KN)
-3.89	9.26	9.64	-9.64

1). En travée :

$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$

Le moment équilibré par la table de compression M_{ts} :

$$M_{ts} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{ts} = 14.16 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$M_{ts} = 58.90 \text{ KN.}$$

$M_{ts} \geq M_{s(max)}^t$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{s(max)}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.26 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.031$$

$$\mu = 0.031 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) \longrightarrow \alpha = 0.03$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.03) \longrightarrow Z = 17.784 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \frac{M_{s(\max)}^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{9.26 \times 10^6}{348 \times 177.84} \longrightarrow A_s^t = 1.49 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{(d - \frac{h_0}{3})_v} \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$v = h - v'$$

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \longrightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} \longrightarrow v' = 9.38 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } v = 20 - 9.38 \longrightarrow v = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v^2$$

$$\longrightarrow I_{GZ} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] 10.62^2$$

$$I_{GZ} = 1899.588 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } A_{\min} = \frac{1899.588 \times 10^4}{(180 - \frac{40}{3}) 106.2} \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.05 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_p) = \max(1.49; 0.05; 1.3)$$

$$A_s = 1.49 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Section des Armature transversale :

$$\phi_t = \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min}) \longrightarrow \phi_t = \min(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \phi_{L \min})$$

$$\phi_t = \min(5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\text{On a adapté : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures transversales St:(BAEL91)

$$S_t < \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

2). En Appui :

$$M_{s(\max)}^a = -3.89 \text{ KN.m}$$

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{s(\max)}^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3.89 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) \longrightarrow \alpha = 0.10$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.10) \longrightarrow Z = 17.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = \frac{M_{s(\max)}^a}{\sigma_s \times Z} = \frac{3.89 \times 10^6}{348 \times 172.8} \longrightarrow A_s^a = 0.64 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_p) = \max (0.64 ; 0.21 ; 0.20)$

$$A_s = 0.64 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Section des Armature transversale :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_{L \min} \right) \qquad \varnothing_t = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; \varnothing_{L \min} \right)$$

$$\varnothing_t = \min (5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales S_t :(BAEL91)

$$S_t < \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à ELS :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

1).En travée :

$$M_{ser} = 9.26 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_l \longrightarrow A_s' = 0 ; n = 15$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$32.5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A_s'(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.91^3 + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.051 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{9.26 \times 39.1 \times 10^6}{8323.051 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

2).En appui :

$$M_{ser} = -3.89 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_l \longrightarrow A_s' = 0 ; n = 15$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15 ; A_s' = 0$

$$\frac{1}{2} \times 10 y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 118.30$$

$$y = 8.29 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A_s'(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 10 \times 8.29^3 + 15 \times 2.36(18 - 8.29)^2$$

$$I = 5236.733 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{3.89 \times 8.29 \times 10^6}{5236.733 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 6.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	9.26	2.36	3.91	8323.051	4.35	Vérifiée
Appuis	3.89	2.36	8.29	5236.733	6.15	Vérifiée

Tableau IV.31: Vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) : [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 modifié 99** :

Avec : $h = 20 \text{ cm} ; L = 360 \text{ cm} ; A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 ; b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow M_t = 0.85M_0 \longrightarrow \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifier donc il y'a un risque de la flèche il faut calcul la flèche.

$$\text{Il faut que : } f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Dons notre cas $L = 3.6\text{m} < 5\text{m}$ Avec :

$E_i = 32164.2\text{MPa}$: Module de déformation longitudinale instantané du béton.

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures : $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$

$$\rho = \frac{2.36}{65 \times 18} \longrightarrow \rho = 0.002$$

Coéfficient μ :

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

Avec : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$; $Z = d - \frac{y}{3}$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \longrightarrow y = 9.76 \text{ cm}$$

$$Z = 18 - \frac{9.76}{3} \longrightarrow Z = 14.74 \text{ cm}$$

Donc : $\sigma_s = \frac{9.26 \times 10^3}{2.36 \times 14.74} \longrightarrow \sigma_s = 266.19 \text{ MPa}$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 266.19 + 2.1} \longrightarrow \mu = 0.86$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \times \frac{4}{65}\right)} \longrightarrow \lambda_i = 24.03$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 24.03 \times 0.86} \longrightarrow I_{fi} = 2315.11 \text{ cm}^4$$

Alors : $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

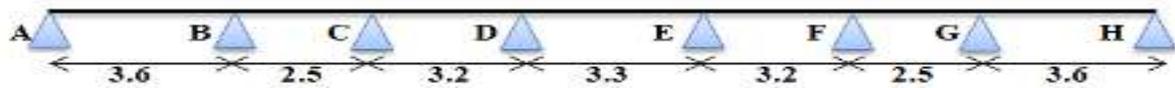
$$\left[\begin{array}{l} f = \frac{9.26 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 2315.11} \longrightarrow f = 0.012 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{360}{500} \longrightarrow \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$f = 0.012 \text{ cm} < \bar{f} = 0.72 \text{ cm}$Condition de la flèche est vérifiée.

2).Plancher étage courant :

$$G = 4.38 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Dans notre projet on a un seul type avec 7 travées.



❖ **Détermination des sollicitations :**

○ ELU :

a).Calcul les Moments sur appuis :

Appui de rive :

Cas 1 :

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} (4.38) \longrightarrow G' = 2.92 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = 1.35 \times G' \times b = 1.35 \times 2.92 \times 0.65 \longrightarrow q'_u = 2.56 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{2.56 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_0 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 4.14 \longrightarrow M_A = M_H = -0.62 \text{ KN.m}$$

Cas 2 :

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 2.92 + 1.5 \times 1.5) 0.65 \longrightarrow q'_u = 4.02 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.02 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_0 = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 6.51 \longrightarrow M_A = M_H = -0.97 \text{ KN.m}$$

Cas 3 :

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 2.92 + 1.5 \times 1.5) 0.65 \longrightarrow q'_u = 4.02 \text{ KN/ ml}$$

$$q'_u = 1.35 \times G' \times b = 1.35 \times 2.92 \times 0.65 \longrightarrow q'_u = 2.56 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.02 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{AB} = 6.51 \text{ KN.m} \\ M_{GH} &= \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{2.56 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{GH} = 4.14 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} M_0 = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 6.51 \longrightarrow M_A = M_H = -0.97 \text{ KN.m}$$

Cas 4 :

$$q'_u = 1.35 \times G' \times b = 1.35 \times 2.92 \times 0.65 \longrightarrow q'_u = 2.56 \text{ KN/ ml}$$

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 2.92 + 1.5 \times 1.5) 0.65 \longrightarrow q'_u = 4.02 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{2.56 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{AB} = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.02 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{GH} = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 6.51 \longrightarrow M_A = M_H = -0.9 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_a = -\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)}$$

Les résultats représentent dans les Tableau suivant (étage courant).

Cas de charge (1)	$q'_u = 2.56 \text{ KN/m}$						
	Appui	B	C	D	E	F	G
M_a	-2.93	-1.63	-2.03	-2.03	-1.63	-2.93	

Tableau IV.32: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELU (cas 1).

Cas de charge (2)	$q'_u = 4.02 \text{ KN/m}$						
	Appui	B	C	D	E	F	G
M_a	-4.61	-2.56	-3.19	-3.19	-2.56	-4.61	

Tableau IV.33: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELU (cas 2).

Cas de charge (3)	$q'_u = 4.02 \text{ KN/m}$ and $q'_u = 2.56 \text{ KN/m}$						
	Appui	B	C	D	E	F	G
M_a	-4.61	-2.56	-2.59	-2.03	-1.63	-2.93	

Tableau IV.34: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELU (cas 3).

Cas de charge (4)							
	Appui	B	C	D	E	F	G
M_a	-2.93	-1.63	-2.03	-2.59	-2.56	-4.61	

Tableau IV.35: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELU (cas 4).

b). Calcul les Moments sur travées et l'effort tranchants:

$q_u = 1.35 \times G \times b = 1.35 \times 4.38 \times 0.65 \longrightarrow q_u = 3.84 \text{ KN/m.}$

$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 4.38 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \longrightarrow q_u = 5.30 \text{ KN/m.}$

Cas de charge	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(1)	AB	3.6	3.84	0	-2.93	1.58	6.09	-7.72	4.84
	BC	2.5	-	-2.93	-1.63	1.38	5.32	-4.28	0.90
	CD	3.2	-	-1.63	-2.03	1.56	6.01	-6.26	3.08
	DE	3.3	-	-2.03	-2.03	1.65	6.33	-6.33	3.19
	EF	3.2	-	-2.03	-1.63	1.63	6.26	-6.01	3.08
	FG	2.5	-	-1.63	-2.93	1.11	4.28	-5.32	0.90
	GH	3.6	-	-2.93	0	2.01	7.72	-6.09	4.84

Tableau IV.36: Résultats des calculs de 1^{ère} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(2)	AB	3.6	5.30	0	-4.61	1.56	8.25	-10.82	6.43
	BC	2.5	-	-4.61	-2.56	1.38	7.44	-5.80	0.61
	CD	3.2	-	-2.56	-3.19	1.56	8.28	-8.67	3.91
	DE	3.3	-	-3.19	-3.19	1.65	8.74	-8.74	4.02
	EF	3.2	-	-3.19	-2.56	1.63	8.67	-8.28	3.91
	FG	2.5	-	-2.56	-4.61	1.11	5.80	-7.44	0.61
	GH	3.6	-	-4.61	0	2.01	10.82	-8.25	6.43

Tableau IV.37: Résultats des calculs de 2^{ème} cas.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Cas de charge	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(3)	AB	3.6	5.30	0	-4.61	1.56	8.25	-10.82	6.43
	BC	2.5	5.30	-4.61	-2.56	1.40	7.44	-5.80	0.61
	CD	3.2	5.30	-2.56	-2.59	1.59	8.47	-8.48	3.91
	DE	3.3	3.84	-2.59	-2.03	1.77	6.80	-5.86	2.44
	EF	3.2	3.84	-2.03	-1.63	1.63	6.26	-6.01	3.08
	FG	2.5	3.84	-1.63	-2.93	1.11	4.28	-5.32	0.90
	GH	3.6	3.84	-2.93	0	2.01	7.72	-6.09	4.84

Tableau IV.38 : Résultats des calculs de 3^{ème} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(4)	AB	3.6	3.84	0	-2.93	1.58	6.09	-7.72	4.84
	BC	2.5	3.84	-2.93	-1.63	1.38	5.32	-4.28	0.90
	CD	3.2	3.84	-1.63	-2.03	1.56	6.01	-6.26	3.08
	DE	3.3	3.84	-2.03	-2.59	1.61	5.86	-6.80	2.44
	EF	3.2	5.30	-2.59	-2.56	1.60	8.48	-8.47	3.91
	FG	2.5	5.30	-2.56	-4.61	1.09	5.80	-7.44	0.61
	GH	3.6	5.30	-4.61	0	2.01	10.82	-8.25	6.43

Tableau IV.39: Résultats des calculs de 4^{ème} cas.

c).Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

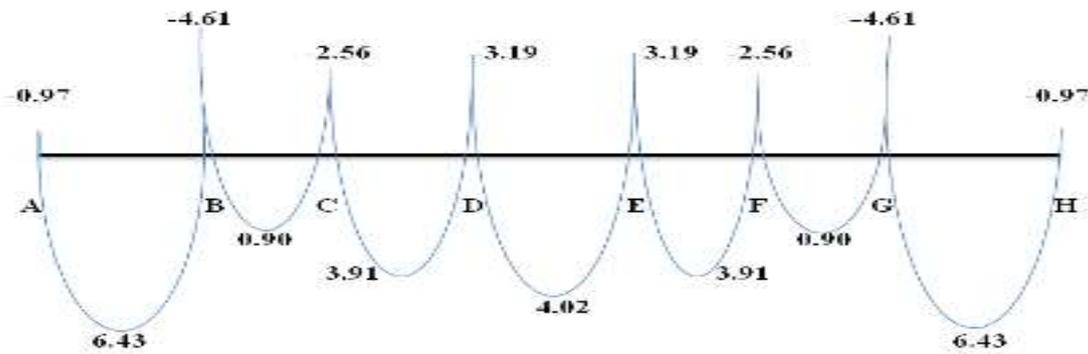


Figure IV.18: Diagramme des moments de Plancher étage courant à ELU.

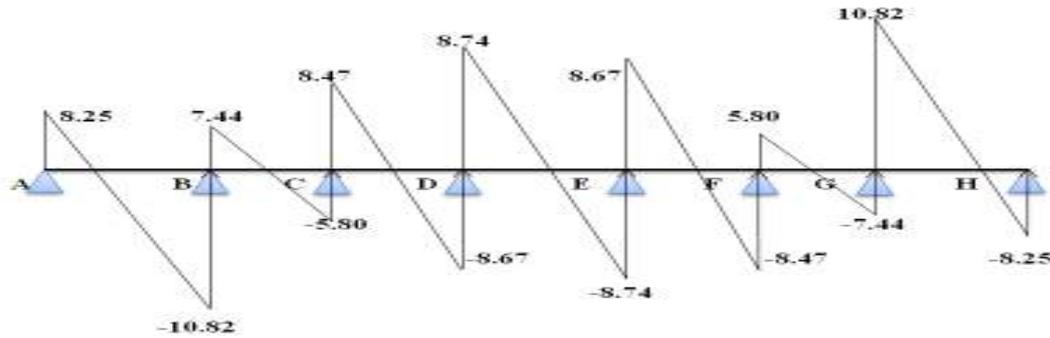


Figure IV.19: Diagramme des efforts tranchants de Plancher étage courant à ELU.

d). Ferrailage des poutrelles :

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

M_u^a (max) (KN.m)	M_u^t (max) (KN.m)	T_w (max) (KN)	T_e (max) (KN)
-4.61	6.43	10.82	-10.82

1). En travée :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$

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

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

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \rightarrow M_{tu} = 58.90 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_{u(max)}^t$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{u(max)}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu = \frac{6.43 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} \rightarrow \mu = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}\right) \rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}\right) \rightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \rightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.02) \rightarrow Z = 17.85 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_{u(max)}^t}{\sigma_s \times Z} \rightarrow A_u^t = \frac{6.43 \times 10^6}{348 \times 178.5} \rightarrow A_u^t = 1.03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [1]

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)v} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$v = h - v'$$

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \longrightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} \longrightarrow v' = 9.38 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } v = 20 - 9.38 \longrightarrow v = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v^2$$

$$\longrightarrow I_{GZ} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) \times 4] \times 10.62^2$$

$$I_{GZ} = 1483.94 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } A_{\min} = \frac{1483.94 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} \longrightarrow A_{\min} = 0.06 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_p) = \max(1.03 ; 0.06 ; 1.30)$$

$$A_s = 1.30 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Section des Armature transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \text{ min}}\right) \longrightarrow \phi_t = \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; \phi_{L \text{ min}}\right)$$

$$\phi_t = \min(5.71 ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales S_t :(BAEL91)

$$S_t < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

2).En Appui :

$$M_u^a (\text{max}) = -4.61 \text{ KN.m}$$

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est

tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_u^a(\max)}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{4.61 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.10$$

$$\mu = 0.10 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) \longrightarrow \alpha = 0.13$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.13) \longrightarrow Z = 17.06 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a(\max)}{\sigma_s \times Z} \longrightarrow A_u^a = \frac{4.61 \times 10^6}{348 \times 170.6} \longrightarrow A_u^a = 0.77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_p) = \max(0.77 ; 0.21 ; 0.20)$$

$$A_s = 0.77 \text{ cm}^2 : \text{On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Section des Armature transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min}\right) \longrightarrow \phi_t = \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; \phi_{L \min}\right)$$

$$\phi_t = \min(5.71 ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales S_t : (BAEL91)

$$S_t < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) \longrightarrow \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{10.82 \times 10^3}{100 \times 180} \longrightarrow \tau_u = 0.60 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

o **ELS :**

a). Calcul les Moments sur appuis :

Appui de rive :

Cas 1 :

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} (4.38) \longrightarrow G' = 2.92 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = G' \times b = 2.92 \times 0.65 \longrightarrow q'_s = 1.89 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{1.89 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_0 = 3.06 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 3.06 \longrightarrow M_A = M_H = -0.46 \text{ KN. m}$$

Cas 2 :

$$q'_u = (G' + Q) b = (2.92 + 1.5) 0.65 \longrightarrow q'_s = 2.87 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{2.87 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_0 = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 4.64 \longrightarrow M_A = M_H = -0.70 \text{ KN.m}$$

Cas 3 :

$$q'_s = (G' + Q) \times b = (2.92 + 1.5) \times 0.65 \longrightarrow q'_s = 2.87 \text{ KN/ ml}$$

$$q'_s = G' \times b = 2.92 \times 0.65 \longrightarrow q'_s = 1.89 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{2.87 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{AB} = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{1.89 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{GH} = 3.06 \text{ KN.m}$$

} $M_0 = 4.64 \text{ KN.m}$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 4.64 \longrightarrow M_A = M_H = -0.69 \text{ KN.m}$$

Cas 4 :

$$q'_s = G' \times b = 2.92 \times 0.65 \longrightarrow q'_s = 1.89 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = (G' + Q) b = (2.92 + 1.5) 0.65 \longrightarrow q'_s = 2.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{1.89 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{AB} = 3.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{2.87 \times 3.6^2}{8} \longrightarrow M_{GH} = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 4.64 \longrightarrow M_A = M_H = -0.69 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_a = -\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)}$$

Les résultats représentent dans les tableaux suivants (étage courant) :

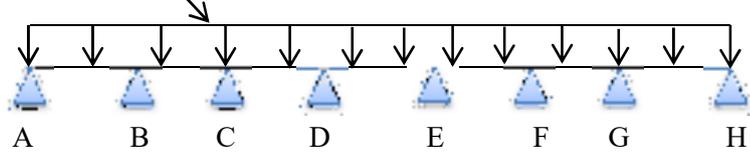
Cas de charge (1)	$q'_s = 1.89 \text{ KN/m}$ 					
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-2.17	-1.20	-1.50	-1.50	-1.20	-2.17

Tableau IV.40: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELS (cas 1).

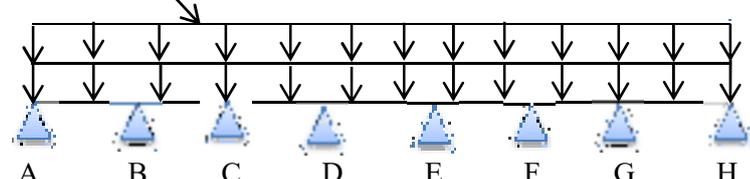
Cas de charge (2)	$q'_s = 2.87 \text{ KN/m}$ 					
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-3.29	-1.83	-2.28	-2.28	-1.83	-3.29

Tableau IV.41: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELS (cas 2).

Cas de charge (3)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-3.29	-1.83	-1.87	-1.50	-1.20	-2.17

Tableau IV.42: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELS (cas 3).

Cas de charge (4)						
	Appui	B	C	D	E	F
M_a	-2.17	-1.20	-1.50	-1.87	-1.83	-3.29

Tableau IV.43: Moment sur les appuis de Plancher étage courant à ELS (cas 4).

b). Calcul les Moments sur travées et l'effort tranchants:

$$q_s = G \times b = 4.38 \times 0.65 \longrightarrow q_s = 2.84 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = (G + Q) b = (4.38 + 1.5) \times 0.65 \longrightarrow q_s = 3.82 \text{ KN/m.}$$

Cas de charge	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(1)	AB	3.6	2.84	0	-2.17	1.58	4.50	-5.71	3.57
	BC	2.5	-	-2.17	-1.20	1.38	3.93	-3.16	0.56
	CD	3.2	-	-1.20	-1.50	1.56	4.63	-4.63	2.28
	DE	3.3	-	-1.50	-1.50	1.65	4.68	-4.68	2.63
	EF	3.2	-	-1.50	-1.20	1.63	4.63	-4.63	2.28
	FG	2.5	-	-1.20	-2.17	1.11	3.16	-3.93	0.56
	GH	3.6	-	-2.17	0	2.01	5.71	-4.50	3.57

Tableau IV.44 : Résultats des calculs de 1^{ère} cas.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Cas de charge	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(2)	AB	3.6	3.82	0	-3.29	1.56	5.96	-7.78	4.65
	BC	2.5	-	-3.29	-1.83	1.40	5.35	-4.19	0.47
	CD	3.2	-	-1.83	-2.28	1.56	5.97	-6.25	2.83
	DE	3.3	-	-2.28	-2.28	1.65	6.30	-6.30	2.91
	EF	3.2	-	-2.28	-1.83	1.63	6.25	-5.97	2.83
	FG	2.5	-	-1.83	-3.29	1.09	4.19	-5.35	0.47
	GH	3.6	-	-3.29	0	2.03	7.78	-5.96	4.65

Tableau IV.45 : Résultats des calculs de 2^{ème} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(3)	AB	3.6	3.82	0	-3.29	1.56	5.96	-7.78	4.65
	BC	2.5	3.82	-3.29	-1.83	1.40	5.35	-4.19	0.47
	CD	3.2	3.82	-1.83	-1.87	1.59	5.97	-6.12	2.83
	DE	3.3	2.84	-1.87	-1.50	1.68	4.79	-4.57	4.01
	EF	3.2	2.84	-1.50	-1.20	1.63	4.63	-4.63	2.28
	FG	2.5	2.84	-1.20	-2.17	1.11	3.16	-3.93	0.56
	GH	3.6	2.84	-2.17	0	1.59	5.71	-4.50	3.57

Tableau IV.46: Résultats des calculs de 3^{ème} cas.

Cas de charge	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
(4)	AB	3.6	2.84	0	-2.17	1.58	4.50	-5.71	3.57
	BC	2.5	2.84	-2.17	-1.20	1.38	3.93	-3.16	0.56
	CD	3.2	2.84	-1.20	-1.50	1.56	4.63	-4.63	2.28
	DE	3.3	2.84	-1.50	-1.87	1.61	4.57	-4.79	4.01
	EF	3.2	3.82	-1.87	-1.83	1.60	6.12	-5.97	2.83
	FG	2.5	3.82	-1.83	-3.29	1.09	4.19	-5.35	0.47
	GH	3.6	3.82	-3.29	0	2.03	7.78	-5.96	4.65

Tableau IV.47: Résultats des calculs de 4^{ème} cas.

c).Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

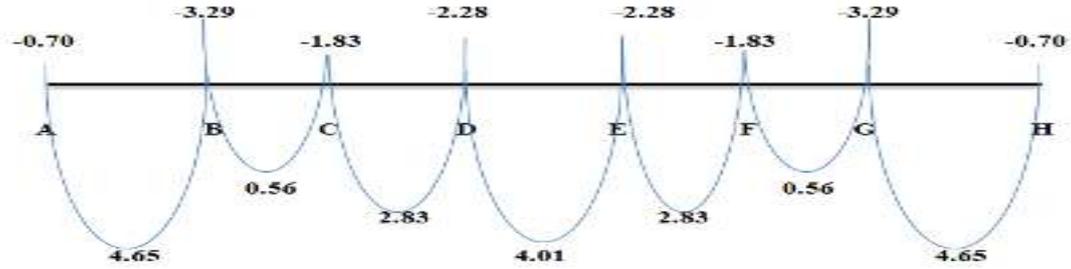


Figure IV.20: Diagramme des moments de Plancher étage courant à ELS.

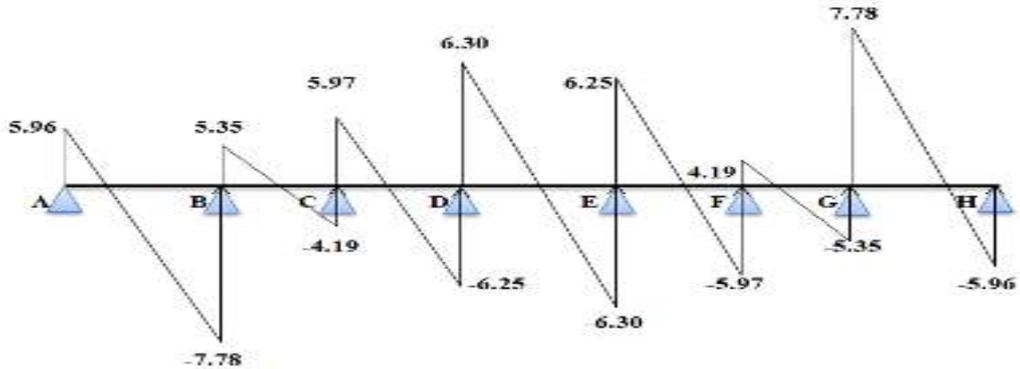


Figure IV.21: Diagramme des efforts tranchants de Plancher étage courant à ELS.

d). Ferrailage des poutrelles :

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

M_s^a (max) (KN.m)	M_s^t (max) (KN.m)	T_w (max) (KN)	T_e (max) (KN)
-3.29	4.65	7.78	-7.78

1). En travée:

$$\mu = \frac{M_s^t(\max)}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{4.65 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.01$$

$$\mu = 0.01 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) \longrightarrow \alpha = 0.01$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.01) \longrightarrow Z = 17.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \frac{M_s^t(\max)}{\sigma_s \times Z} \longrightarrow A_s^t = \frac{4.65 \times 10^6}{348 \times 179.2} \longrightarrow A_s^t = 0.74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [1]

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{(d - \frac{h_0}{3})_v} \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$v = h - v'$$

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \longrightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} \longrightarrow v' = 9.38 \text{ cm}$$

Donc : $v = 20 - 9.38 \longrightarrow v = 10.62 \text{ cm}$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v^2$$

$$\longrightarrow I_{GZ} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) \times 4] \times 10.62^2$$

$$I_{GZ} = 1483.94 \text{ cm}^4$$

Alors : $A_{\min} = \frac{1483.94 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} \longrightarrow A_{\min} = 0.06 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_p) = \max(0.74 ; 0.06 ; 1.30)$

$A_s = 1.30 \text{ cm}^2$, On adopte : **3T10 = 2.36 cm²**

Section des Armature transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min}\right) \longrightarrow \phi_t = \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; \phi_{L \min}\right)$$

$$\phi_t = \min(5.71 ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales St:(BAEL91)

$$S_t < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

2).En Appui :

$$M_s^a(\text{max}) = -3.29 \text{ KN.m}$$

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_s^a(\text{max})}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3.29 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.071$$

$$\mu = 0.071 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) \longrightarrow \alpha = 0.09$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.09) \longrightarrow Z = 17.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = \frac{M_s^a(\max)}{\sigma_s \times Z} \longrightarrow A_s^a = \frac{3.29 \times 10^6}{348 \times 173.5} \longrightarrow A_s^a = 0.54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_p) = \max (0.54 ; 0.21 ; 0.2)$

$A_s = 0.54 \text{ cm}^2$, On adopte : **3T10 = 2.36 cm²**

Section des Armature transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min}\right) \longrightarrow \phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \phi_{L \min}\right)$$

$$\phi_t = \min(5.71 ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espace des armatures transversales St:(BAEL91)

$$S_t < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à ELS :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

1).En travée :

$$M_{ser} = 4.65 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_l \longrightarrow A_s' = 0 ; n = 15$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15 ; A_s' = 0$

$$\frac{1}{2} \times 65 y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$32.5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A_s'(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.91^3 + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2 \longrightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{4.65 \times 39.1 \times 10^6}{8323.05 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 2.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

2). En appui :

$$M_{ser} = -3.29 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_l \longrightarrow A_s' = 0 ; n = 15$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} \times 10 y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 118.3$$

$$y = 8.29 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A_s'(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 10 \times 8.29^3 + 15 \times 2.36(18 - 8.29)^2 \longrightarrow I = 3365.29 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{3.29 \times 82.9 \times 10^6}{3365.29 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 8.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	4.65	2.36	3.91	8323.05	2.18	Vérifiée
Appuis	3.29	2.36	8.29	3365.29	8.10	Vérifiée

Tableau IV.48: Vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) : [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 modifié 99** :

Avec : $h=25\text{cm}$; $L=360\text{cm}$; $A_{st}=2.36\text{cm}^2$; $b_0=10\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $d=23\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002 > \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow M_t = 0.85M_0 \longrightarrow \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifier donc il y'a un risque de la flèche il faut calcul la flèche.

Il faut que : $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Dons notre cas $L = 3.6\text{m} < 5\text{m}$ Avec :

$E_i = 32164.2\text{MPa}$: Module de déformation longitudinale instantané du béton.

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2$$

$I_0 = 45598.93\text{cm}^4$

Pourcentage des armatures : $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$

$$\rho = \frac{2.36}{65 \times 18} \quad \longrightarrow \quad \rho = 0.002$$

Coéfficient μ :

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

Avec : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$; $Z = d - \frac{y}{3}$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \quad \longrightarrow \quad y = 9.76 \text{ cm}$$

$$Z = 18 - \frac{9.76}{3} \quad \longrightarrow \quad Z = 14.74 \text{ cm}$$

Donc : $\sigma_s = \frac{4.65 \times 10^3}{2.36 \times 14.74} \longrightarrow \sigma_s = 113.67 \text{ MPa}$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 113.67 + 2.1} \longrightarrow \mu = 0.22$

$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2+3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002(2+3 \times \frac{4}{65})} \longrightarrow \lambda_i = 24.03$

$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1+24.03 \times 0.22} \longrightarrow I_{fi} = 7978.68 \text{ cm}^4$

Alors : $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

$f = \frac{4.65 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 7978.68} \longrightarrow f = 0.0018 \text{ cm}$
 $\bar{f} = \frac{360}{500} \longrightarrow \bar{f} = 0.72 \text{ cm}$

$f = 0.0018 \text{ cm} < \bar{f} = 0.72 \text{ cm}$ Condition de la flèche est vérifiée.

IV.5.5. Schéma de ferrailage :

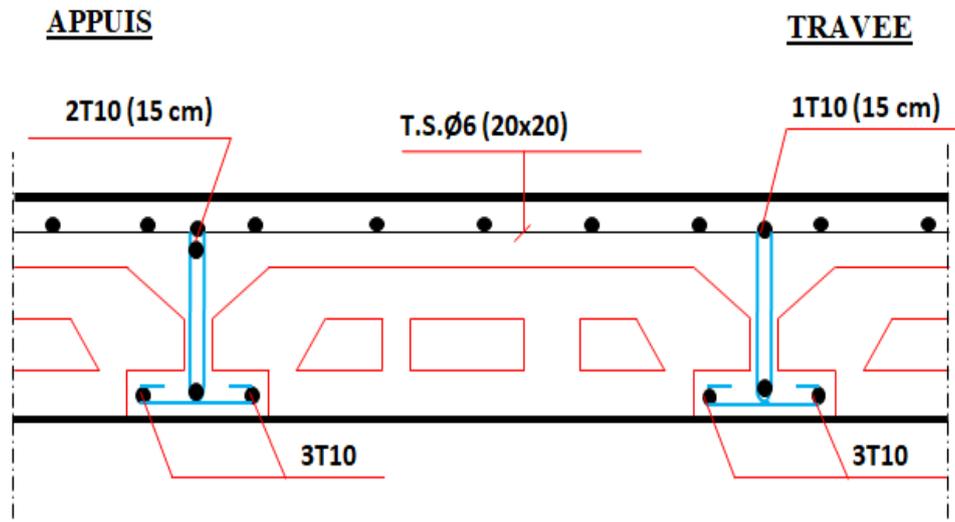


Figure IV.22: Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

IV.5.6. Etude de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

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

- ✓ **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- ✓ **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

1). Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Si : $L_1 \leq 50$ cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80$ cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{L_1}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

f_e : Limite élastique des aciers utilisés ($f_e = 400$ MPa).

Quadrillage de treilles soudé (TLE 400).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{400} \longrightarrow A_{\perp \text{ nervures}} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = 20$ cm.

2). Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} \longrightarrow A_{// \text{ nervures}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20×20) cm^2

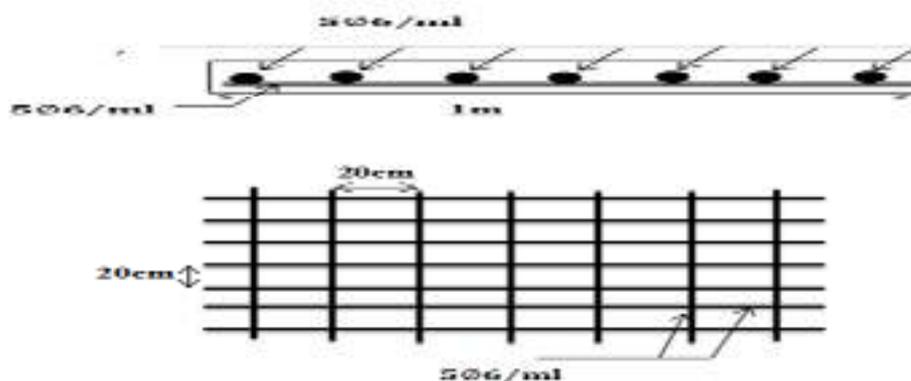
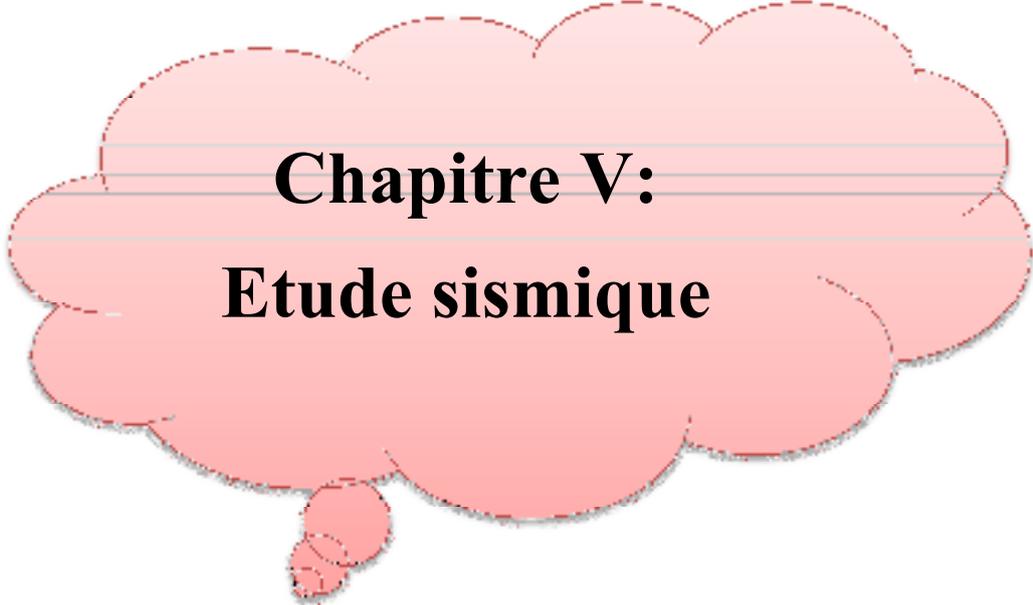


Figure IV.23 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.



Chapitre V:
Etude sismique

V.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays. Dans le monde arabe, l'Algérie est le pays qui a le plus souffert des effets destructeurs des séismes.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

V.2.Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✓ Respect de la réglementation parasismique.
- ✓ Conception architecturale parasismique.
- ✓ Mise en œuvre soignée.

V.3. Méthode de calcul :

Selon le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003(art 4.1.1)** [3].Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes qui sont :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1. Méthode statique équivalente :

➤ Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65m en zones **I** et **IIa** et à 30m en zones **III**.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.3.2. La Méthode d'Analyse Modale Spectrale:

➤ **Principe :**

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

➤ **Modélisation :**

1) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

2) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

3) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

4) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

5) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

6) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

7) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

➤ **Condition d'application:**

La 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.

V.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.4 Choix de la méthode de calcul:

V.4.1 Critères de classification par RPA 99/2003: [3]

➤ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IIa'.

➤ Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage d'importance moyenne, c'est un bâtiment (**groupe d'usage 2**).

➤ Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

Donc : Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon (art 4.1.2.b) du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h=18.90 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

V.5.Méthode statique équivalente:

V.5.1.Calcul de la Force Sismique Totale:

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : D'après le RPA99/2003 (art 4.2.3 page 25).

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec: **A** : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

W : poids total de la structure.

1) ⟨ A ⟩ : Coefficient d'accélération de zone: [3]

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment:

Dans notre cas : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2.} \\ \text{Zone sismique IIa (Mila).} \end{array} \right.$

Donc : $A = 0.15$

2) ⟨ R ⟩ : Coefficient de comportement global de la structure: [3]

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA99/2003 en fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on a un système contreventé par des voiles porteurs.

Donc : $R = 3.5$

3) ⟨ Q ⟩ : facteur de qualité: [3]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par RPA99 /2003 (Formule 4.4) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 du RPA99/2003.

a).Conditions minimales sur les files de contreventement: [3]

D'après le RPA 99/2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est < 1.5 .

➤ Sens longitudinal (x) : (7 travées)

$$\frac{3.60}{2.50} = 1.44 < 1.5$$

$$\frac{2.50}{3.20} = 0.78 < 1.5$$

$$\frac{3.20}{3.30} = 0.96 < 1.5$$

$$\frac{3.30}{3.20} = 1.03 < 1.5$$

$$\frac{3.20}{2.50} = 1.28 < 1.5$$

$$\frac{2.50}{3.60} = 0.69 < 1.5$$

Donc : Critère observé : $P_q = 0$

➤ Sens transversal (y) : (2 travées)

$$\frac{3.40}{5.20} = 0.65 < 1.5$$

Donc : Critère observé : $P_q = 0$

b).Redondance en plan: [3]

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

➤ Sens longitudinal:

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5.20}{2.50} = 2.08 > 1.5$$

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

➤ Sens transversal:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.40}{5.20} = 0.65 < 1.5$$

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

c).Régularité en plan: [3]

✓ La structure présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. **Condition vérifiée.**

- ✓ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension de la structure mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Condition vérifiée.

- ✓ La structure a une forme compacte, et le rapport : $\frac{L_{\text{longueur}}}{L_{\text{largeur}}} = \frac{21.90}{9.91} = 2.20 < 4$

Condition vérifiée.

- ✓ La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- ✓ La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère observé : $P_q = 0$

d). Régularité en élévation: [3]

- ✓ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- ✓ La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- ✓ La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- ✓ La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation : $P_q = 0$

e). Contrôle de la qualité des matériaux: [3]

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $P_q = 0.05$

f). Contrôle de la qualité de l'exécution:

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0.10$

Critère < q >	Observé	Sens longitudinal	Observé	Sens transversal
a).Conditions minimales sur les files de contreventement.	Oui	0	Oui	0
b).Redondance en plan.	Non	0.05	Oui	0
c).Régularité en plan.	Oui	0	Oui	0
d).Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
e).Control de la qualité des matériaux.	Non	0.05	Non	0.05
f).Control de la qualité de l'exécution.	Non	0.10	Non	0.10
$\sum_1^6 P_q$		0.2		0.15

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q .

➤ Sens longitudinal:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \longrightarrow Q = 1 + 0.2 \longrightarrow Q = 1.2$$

➤ Sens transversal:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \longrightarrow Q = 1 + 0.15 \longrightarrow Q = 1.15$$

4) < D > : facteur d'amplification dynamique moyen: [3]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

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

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

T: Période fondamentale.

T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau V.2 : Valeurs des périodes caractéristiques T₁, T₂.

D'après RPA99/2003 (Tableau 4.7) et le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S₃)

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 \text{ (sec)} = 0.15\text{sec} \\ T_2 \text{ (sec)} = 0.50\text{sec} \end{cases}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement η :**

Donné par RPA99/2003 (Formule 4.3) : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$

Avec : ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. RPA99/2003 (tableau 4.2)

Tableau donnant les valeurs de (%):

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.3 : Les valeurs de ξ (%) RPA 99 (Tableau 4.2).

Pour notre cas : $\xi = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.881$$

Alors : $\eta = 0.881 > 0.7$ Condition vérifiée.

➤ **Estimation de la période fondamentale (T) RPA99/2003 (art 4.2.4) :** [3]

1) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2) La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : RPA99/2003 (Formule 4.6).

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

Avec : 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.

Donc pour notre cas : $h_n = 18.36 \text{ m}$

$$C_T = 0.050$$

$$\text{Donc : } T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \longrightarrow T = 0.050 \times 18.36^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.44 \text{ sec}$$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule 4.7 (RPA99/2003) :

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec : D : est la dimension du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 21.9 \text{ m} ; D_y = 9.91 \text{ m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{21.9}} \\ T_y = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{9.91}} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.35 \text{ sec} \\ T_y = 0.52 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Sens x-x :

$$T_x = \min (T_x ; T) \longrightarrow T_x = \min (0.35 ; 0.44) \longrightarrow T_x = 0.35$$

$$\text{Alors : } T_x = 0.35 < 0.50$$

$$\text{Donc : } 0 \leq T \leq T_2 \longrightarrow 0 \leq 0.35 \leq 0.50$$

Sens y-y :

$$T_y = \min (T_y ; T) \longrightarrow T_y = \min (0.52 ; 0.44) \longrightarrow T_y = 0.44$$

$$\text{Alors : } T_y = 0.44 < 0.50$$

$$\text{Donc : } 0 \leq T \leq T_2 \longrightarrow 0 \leq 0.44 \leq 0.50$$

Donc on pour les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5\eta \longrightarrow D_x = 2.5 \times 0.881 \longrightarrow D_x = 2.20 \\ D_y = 2.5\eta \longrightarrow D_y = 2.5 \times 0.881 \longrightarrow D_y = 2.20 \end{array} \right.$$

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_x = 1.3 \times 0.35 \longrightarrow T_x = 0.45 \text{ sec}$$

$$T_y = 1.3 \times 0.44 \longrightarrow T_y = 0.57 \text{ sec}$$

5) < W > : Poids totale de la structure : [3]

D'après la formule de RPA99 (formule 4.5) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

W : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

W_i : Étant donné par : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec : W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5**.

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

N° d'étage	$W_G + 0.2 W_Q$
RDC	1275.6972
1	1314.3271
2	1314.3271
3	1314.3271
4	1314.3271
5	1528.7133

Tableau V.4 : Les poids des différents niveaux.

$$\sum_{i=1}^n W_i = 8061.7189 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} W \longrightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 8061.7189 = 912.1259 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} W \longrightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 8061.7189 = 874.1206 \text{ KN}$$

V.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En référent à l'article 4.3.6 du RPA version 2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V , pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec : $V_{\text{dynamique}}$: La résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, le déplacement, moment,..) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$.

On a : $V_x = 912.1259 \text{ KN}$

$V_y = 874.1206 \text{ KN}$

Les sens	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	80 % V_{statique} (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	752.41	729.70072	Condition vérifiée
Suivant y	716.48	699.29648	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

V.5.3. 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 suivantes : **(RPA99/2003 art 4.2.5)**

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{Formule 4-10 RPA99/2003}) [3]$$

La force concentrée F_t au somme de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Elle doit être déterminée par la formule :

Chapitre V : Etude sismique

$$F_t \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7 \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7 \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{Formule 4-11 RPA99version2003}) [3]$$

Avec : F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j.

Dans notre cas $T = 0.38s \leq 0,7s$ donc : $F_t = 0$

Niveau	Force F_x (KN)	Force F_y (KN)
RDC	752,41	716,48
1	722,15	688,20
2	656,12	627,99
3	565,47	542,05
4	446,15	426,61
5	278,92	270,85

Tableau V.6: La force sismique de chaque niveau.

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

❖ Sens x-x :

Niveau	F_t	$\sum F_{ix}$	V_{kx}
RDC	0	3421.22	3421.22
1	0	2668.81	2668.81

2	0	1946.66	1946.66
3	0	1290.54	1290.54
4	0	725.07	725.07
5	0	278.92	278.92
$\sum F_{ix} = 3421.22 \text{ KN}$			

Tableau V.7: L'effort tranchant par niveau selon le sens x-x.

❖ **Sens y-y :**

Niveau	F_t	$\sum F_{iy}$	V_{ky}
RDC	0	3272.18	3272.18
1	0	2555.7	2555.7
2	0	1867.5	1867.5
3	0	1239.51	1239.51
4	0	697.46	697.46
5	0	270.85	270.85
$\sum F_{iy} = 3272.18 \text{ KN}$			

Tableau V.8: L'effort tranchant par niveau selon le sens y-y.

V.5.4. Vérification des déplacements : (RPA99/2003.art.5.10) [3]

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{(Formule 4-19 RPA99/2003) [3]}$$

Avec : δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement. Dans notre cas : $R = 3.5$

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots \text{(Formule 4-20 RPA99/2003) [3]}$$

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.

$$\Delta_k < 1\%h_k \dots\dots\dots \text{(RPA 99/2003 art 5.10) [3]}$$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Hauteur (m)	Sens x-x			Sens y-y			1% h_k (m)	Condition
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_{kx} (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_{ky} (m)		
RDC	3.06	0.001	0.004	0.004	0.001	0.004	0.004	0.0306	vérifiée
1	3.06	0.003	0.012	0.008	0.004	0.016	0.012	0.0306	vérifiée
2	3.06	0.005	0.02	0.008	0.008	0.032	0.016	0.0306	vérifiée
3	3.06	0.008	0.032	0.012	0.012	0.048	0.016	0.0306	vérifiée
4	3.06	0.010	0.04	0.008	0.016	0.064	0.016	0.0306	vérifiée
5	3.06	0.013	0.052	0.012	0.021	0.084	0.020	0.0306	vérifiée

Tableau V.9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

V.5.5. Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \dots\dots\dots \text{(Art 5.6.RPA99/2003) [3]}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après. $P_k = \sum_{i=k}^n W_{gi} \times \beta W_{qi}$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si : $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur: $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

➤ Si: $\theta_k > 0.20$:la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• Sens x-x :

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_{kx}(\text{m})$	$V_{Kx}(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	θ_{kx}	La condition
RDC	1275.6972	0.004	3421.22	3.06	0.0004	vérifiée
1	1314.3271	0.008	2668.81	3.06	0.001	vérifiée
2	1314.3271	0.008	1946.66	3.06	0.001	vérifiée
3	1314.3271	0.012	1290.54	3.06	0.003	vérifiée
4	1314.3271	0.008	725.07	3.06	0.004	vérifiée
5	1528.7133	0.012	278.92	3.06	0.021	vérifiée

Tableau V.10: Vérification à L'effet P- Δ selon x-x.

• Sens y-y :

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_{ky}(\text{m})$	$V_{Ky}(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	θ_{ky}	La condition
RDC	1275.6972	0.004	3272.18	3.06	0.0005	vérifiée
1	1314.3271	0.012	2555.7	3.06	0.002	vérifiée
2	1314.3271	0.016	1867.5	3.06	0.003	vérifiée
3	1314.3271	0.016	1239.51	3.06	0.005	vérifiée
4	1314.3271	0.016	697.46	3.06	0.009	vérifiée
5	1528.7133	0.020	270.85	3.06	0.036	vérifiée

Tableau V.11 : Vérification à L'effet P- Δ selon y-y.

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 dans les deux sens donc l'effet n'a pas d'influence sur la structure.

V.5.6.Vérification de l'effort normal réduit:

Selon l'article **7.4.3.1 du RPA99/2003**, dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B_c : L'aire de la section transversale du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Niveau	Poteau (cm)	Barre	Section B (mm²)	N_d (KN)	V	Condition
RDC	30×30	64	90000	799.22	0.355	Non Vérifier
	30×30	57	90000	764.52	0.340	Non Vérifier
	30×30	56	90000	758.63	0.337	Non Vérifier
	30×30	65	90000	756.66	0.336	Non Vérifier
	30×30	58	90000	682.80	0.303	Non Vérifier
	30×30	55	90000	682.38	0.303	Non Vérifier
	30×30	54	90000	621.21	0.276	Vérifier
	30×30	59	90000	611.91	0.272	Vérifier
	30×30	63	90000	482.23	0.214	Vérifier
	30×30	66	90000	465.02	0.207	Vérifier
	30×30	49	90000	432.33	0.192	Vérifiée
	30×30	48	90000	431.02	0.192	Vérifier
	30×30	50	90000	347.13	0.154	Vérifier
	30×30	47	90000	331.51	0.174	Vérifier
	30×30	60	90000	248.30	0.110	Vérifier

Tableau V.12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (30×30).

Remarque :

On a des poteaux qui ne sont pas vérifié donc il faut changer la section (40×40).

Niveau	Poteau (cm)	Barre	Section B (mm ²)	N _d (KN)	V	Condition
RDC	40×40	64	160000	805.85	0.201	Vérifier
	40×40	57	160000	769.67	0.192	Vérifier
	40×40	56	160000	759.58	0.190	Vérifier
	40×40	65	160000	752.89	0.188	Vérifier
	40×40	58	160000	707.85	0.177	Vérifier
	40×40	55	160000	690.86	0.173	Vérifier
	40×40	54	160000	639.92	0.160	Vérifier
	40×40	59	160000	601.87	0.150	Vérifier
	40×40	63	160000	495.94	0.124	Vérifier
	40×40	66	160000	479.84	0.120	Vérifier
	40×40	49	160000	428.73	0.107	Vérifiée
	40×40	48	160000	427.93	0.107	Vérifier
	40×40	50	160000	356.04	0.089	Vérifier
	40×40	47	160000	337.96	0.084	Vérifier
	40×40	60	160000	279.85	0.070	Vérifier

Tableau V.13 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (40×40).

V.5.7. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :

a) l'excentricité accidentelle : (RPA99/2003.art 4.3.7) [3]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Sens x-x : $e_{acc\ x} = 0.05 \times L_x \longrightarrow e_{acc\ x} = 0.05 \times 21.9 \longrightarrow e_{acc\ x} = 1.095\ m$

Sens y-y : $e_{acc\ y} = 0.05 \times L_y \longrightarrow e_{acc\ y} = 0.05 \times 9.91 \longrightarrow e_{acc\ y} = 0.495\ m$

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Chapitre V : Etude sismique

Avec : M_i : La masse de l'élément « i ».

X_G ; Y_G : Les Coordonnées de l'élément « i ».

Plancher	X_G	Y_G
RDC	10.95	4.85
1	10.95	4.95
2	10.95	4.95
3	10.95	4.95
4	10.95	4.95
5	10.95	4.82

Tableau V.14 : Les valeurs de Centre de masse.

b). Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Avec : e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

X_{CR} ; Y_{CR} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion).

X_{CM} ; Y_{CM} : Coordonnées du centre de masse.

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle		$e_{théorique} < e_{accidentelle}$
	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y	$e_{aac x}$	$e_{aac y}$	Condition
RDC	10.95	4.82	10.95	4.78	0.00	0.04	1.095	0.495	Vérifiée
1	10.95	4.95	10.95	4.78	0.00	0.17	1.095	0.495	Vérifiée
2	10.95	4.95	10.95	4.78	0.00	0.17	1.095	0.495	Vérifiée
3	10.95	4.95	10.95	4.78	0.00	0.17	1.095	0.495	Vérifiée
4	10.95	4.95	10.95	4.78	0.00	0.17	1.095	0.495	Vérifiée
5	10.95	4.85	10.95	4.75	0.00	0.10	1.095	0.495	Vérifiée

Tableau V.15 : Excentricité théorique et accidentelle.

V.5.8. Vérification au renversement :(RPA99/2003.art.5.5.) [3]

Chapitre V : Etude sismique

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum W_k \times b_i}{\sum F_k \times h_k} \geq 1.5$$

Avec : W_k : Le poids calculé à chaque niveau.

b_i : Centre de gravité de la structure a chaque niveau.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k.

h_k : La hauteur de l'étage k.

• **Sens x-x :**

Niveau	W_k	$b_{ix}(m)$	$W_k \times b_i$	$F_{kx}(KN)$	$h_k(m)$	$F_{kx} \times h_k$
RDC	1275.6972	10.95	13968.88434	752,41	3.06	2302.3746
1	1314.3271	10.95	14391.88175	722,15	3.06	2209.779
2	1314.3271	10.95	14391.88175	656,12	3.06	2007.7272
3	1314.3271	10.95	14391.88175	565,47	3.06	1730.3382
4	1314.3271	10.95	14391.88175	446,15	3.06	1365.219
5	1528.7133	10.95	16739.41064	278,92	3.06	853.4952
$\sum W_k \times b_{ix}$			88275.82196	$\sum F_{kx} \times h_k$		10468.9332

Tableau V.16 : Vérification au renversement selon le sens x-x.

$$\frac{\sum W_k \times b_{ix}}{\sum F_{kx} \times h_k} = 8.43 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

• **Sens y-y :**

Niveau	W_k	$b_{iy}(m)$	$W_k \times b_i$	$F_{ky}(KN)$	$h_k(m)$	$F_{ky} \times h_k$
RDC	1275.6972	4.85	6187.13142	716,48	3.06	2192.4288
1	1314.3271	4.95	6505.919145	688,20	3.06	2105.892
2	1314.3271	4.95	6505.919145	627,99	3.06	1921.6494
3	1314.3271	4.95	6505.919145	542,05	3.06	1658.673
4	1314.3271	4.95	6505.919145	426,61	3.06	1305.4266
5	1528.7133	4.82	7368.398106	270,85	3.06	828.801
$\sum W_k \times b_{iy}$			39579.20611	$\sum F_{ky} \times h_k$		10012.8708

Tableau V.17 : Vérification au renversement selon le sens y-y.

$$\frac{\sum W_k \times b_{iy}}{\sum F_{ky} \times h_k} = 3.65 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

V.5.9. Vérification le Nombre de modes à considérer : RPA99/2003.art 4.3.4 [3]

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Ordre Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masses Cumulées UZ (%)	Masses Modales UX (%)	Masses Modales UY (%)	Masses Modales UZ (%)	Tolérance UX [kg]	Tolérance UY [kg]	Tolérance UZ [kg]
21-1	2.80	0.38	11.22	69.32	0.0	11.22	69.32	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-2	3.55	0.28	72.14	71.87	0.0	69.12	11.58	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-3	4.98	0.21	72.21	71.87	0.0	0.01	0.00	0.00	69976.75	69976.75	0.0
21-4	10.82	0.09	74.46	88.03	0.0	2.25	16.15	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-5	13.88	0.07	93.88	93.15	0.0	16.43	2.12	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-6	19.27	0.05	97.14	99.35	0.0	0.28	0.10	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-7	23.87	0.04	97.88	99.44	0.0	0.52	0.00	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-8	27.18	0.04	92.52	93.00	0.0	1.28	2.58	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-9	22.55	0.04	93.02	93.57	0.0	0.10	0.38	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-10	23.03	0.04	93.84	95.81	0.0	0.81	2.24	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-11	23.94	0.04	92.77	95.81	0.0	0.14	0.00	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-12	24.80	0.04	94.23	95.88	0.0	0.43	0.25	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-13	25.21	0.04	94.20	95.88	0.0	0.00	0.02	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-14	25.51	0.04	94.41	95.88	0.0	0.20	0.00	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-15	25.98	0.04	94.48	95.89	0.0	0.05	0.01	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-16	26.30	0.04	94.87	95.90	0.0	0.21	0.01	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-17	27.14	0.04	94.71	95.90	0.0	0.03	0.00	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-18	28.80	0.03	94.72	95.90	0.0	0.01	0.00	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-19	32.47	0.03	98.51	98.85	0.0	1.59	0.25	0.0	69976.75	69976.75	0.0
21-20	33.47	0.03	97.17	98.05	0.0	0.38	1.10	0.0	69976.75	69976.75	0.0

Figure V.1: Le Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

V.5.10. Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.38 s.

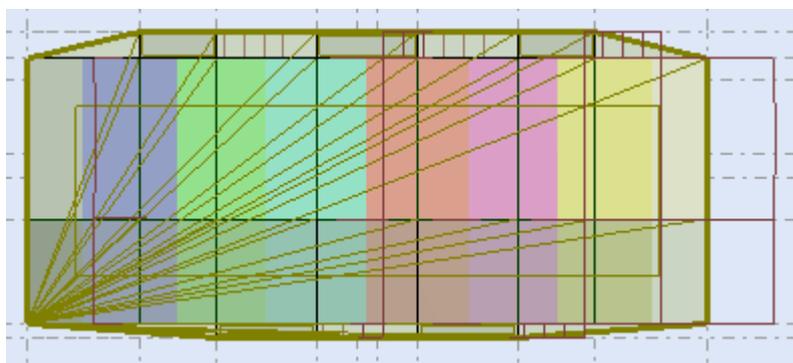


Figure V.2 : Translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.28 s.

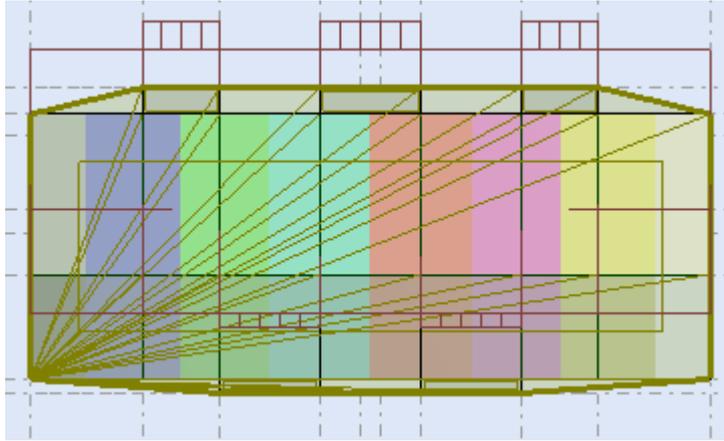


Figure V.3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 3 est un mode de rotation selon l'axe Z ça période est de 0.21 s.

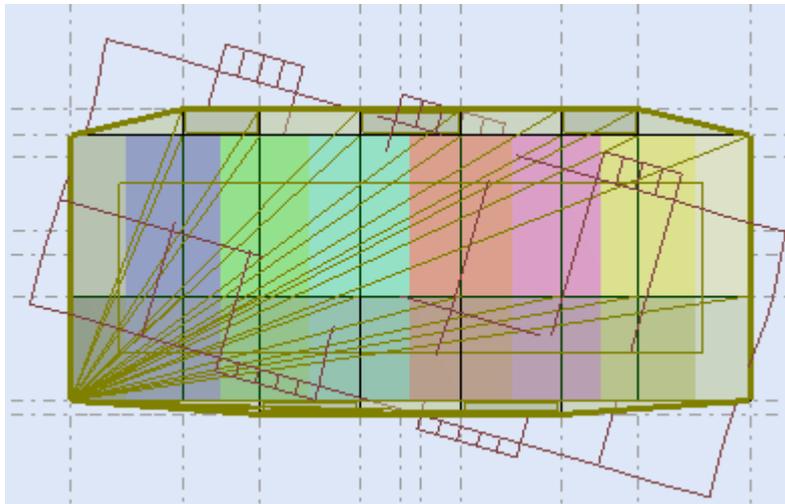


Figure V.4 : Rotation de bâtiment selon l'axe Z.



**Chapitre VI:
Ferrailage des
éléments porteurs**

VI.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée. Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Après l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure porteuse du bâtiment étudié (poteaux, poutres et voiles), vient le calcul du ferrailage. Ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (BAEL9 [1], CBA93 [2] et RPA99/2003 [3]).

VI.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

➤ **Section minimales et maximales** :

Selon **RPA 99/2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Élément	Section minimale	Section maximale	
Poteaux	0.9%	3%	6%
Poutres	0.5%	4%	6%
Voiles	0.2%	/	/

Tableau VI.1 : Sections minimales et maximales.

VI.3. Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants.

- Les poutres sont sollicitées en moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales.
- L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Le rôle des poutres est transmission des charges verticales résultants des points des éléments constituant la structure (mur, plancher, escalier) ainsi que les charges d'exploitations des différents éléments de construction.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/2003.

VI.3.1. Recommandation du RPA 99/2003 :

a). Armatures longitudinales: [3] (Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- ✓ Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b). Armatures transversales : [3] (Art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec : S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing_l\right) \longrightarrow \text{Dans la zone nodale et en travée si les armatures} \\ \text{Comprimées sont nécessaires.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Remarque :

La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

VI.3.2. Les Combinaisons de calcul :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL 91[1] : (Combinaison fondamentale) :

ELU \longrightarrow 1.35 G + 1.5 Q

ELS \longrightarrow G + Q

❖ Selon RPA 99 [3] : (situation accidentelle) :

G + Q \pm E

0.8 G \pm E

Avec : E : charge due à la force sismique.

VI.3.3 Ferrailage des Poutres :

VI.3.3.1. Poutre principale (30×45) :

❖ Les armatures longitudinales :

Section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E _y (KN.m)		0.8G+E _y (KN.m)		T _{max} (KN)
	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	
30×45	61.12	-72.26	44.61	-52.83	42.89	-72.07	29.35	-63.45	96.11

Tableau VI.2: Sollicitations de la poutre principale.

❖ **Ferrailage en travée :**

$M_{max}^t = 61.12$ KN.m

$\mu = \frac{M_{max}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{61.12 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 430^2} = 0.077$

$\mu = 0.077 < \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow$ Pivot A

$\mu = 0.077 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = 0.10$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 43(1 - 0.4 \times 0.10) = 41.28 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}^t}{\delta_s \times Z} \longrightarrow A_s = \frac{61.12 \times 10^6}{348 \times 412.8} = 425.465 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_s = 4.25 \text{ cm}^2$$

• **La section d'acier minimale :**

Selon BAEL A.4.2.1 : [1]

$$A_{\min(\text{BAEL})} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} \geq 0.23 \times 300 \times 430 \times \frac{2.1}{400} = 155.76 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min(\text{BAEL})} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Selon l'article RPA(A.7.5.2.1) : [3]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times b \times h \longrightarrow A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times 30 \times 45 \longrightarrow A_{\min(\text{RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \max(A_s(\text{calcul}); A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})}) \longrightarrow A_s^t = \max(4.52; 1.55; 6.75)$$

$$A_s^t = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 + 2T14 = 7.60 cm²

❖ **Ferrailage sur appui :**

$$M_{\max}^a = -72.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{72.26 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 430^2} = 0.091$$

$$\mu = 0.091 < \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0.091 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091}) = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 43(1 - 0.4 \times 0.11) = 41.108 \text{ cm} \longrightarrow Z = 411.08 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}^a}{\delta_s \times Z} \longrightarrow A_s = \frac{72.26 \times 10^6}{348 \times 411.08} = 505.11 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_s = 5.05 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier minimale :**

Selon BAEL A.4.2.1 : [1]

$$A_{\min(\text{BAEL})} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

$$A_{\min(\text{BAEL})} \geq 0.23 \times 300 \times 430 \times \frac{2.1}{400} = 155.76 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min(\text{BAEL})} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Selon l'article RPA(A.7.5.2.1) : [3]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times 30 \times 45$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = \max (A_{s(\text{calcul})} ; A_{\min(\text{BAEL})} ; A_{\min(\text{RPA})})$$

$$A_s^a = \max (5.05 ; 1.55 ; 6.75)$$

$$A_s^a = 6.75 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte : } 4\text{T}12 + 2\text{T}14 = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7.60 \text{ cm}^2$$

Section cm ²	Position	A _{s(calcul)} (cm ²)	A _{min(BAEL)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Choix des armaturés	A _{s^{adpt}} (cm ²)
Poutre principale	En travée	4.52	1.55	6.75	4T12+2T14	7.60
	Sur appui	5.05	1.55	6.75	4T12+2T14	7.60

Tableau VI.3 : Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.

❖ Vérification du ferrailage des poutres principales :

Pourcentage maximal d'après le RPA99/2003 : [3]

$$4\% \times b \times h \text{ En zone courante : } A_{s \text{ max}} = 54 \text{ cm}^2$$

$$6\% \times b \times h \text{ En zone de recouvrement : } A_{s \text{ max}} = 81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (BAEL 91) : [3]

$$A_{\min} = 1.55 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 8.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

Choix du diamètre d'après le BAEL 91 : [1]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}^1\right)$$

Avec : ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(1.28 ; 3 ; 1.2) \longrightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \implies \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \implies \tau_u = \frac{96.11 \times 10^3}{300 \times 430} \implies \tau_u = 0.74 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Espacement des barres :**

Selon RPA99 : [3]

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) = S_t \leq \min(11.25; 14.4)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon BAEL : [1]

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

Avec :

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 43; 40 \text{ cm}) = \min(38.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} \leq 38.7 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.36 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$S_{t2} \leq 78.66 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.36 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.74 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t3} \leq 223.87 \text{ cm}$$

Donc : $S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \longrightarrow S_t \leq \min (38.7 ; 78.66 ; 223.87) \longrightarrow S_t \leq 38.7 \text{ cm}$

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

D'après le RPA99/2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 56 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

[3]

En la zone nodale :

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

En la zone courante :

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

❖ **Le ferrailage à ELS :**

a). En travée :

M_{\max}^t (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s^{calcul} (cm ²)
44.61	0.056	0.392	0.072	41.761	3.06

Tableau VI.4: Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

b). Sur appui :

M_{\max}^a (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s^{calcul} (cm ²)
-52.83	0.067	0.392	0.086	41.520	3.65

Tableau VI.5: Les Résultats de ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

❖ Vérification à ELS:

➤ Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

a). En travée :

$M_t = 44.61 \text{ KN.m}$; $A_s = 7.60 \text{ cm}^2$; $d = 43\text{cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A_{sc} = 0$; $n = 15$

• La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + n (A_s - A_{sc}) y - n (A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 (7.60) y - 15(7.60 \times 43) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 554.18$$

$y = 14.67 \text{ cm}$

• Le moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{2}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (14.67)^3 + 15 \times 7.60 (43 - 14.67)^2 = 0$$

$I = 138851.853 \text{ cm}^4$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{44.61 \times 10^6 \times 146.7}{138851.853 \times 10^4} = 4.71\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 4.71\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$Condition vérifiée

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b). En appui :

$M_a = -52.83 \text{ KN.m}$; $A_s = 7.60\text{cm}^2$; $d = 43\text{cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A_{sc} = 0$; $n = 15$

• La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + n (A_s - A_{sc}) y - n (A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 (7.60) y - 15(7.60 \times 43) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 554.18$$

$y = 14.67 \text{ cm}$

• Le moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{2}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (14.67)^3 + 15 \times 7.6 (43 - 14.67)^2 = 0$$

$I = 138851.853 \text{ cm}^4$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{52.83 \times 10^6 \times 146.7}{138851.853 \times 10^4} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.58 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

❖ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 [1]** :

Avec : $h = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 43 \text{ cm}$; $L = 520 \text{ cm}$; $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{45}{520} = 0.0865 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{7.6}{30 \times 43} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow M_t = 0.85 M_0 \longrightarrow \frac{45}{520} = 0.086 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

VI.3.3.2. Poutre secondaire (30×35) :

❖ **Les armatures longitudinales :**

Section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E _x (KN.m)		0.8G+E _x (KN.m)		T _{max} (KN)
	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	
30×35	15.99	-29.90	11.57	-21.66	6.35	-44.04	29.35	-63.45	31.82

Tableau VI.6: Sollicitations de la poutre secondaire.

❖ **Ferrailage en travée :**

$M_{max}^t = 15.99 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_{max}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{15.99 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 430^2} = 0.020$

$\mu = 0.020 < \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A}$

$\mu = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.020}) = 0.025$

$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 33(1 - 0.4 \times 0.025) = 32.67 \text{ cm}$

$A_s = \frac{M_{max}^t}{\delta_s \times Z} \longrightarrow A_s = \frac{15.99 \times 10^6}{348 \times 326.7} = 140.64 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_s = 1.40 \text{ cm}^2$

• **La section d'acier minimale :**

Selon BAEL A.4.2.1 : [1]

$A_{min(BAEL)} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min(\text{BAEL})} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min(\text{BAEL})} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Selon l'article RPA(A.7.5.2.1) : [3]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times b \times h \longrightarrow A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times 30 \times 35 \longrightarrow A_{\min(\text{RPA})} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \max(A_{s(\text{calcul})} ; A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})}) \longrightarrow A_s^t = \max(1.40 ; 1.19; 5.25)$$

$$A_s^t = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T12+4T12 = 6.78cm²

❖ **Ferrailage sur appui :**

$$M_{\max}^a = -44.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{44.04 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} = 0.095$$

$$\mu = 0.095 < \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0.095 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.095}) = 0.125$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 33(1 - 0.4 \times 0.125) = 31.35 \text{ cm} \longrightarrow Z = 313.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}^a}{\delta_s \times Z} \longrightarrow A_s = \frac{44.04 \times 10^6}{348 \times 313.5} = 403.67 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_s = 4.03 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier minimale :**

Selon BAEL A.4.2.1 : [1]

$$A_{\min(\text{BAEL})} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min(\text{BAEL})} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Selon l'article RPA(A.7.5.2.1) : [3]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.5\% \times 30 \times 35$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

$$A_s^a = \max (A_{s(\text{calcul})} ; A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})}) \implies A_s^a = \max (4.03 ; 1.19; 5.25)$$

$$A_s^a = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T12+4T12 = 6.78cm²

Section cm ²	Position	A _{s(calcul)} (cm ²)	A _{min(BAEL)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Choix des armatures	A _{s^{adpt}} (cm ²)
Poutre secondaire	En travée	1.07	1.19	5.25	6T12	6.79
	Sur appui	4.03	1.19	5.25	6T12	6.79

Tableau VI.7 : Les Résultats de ferrailage des poutres secondaire à ELU.

❖ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires :**

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 : [3]

4% × b × h En zone courante : A_{s max} = 42 cm²

6% × b × h En zone de recouvrement : A_{s max} = 63 cm²

Condition de non fragilité : (BAEL 91) : [3]

A_{min} = 1.19 cm² < A_{adpt} = 6.79 cm²Condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales :**

Choix du diamètre d'après le BAEL 91 : [1]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}^1\right)$$

Avec : φ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2\right) \implies \phi_t \leq \min(1 ; 3; 1.2) \implies \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Donc on prend : φ_t = 8 mm

On adopte : A_t = 4T8 = 2.01cm² (un cadre et un étrier).

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : τ_u < τ̄ tel que :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}) \implies \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \implies \tau_u = \frac{31.82 \times 10^3}{300 \times 330} \implies \tau_u = 0.32 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

➤ **Espacement des barres :**

Selon RPA99 : [3]

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) = S_t \leq \min(8.75; 14.4)$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Selon BAEL : [1]

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

Avec :

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 33; 40 \text{ cm}) = \min(29.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$\mathbf{S_{t1} \leq 29.7 \text{ cm}}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$\mathbf{S_{t2} \leq 67 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.32 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$\mathbf{S_{t3} \leq -67.65 \text{ cm}}$$

Donc : $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \implies S_t \leq \min(29.7; 67; -67.65) \implies \mathbf{S_t \leq 29.7 \text{ cm}}$

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

D'après le RPA99/2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 56 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

[3]

En la zone nodale :

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

En la zone courante :

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

❖ **Le ferrailage à ELS :**

a). En travée :

M_{\max}^t (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s^{calcul} (cm ²)
11.57	0.025	0.392	0.031	32.59	1.02

Tableau VI.8: Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaire à ELS.

b). Sur appui :

M_{\max}^a (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s^{calcul} (cm ²)
-21.66	0.046	0.392	0.058	32.23	1.93

Tableau VI.9: Les Résultats de ferrailage en appui des poutres secondaire à ELS.

❖ **Vérification à ELS:**

➤ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

a). En travée :

$$M_t = 11.57 \text{ KN.m} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2 ; d = 33 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; A_{sc} = 0 ; n = 15$$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n(A_s - A_{sc})y - n(A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 (6.79) y - 15(6.79 \times 33) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 460.11$$

y = 11.94 cm

• **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{2} b y^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (11.94)^3 + 15 \times 6.78 (33 - 11.94)^2 = 0 \implies I = 70639.49088 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{11.57 \times 10^6 \times 119.4}{70639.49088 \times 10^4} \implies \sigma_{bc} = 1.95 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 1.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b). En appui :

$M_a = -21.66 \text{ KN.m} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2 ; d = 33 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; A_{sc} = 0 ; n = 15$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (A_s - A_{sc}) y - n (A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 (6.79) y - 15(6.79 \times 33) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 460.11$$

y = 11.94 cm

• **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{2} b y^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (11.94)^3 + 15 \times 6.79 (33 - 11.94)^2 = 0$$

I = 70639.49088 cm⁴

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{21.66 \times 10^6 \times 119.4}{70639.49088 \times 10^4} \implies \sigma_{bc} = 3.66 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 3.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

❖ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 [1]** :

Avec : $h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm} ; L = 360 \text{ cm} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{35}{360} = 0.0972 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{6.79}{30 \times 33} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies M_t = 0.85 M_0 \implies \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

VI.3.3.3. Schéma de ferrailage :

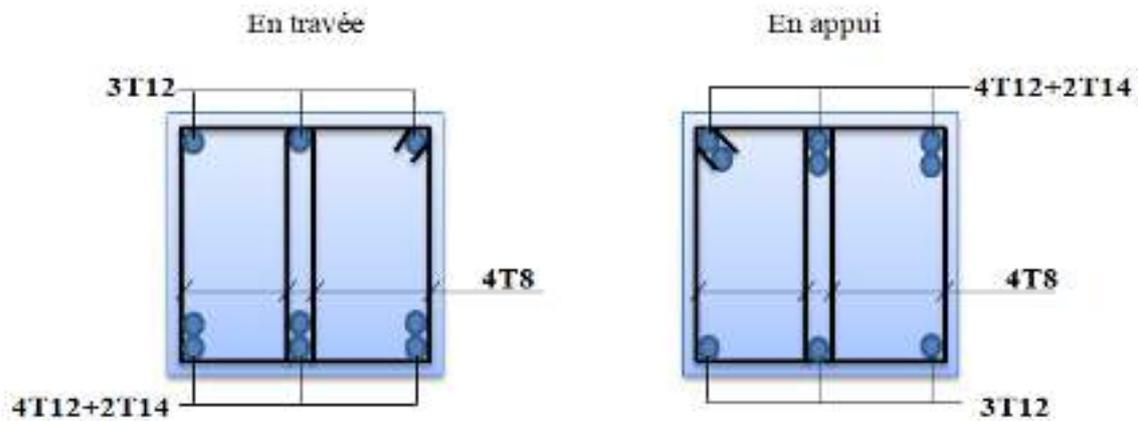


Figure VI.1: Schéma de ferrailage des poutres principales.

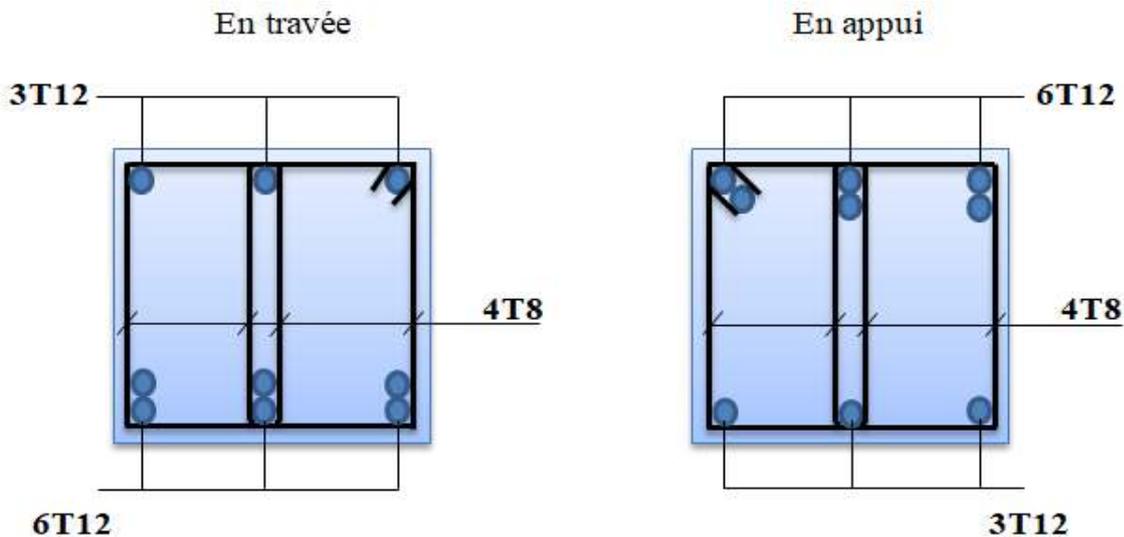


Figure VI.2: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.4. Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus

VI.4.1. Rôles des poteaux en béton armé :

- Constituer les éléments porteurs du système poteaux-poutres par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (efforts de compression dans les poteaux).

- Participe à la stabilité transversale (système poteau-poutres) pour combattre les efforts horizontaux (vents, séisme, dilatation).
- Service de chinage vertical.
- Limiter l'encombrement (surface réduite des poteaux) défavorables introduites dans le logiciel Robot.

VI.4.2. Les Combinaisons de calcul :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Selon B.A.E.L 91[1] : (Combinaison fondamentale) :

$$\text{ELU} \longrightarrow 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

- ❖ Selon RPA 99 [3] : (situation accidentelle) :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

Avec : **E** : charge due à la force sismique.

La combinaison (3) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corre}} \longrightarrow A_1$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corre}} \longrightarrow A_3$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corre}} \longrightarrow A_2 \longrightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

VI.4.3. Recommandation du RPA99/2003 :

a). Les armatures longitudinales : RPA99 (Article 7.4.2.1) [3]

D'après le RPA99/2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique.

IIa est limité par :

- ❖ $A_{\max} = A_s / b \times h < 3\%$ en zone courante.
- ❖ $A_{\max} = A_s / b \times h < 6\%$ en zone recouvrement.

- ❖ $A_{min} = A_s > 0.8 \% b \times h$ (zone IIa).
- ❖ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (**zone IIa**).
- ❖ La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm (**zone IIa**).
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre.

La zone nodale est définie par l' et h' avec :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) \end{cases}$$

Avec : b_1 et h_1 : Section de poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage.

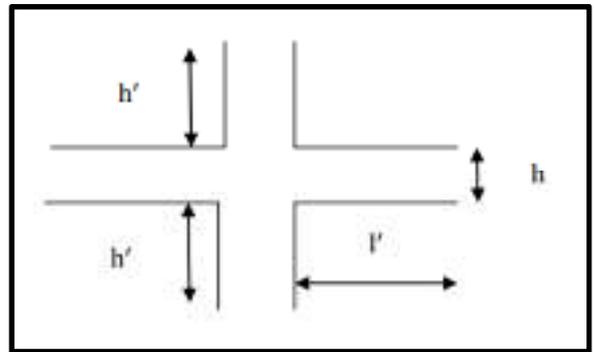


Figure VI.3 : Zone nodale.

b). Les armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2) [3]

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99/2003 ; elles sont données comme suit :

➤ **Selon le BAEL91 : [1]**

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l \right) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right) \end{cases}$$

Avec : A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_L : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA99/2003: [3]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec : A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales $\left\{ \begin{array}{l} S_t < 15\emptyset_L \dots\dots\dots \text{En zone courante.} \\ S_t \leq \min(10\emptyset_L; 15\text{cm}) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \end{array} \right.$

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b} \text{ (a et b sont les dimensions de la section)}$$

L_f : Longueur de flambement = $0.7 l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage = $h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}}$

La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$: En pourcentage et donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } : \lambda_g \geq 5 : A_{t \min} = 0.3\% (S_t ; b_1). \\ \text{Si } : \lambda_g \leq 3 : A_{t \min} = 0.8\% (S_t ; b_1). \\ \text{Si } : 3 < \lambda_g < 5 : \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 \emptyset_t** minimums.

VI.4.3. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de logiciel ROBOT qui a été utilisé

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

dans la modélisation au chapitre étude sismique. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU		Situation accidentelle				
	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corre}}$ 1.35G + 1.5Q		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corre}}$ 0.8G - E_y		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corre}}$ G + Q - E_y		
Poteaux	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	T _{max} (KN)
40×40	805.85	-36.87	312.76	-21.54	-43.54	515.89	0.50

Tableau VI.10: Les Sollicitations des poteaux (40*40) trouvées le ROBOT.

VI.4.5. Ferrailages des poteaux :

a). Armatures longitudinaux :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

Cas 1 :

$$N_{\max} = 805.85 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = -36.87 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{36.87}{805.85} \rightarrow e_0 = 0.045 \text{ m}$$

$$e_0 = 4.5 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Alors : N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

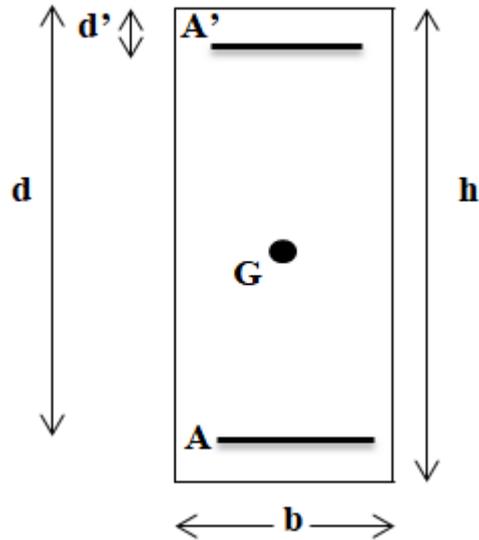


Figure VI.4 : Section du Poteau à ferrailer.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f \quad [1]$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_f = 36.87 + 805.85 \left(0.38 - \frac{0.40}{2}\right)$$

$$\mathbf{M_f = 181.923 \text{ KN.m}}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \Rightarrow A = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$\mathbf{A = 726.804 \text{ KN.m}}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f \Rightarrow B = 805.85 \times (0.38 - 0.02) - 181.923$$

$$\mathbf{B = 108.183 \text{ KN.m}}$$

On à : $A = 726.804 > B = 108.183 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors : $N_u = 805.85 \text{ KN}$; $M_f = 181.923 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} [1] \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{181.923 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 380^2} \Rightarrow \mu_{ua} = 0.22 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.22 < 0.493$: section partiellement comprimé.

$$0.22 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{ua}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.22}) \Rightarrow \alpha = 0.31$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \longrightarrow Z = 38 (1 - 0.4 \times 0.31) \longrightarrow Z = 33.288 \text{ cm}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \times Z} \longrightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{181.923 \times 10^6}{348 \times 332.88} = 1570.43 \text{ mm}^2 \quad / \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = 15.70 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1570.43 - \frac{805.85 \times 10^3}{348} \longrightarrow A = -745.23 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Cas 2 :

$$N_{\text{min}} = 312.76 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corre}} = -21.54 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21.54}{312.76} \longrightarrow e_0 = 0.0688 \text{ m}$$

$$e_0 = 6.88 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Alors : N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f \quad [1]$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \longrightarrow M_f = 21.54 + 312.76 \left(0.38 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M_f = 77.836 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \longrightarrow A = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 726.804 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f \longrightarrow B = 312.76 \times (0.38 - 0.02) - 77.836$$

$$B = 34.757 \text{ KN.m}$$

On à : $A = 726.804 > B = 34.757 \longrightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors : $N_u = 312.76 \text{ KN}$; $M_f = 77.836 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} [1] \longrightarrow \mu_{ua} = \frac{77.836 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 380^2} \longrightarrow \mu_{ua} = 0.095 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.095 < 0.493$: section partiellement comprimée.

$$0.095 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{ua}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.095}) \Rightarrow \alpha = 0.125$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 38 (1 - 0.4 \times 0.125) \Rightarrow Z = 36.1 \text{ cm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \times Z} \Rightarrow A_{calcul} = \frac{77.836 \times 10^6}{348 \times 361} = 619.575 \text{ mm}^2 \quad / \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = 6.19 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 619.575 - \frac{312.76 \times 10^3}{348} \Rightarrow A = -279.16 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Cas 3 :

$$M_{max} = -43.54 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corre} = 515.89 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{43.54}{515.89} \Rightarrow e_0 = 0.0843 \text{ m}$$

$e_0 = 8.43 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Alors : N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f \quad [1]$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_f = 43.54 + 515.89 (0.38 - \frac{0.4}{2})$$

$$M_f = 136.400 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \Rightarrow A = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 726.804 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f \Rightarrow B = 515.89 \times (0.38 - 0.02) - 136.400$$

$$B = 49.32 \text{KN.m}$$

On à : $A=726.804 \geq B=49.32 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors : $N_u = 515.89 \text{ KN}$; $M_f = 136.400 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} [1] \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{136.400 \times 10^6}{14.18 \times 400 \times 380^2} \Rightarrow \mu_{ua} = 0.16 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.16 < 0.493$: section partiellement comprimé.

$$0.16 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{ua}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.16}) \Rightarrow \alpha = 0.21$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 38 (1 - 0.4 \times 0.21) \Rightarrow Z = 34.808 \text{ cm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \times Z} \Rightarrow A_{calcul} = \frac{136.400 \times 10^6}{348 \times 348.08} = 1126.04 \text{ mm}^2 \quad / \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = 11.26 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1126.04 - \frac{515.89 \times 10^3}{348} \Rightarrow A = -356.40 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Donc, Le poteau sera alors ferrailé avec la section maximale calculée pour les trois cas, on obtient : $A = \max (15.70 ; 6.19 ; 11.26) \Rightarrow A = 15.70 \text{ cm}^2$

- **La section d'acier minimale:**

Selon BAEL91 [1] :

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1600 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 8.4 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 [3] :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.8 \% (b \times h) = 0,008 \times 40 \times 40$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 12.8 \text{ cm}^2$$

• **La section d'acier maximale:**

Selon BAEL91 [1] :

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 0.05 \times 40 \times 40 \longrightarrow A_{\max} = 80 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 [3] :

Zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 40 \longrightarrow A_{\max} = 64 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 40 \longrightarrow A_{\max} = 96 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 400 \times 380 \quad / f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\max} ; A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})})$$

$$A_s = \max (15.70 ; 8.4; 12.8)$$

$$A_s = 15.70 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte : } 4\text{T}20 + 2\text{T}16 = 16.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adpt}} = 16.59 \text{ cm}^2$$

Section cm ²	A _{max} (cm ²)	A _{min(BAEL)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adpt} (cm ²)
Poteaux	15.70	8.4	12.8	6T16+2T20	18.34

Tableau VI.11: Les Résultats de ferrailage des poteaux.

b).Armatures transversales :

Selon RPA99/2003 [3] :

➤ Section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec : T_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

S_t : L'espacement des armatures, d'après les recommandations du RPA est pris égale

à :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min(10 \times 2; 15 \text{ cm}) = (20 ; 15 \text{ cm})$

$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$; On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15\varnothing_L \Rightarrow S_t \leq 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$; On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique (λ_g)

$$\left[\begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \dots \dots \dots \text{ si l'élançement } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{ si l'élançement } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = \max\left[\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right]$

L_f : Longueur de flambement.

$L_f = 0.707l_0 = 0.7 \times 3.06 \Rightarrow L_f = 2.14 \text{ m}$

$$\left[\begin{array}{l} \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.14}{0.40} = 5.35 \\ \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.14}{0.40} = 5.35 \end{array} \right.$$

$\lambda_g = 5.35 > 5$ donc : $\rho_a = 2.5$

Alors : $A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 150 \times 0.50 \times 10^3}{400 \times 400} \Rightarrow A_t = 1.17 \text{ mm}^2$

• **Section minimal :**

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 : A_{t \min} = 0.3\% (S_t \times b) \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3 : A_{t \min} = 0.8\% (S_t \times b) \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 : \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

On a : $\lambda_g = 5.35$

Donc : $A_{t \min} = 0.3\% (S_t \times b) \Rightarrow A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 40 \Rightarrow A_{t \min} = 1.8 \text{ cm}^2$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	ρ_a	T_u (KN)	S_t (cm ²)		A_t (cm ²)	$A_{t \min}$ (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
			Nodale	Courante			
40×40	2.5	0.50	10	15	0.017	1.8	4T8=2.01

Tableau VI.12: Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40).

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

D'après les règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} \longrightarrow \phi_t = 8 > \frac{16}{3} = 5.33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.6. Vérification:

➤ **Vérification de l'effort tranchant « cisaillement » :**

D'après le RPA99/2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 : \rho_d = 0.075 \\ \text{Si : } \lambda_g < 5 : \rho_d = 0.04 \end{array} \right.$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Section	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	T _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Condition
40×40	2.14	5.35	0.075	38	0.50	3.2×10 ⁻³	1.875	Vérifiée

Tableau VI.13: Vérification de l'effort tranchant «cisaillement».

➤ **Vérification au flambement:**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur de l₀ = 3.06 m et un effort normal égal à 805.85 KN.

$$N_{u \max} \leq N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : A_s : est la section d'armature comprimée.

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ.

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

On calcul l'élanement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement tel que :

$$L_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 \Rightarrow L_f = 2.14 \text{ m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B} : \text{Section de béton : } B = h \times b = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2 \\ \mathbf{I} : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \times h^3}{12} = I = \frac{0.40 \times 0.40^3}{12} = 2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Donc : $i = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.16}} = 0.11$

$$\lambda = \frac{2.14}{0.11} = 19.45 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{19.45}{35}\right)^2} = 0.80$$

B_r : Section n réduite du poteau: $B_r = (h - 2) (b - 2) = (0.4 - 0.02) (0.4 - 0.02) = 0.144 \text{ m}^2$

$$N_{u \max} \leq N_u = 0.80 \left[\frac{0.144 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{16.59 \times 10^2 \times 400}{1.15} \right] = 2594.968 \text{ KN}$$

$N_{u \max} = 805.85 \text{ KN} < N_u = 2594.968 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc pas de risque de flambement.

VI.4.7. Schéma de ferrailage :

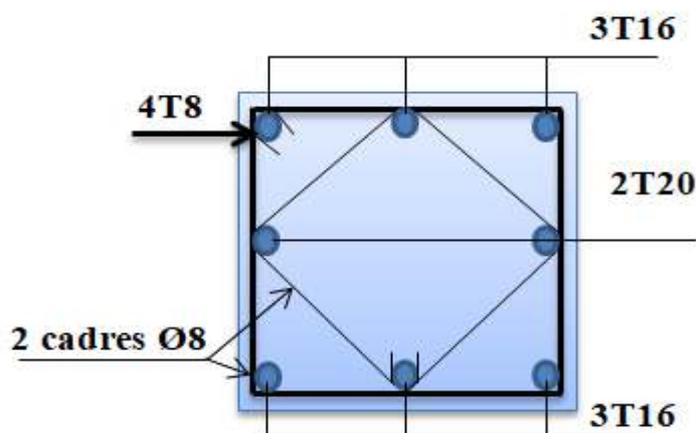


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (40x40).

VI.5. Les voiles :

VI.5.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

- Le RPA99/2003 (art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.
- Les voiles peuvent être plaines ou comportant des ouvertures liées entre eux par des planchers ; dans notre cas on a deux types de voiles pleins et avec ouvertures.

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés avec : $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts avec : $\frac{h}{l} < 1.5$

Leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

VI.5.2. Conception des voiles :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (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).

VI.5.3. Les Combinaisons de calcul :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont été considérées pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 [1]: $G + Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

- Selon le RPA 99 [3] : $1.35G + 1.5Q$ (ELU)

VI.5.4. Les recommandations du RPA99 : [3]

VI.5.4.1. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.5.4.2. Armatures horizontale :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.5.5. Règles communes : (RPA99/2003 art.7.7.4.3) [3]

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zone courante 0.10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (30\text{cm} ; 1.5e)$$

Avec : e : espacement du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø : Pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible

20Ø: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{V}{F_e}$$

Avec : $V = 1.4V_{\text{calculé}}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.5.6. Ferrailage des voiles :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « formule de Navier Bernoulli » :

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} y$$

Avec : N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

On distingue 3 cas :

✓ **1^{er} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0$ la section du voile est **entièrement comprimée** (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 99/2003**

$(A_{\min} = 0,20\% \times e \times L)$.

✓ **2^{eme} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0$ la section du voile est **entièrement tendue** (pas de zone comprimée). on calcule le volume des contraintes de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$. On compare A_v avec la section minimale.

- Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% \times e \times L$.on ferraille avec la section minimale

- Si : $A_v > A_{\min} = 0.20\% \times e \times L$. on ferraille avec A_v

✓ **3^{eme} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2)$ sont de signe différent La section du voile est **partiellement comprimée**. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Voile selon le sens X :

❖ **Détermination des sollicitations sous les combinaisons :**

Soit à calculer le voile le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N_{\max} = -13.29 \text{ KN} ; M_{\max} = 15.93 \text{ KN.m} ; T_{\max} = 74.46 \text{ KN}$$

$$L = 3.6 \text{ m} ; h = 3.06 \text{ m} ; e = 0.16 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.16 \times 3.6^3}{12} \longrightarrow I = 0.622 \text{ m}^4$$

$$S = L \times e = 3.6 \times 0.16 \longrightarrow S = 0.576 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{3.6}{2} \longrightarrow y = 1.8 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \longrightarrow \sigma_1 = \frac{-13.29}{0.576} + \frac{15.93}{0.622} \times 1.8 \longrightarrow \sigma_1 = 23.0268 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y \longrightarrow \sigma_2 = \frac{-13.29}{0.576} - \frac{15.93}{0.622} \times 1.8 \longrightarrow \sigma_2 = -69.1726 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 23.0268 \text{ KN/m}^2 > 0 \\ \sigma_2 = -69.1726 \text{ KN/m}^2 < 0 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

➤ Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) \longrightarrow L_t = 3.6 \left(\frac{|-69.1726|}{|-69.1726| + 23.0268} \right) \longrightarrow L_t = 2.70 \text{ m}$$

➤ Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L - L_t = 3.6 - 2.70 \Rightarrow L_c = 0.90 \text{ m}$$

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile :

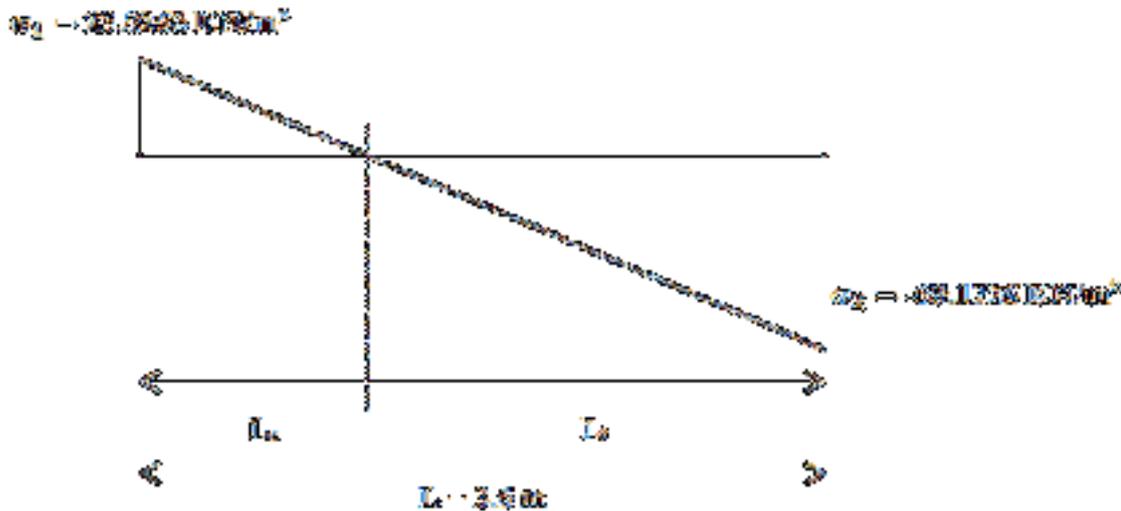


Figure VI.6: Diagramme des contraintes du voile.

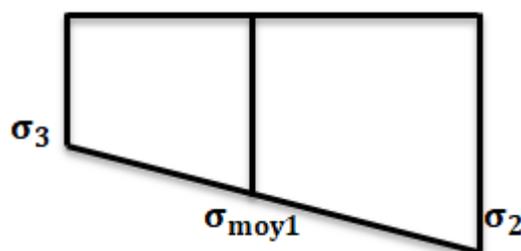
VI.5.6.1. Armatures verticales:

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e × L).

➤ **Zone d'about :**

C'est la zone extrême du voile, on considère une largeur de 25 cm pour chaque côté du voile.

Nous déterminons la contrainte moyenne dans la zone d'about suivant le schéma suivant :



$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(L_t - 0.25)}{L_t} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{69.1726(2.70 - 0.25)}{2.70} \Rightarrow \sigma_3 = 62.7677 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy1} = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \Rightarrow \sigma_{moy1} = \frac{(69.1726 + 62.76)}{2} \Rightarrow \sigma_{moy1} = 65.9663 \text{ KN/m}^2$$

Maintenant, nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant :

$$N_{\text{moy1}} = \sigma_{\text{moy1}} \times S_{\text{about}}$$

Avec : S_{about} : est la section de la zone d'about.

$$S_{\text{about}} = 0.25 \times 0.16 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy1}} = 65.9663 \times 0.04 \Rightarrow N_{\text{moy1}} = \mathbf{2638.652 \text{ N}}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale:

$$A_{\text{about}} = \frac{N_{\text{moy1}}}{\sigma_s} ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = \mathbf{7.58 \text{ cm}^2}$$

On adopte : 8T12 = 9.05 cm²

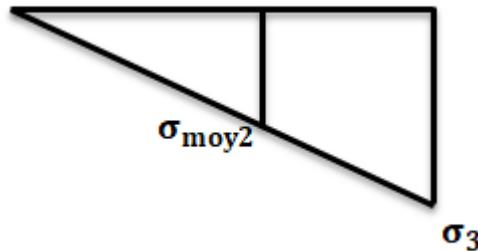
➤ Zone courante:

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à:

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \left(\frac{2}{3} \right) \times L_t \right) \Rightarrow d \leq \min \left(\frac{3.06}{2}; \left(\frac{2}{3} \right) \times 2.70 \right) = \min (1.53 ; 1.80)$$

$$\mathbf{d = 1.53 \text{ m}}$$

$d = 1.53 \text{ m} < L_t = 2.70 \text{ m}$; donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la zone tendue, soit :



$$\sigma_{\text{moy2}} = \frac{2}{3} \sigma_3 \Rightarrow \sigma_{\text{moy2}} = \frac{2}{3} \times 62.7677 \Rightarrow \sigma_{\text{moy2}} = \mathbf{41.8451 \text{ KN/m}^2}$$

Nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant :

$$N_{\text{moy2}} = \frac{1}{2} \times \sigma_{\text{moy2}} \times S_{\text{courante}}$$

$$S_{\text{courante}} = d \times e = 1.53 \times 0.16 = 0.2448 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy}2} = \frac{1}{2} \times 41.8451 \times 0.2448 \Rightarrow N_{\text{moy}2} = 5121.84 \text{ N}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone courante est égale:

$$A_{\text{courante}} = \frac{N_{\text{moy}2}}{\sigma_s} \quad ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{courante}} = 14.71 \text{ cm}^2$$

La valeur de la section A_{courante} concerne uniquement la zone tendue, pour la zone courante totale du voile ($L_{\text{courante}} = 3.1 \text{ m}$), il suffit de faire la règle de 3 pour la trouver :

$$A_{\text{courante totale}} = \frac{A_{\text{courante}} \times L_{\text{courante}}}{L_t - 25} \Rightarrow A_{\text{courante totale}} = \frac{14.71 \times 310}{270 - 25}$$

$$A_{\text{courante totale}} = 18.61 \text{ cm}^2$$

On adopte : 13T14 = 20.01 cm²

❖ Les armateurs de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 7.26 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

❖ Calcul de la section minimale :

La zone comprimée :

$$0.2\% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0.5\% \times B \Rightarrow 0.002 \times 270 \times 16 \leq A_{\text{min}} \leq 0.005 \times 270 \times 16$$

$$8.64 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{min}} \leq 21.60 \text{ cm}^2$$

La zone tendue :

$$A_{\text{min}} \geq 0.2\% \times B \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 0.002 \times 90 \times 16$$

$$A_{\text{min}} \geq 2.88 \text{ cm}^2$$

VI.5.6.2. Armatures horizontales:

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

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% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} ; \text{ Avec : } V_d : \text{ l'effort tranchant à la base du voile.}$$

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 74.46 \times 10^3}{160 \times 0.9 \times 2900} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa}$$

La contrainte limite :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0.2 \times 25 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_h des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e}$$

K=0 : en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 : en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm}/f_{c28} : en flexion composée avec effort de compression.

K=1-10 σ_{tm}/f_{c28} : en flexion composée avec effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (1.5e ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (24 ; 30\text{cm})$$

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

$$\text{Alors : } A_h = \frac{\tau_u \times b_0 \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.24 \times 160 \times 200}{0.8 \times 400} \rightarrow A_h = 0.24 \text{ cm}^2$$

La section minimale selon RPA99/2003 :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.15\% \times B \rightarrow A_{\min(\text{RPA})} = 0.0015 \times 306 \times 16$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 7.34 \text{ cm}^2$$

VI.5.6.3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit Ø8.

VI.5.6.4. Schéma de Ferrailage de voile V_x :

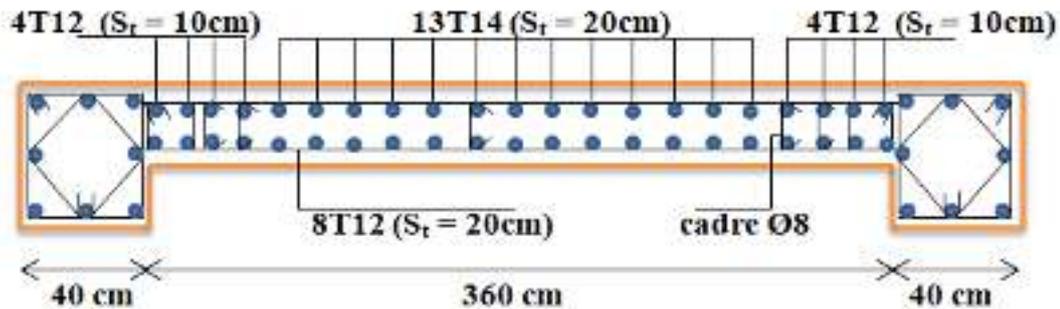


Figure VI.7: Schéma de ferrailage de Voile V_x .

VI.5.6.5. Ferrillages des linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastres dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment (M) et un effort tranchant (V).

Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple. la méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le RPA99/2003.

Le RPA99/2003 limite les contraintes de cisaillement dans le béton pour les linteaux et les trumeaux :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $d = 0.9 h = 0.9 \times 83 = 74.7 \text{ cm}$

$$\tau_b = \frac{104244}{160 \times 747} = 0.87 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.87 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M, V.

On devra disposer : * des aciers longitudinaux de flexion (A_l).

* des aciers transversaux (A_t).

* des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

a). Aciers longitudinaux :

Pour : A_l ; $A_l \geq 0.15\% \times b \times h$

Avec : A_l : lit inférieure.

A_l : lit supérieur.

$$A_l = A_l' = 0.0015 \times 16 \times 83 \implies A_l = A_l' = 1.99 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = A_l' = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$A_c \geq A_l \geq 0.002 \times 16 \times 83 \implies A_c = 2.65 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_c = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

b). Aciers transversaux :

Condition minimal de RPA99/2003 :

Pour : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t$

Pour : $\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t > 0.0025 \times b \times S_t$

S_t : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 20.75$$

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

$$\tau_b = 0.87 \text{ MPa} > 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t > 0.0025 \times 16 \times 20 \implies A_t = 0.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ Schéma de ferrailage des linteaux :

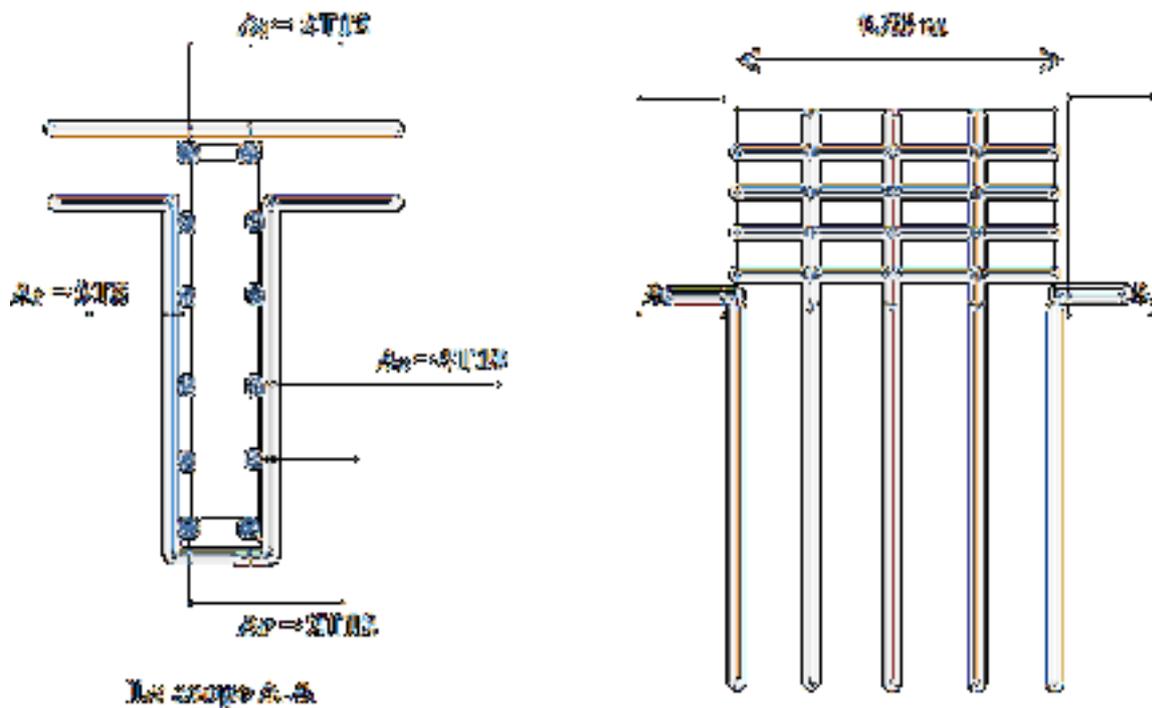


Figure VI.8: Schéma de ferrailage des linteaux.

Voile selon le sens Y :

❖ Détermination des sollicitations sous les combinaisons :

Soit à calculer le voile le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N_{\max} = -29.90 \text{ KN} ; M_{\max} = 52.70 \text{ KN.m} ; T_{\max} = 105.68 \text{ KN}$$

$$L = 3.4 \text{ m} ; h = 3.06 \text{ m} ; e = 0.16 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.16 \times 3.4^3}{12} \rightarrow I = 0.524 \text{ m}^4$$

$$S = L \times e = 3.4 \times 0.16 \rightarrow S = 0.544 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{3.4}{2} \rightarrow y = 1.7 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}y \rightarrow \sigma_1 = \frac{-29.90}{0.544} + \frac{52.70}{0.524} \times 1.7 \rightarrow \sigma_1 = 116.010 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}y \rightarrow \sigma_2 = \frac{-29.90}{0.544} - \frac{52.70}{0.524} \times 1.7 \rightarrow \sigma_2 = -225.936 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 116.010 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = -225.936 \text{ KN/m}^2 < 0$$

La section est partiellement comprimée.

- Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) \Rightarrow L_t = 3.4 \left(\frac{|-225.936|}{|-225.936| + 116.010} \right) \Rightarrow L_t = 2.24 \text{ m}$$

- Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L - L_t = 3.4 - 2.24 \Rightarrow L_c = 1.16 \text{ m}$$

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile :

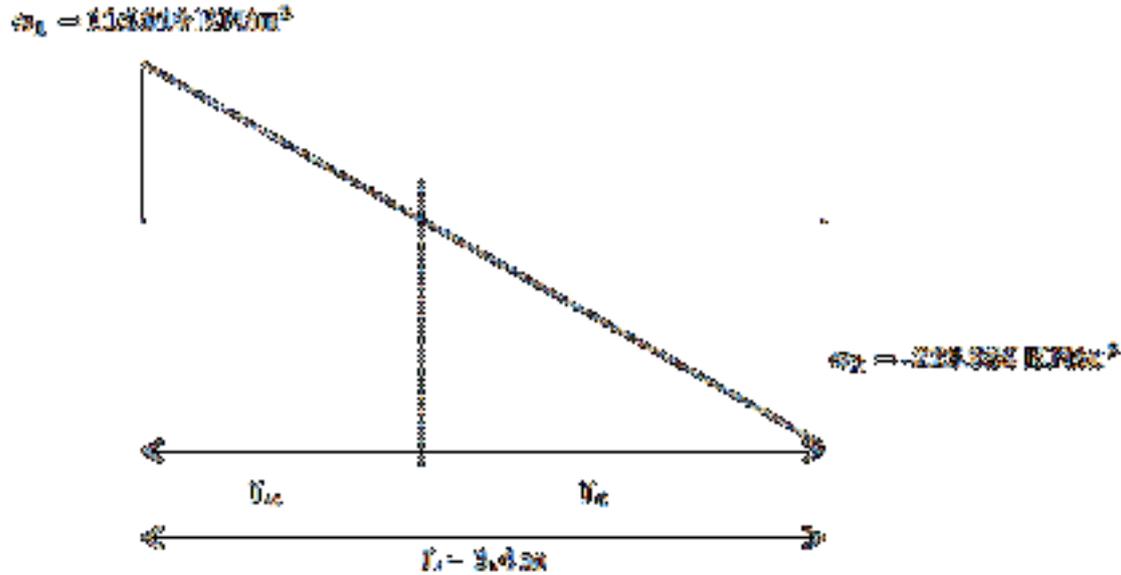


Figure VI.9: Diagramme des contraintes du voile.

VI.5.6.6. Armatures verticales:

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e × L).

- **Zone d'about :**

$$\sigma_3 = 200.719 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy1} = 213.3275 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{moy1} = 8533.1 \text{ N}$$

$$A_{about} = 24.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 16T14 = 24.63 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante:**

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à:

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \left(\frac{2}{3} \right) \times L_t \right) \Rightarrow d \leq \min \left(\frac{3.06}{2}; \left(\frac{2}{3} \right) \times 2.24 \right) = \min (1.53 ; 1.49)$$

$$d = 1.49 \text{ m}$$

$d = 1.49 \text{ m} < L_t = 2.24 \text{ m}$; donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la zone tendue, soit :

$$\sigma_{\text{moy}2} = 133.812 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{moy}2} = 15950.390 \text{ N}$$

$$A_{\text{courante}} = 45.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 20\text{T}16 + 4\text{T}14 = 46.38 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armateurs de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 17.75 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : $\emptyset 8$

❖ **Calcul de la section minimale :**

La zone comprimée :

$$0.2\% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0.5\% \times B \Rightarrow 0.002 \times 224 \times 16 \leq A_{\text{min}} \leq 0.005 \times 224 \times 16$$

$$7.16 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{min}} \leq 17.92 \text{ cm}^2$$

La zone tendue :

$$A_{\text{min}} \geq 0.2\% \times B \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 0.002 \times 116 \times 16$$

$$A_{\text{min}} \geq 3.71 \text{ cm}^2$$

VI.5.6.7. Armatures horizontales:

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} ; \text{ Avec : } V_d : \text{l'effort tranchant à la base du voile.}$$

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 105.68 \times 10^3}{160 \times 0.9 \times 2900} \Rightarrow \tau_u = 0.35 \text{ MPa}$$

La contrainte limite :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0.2 \times 25 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (1.5e ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (24 ; 30\text{cm})$$

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

$$\text{Alors : } A_h = \frac{\tau_u \times b_0 \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 160 \times 200}{0.8 \times 400} \Rightarrow A_h = 0.35 \text{ cm}^2$$

La section minimale selon RPA99/2003 :

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.15\% \times B \Rightarrow A_{\min(\text{RPA})} = 0.0015 \times 306 \times 16$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 7.34 \text{ cm}^2$$

VI.5.6.8. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit Ø8.

VI.5.6.9. Schéma de Ferrailage de voile V_y :

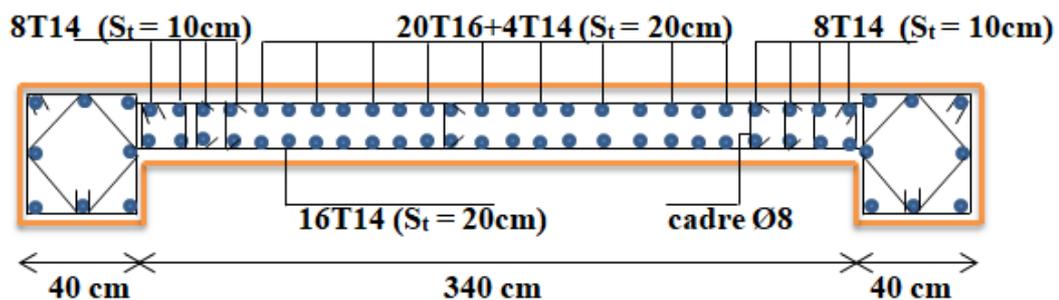


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de Voile V_y .



**Chapitre VII:
Etude de
L'infrastructure**

VII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitations et les surcharges climatiques) ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas de semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Il est donc nécessaire d'adopter le type de la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique a pour but de préciser le type ; le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VII.2.Les facteurs de Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite:

- Le Type d'ouvrage à construire.
- L'aspect économique.
- La facilité d'exécution.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.
- Le rapprochement entre les poteaux et voiles.

VII.3.Les types des fondations :

On distingue trois types de fondations :

VII.3.1.Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas :

- Des semelles isolées.
- Des semelles filantes (continues).
- Des radiers (structures répartissant les pressions).

Il existe quatre types de radiers :

- Radier dalle (peu utilisé).
- Radier nervuré (le plus courant).
- Radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Radier voûte (rarement utilisé).

Les fondations superficielles : $D/B < 4$ (semelles isolées, filantes, radier).

VII.3.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ (par exemple les semelles sur pieux).

- Les fondations profondes (sur pieux) : $D/B \geq 10$.

VII.4. Etude des fondations :

VII.4.1. Les combinaisons de calcul :

D'après le RPA99/2003 (Article 10.1.4.1) [3] les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

❖ Calcul de la contrainte :

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{adm} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_d} \quad (ELU) \\ \sigma_{adm} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_d} \quad (ELS) \end{array} \right.$$

Avec γ_d : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\gamma_d = 2 \quad (ELU)$$

$$\gamma_d = 3 \quad (ELS)$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS $\overline{\sigma}_{sol} = 1.4 \text{ bar}$.

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \longrightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \longrightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

Donc :

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1,4 \Rightarrow \sigma_{ELU} = 2,1 \text{ bar}$$

VII.4.2. Vérification de la semelle isolée :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec : N_{ser} : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ROBOT.

S : la section de la semelle ($A \times B$).

σ_s : Contrainte admissible du sol.

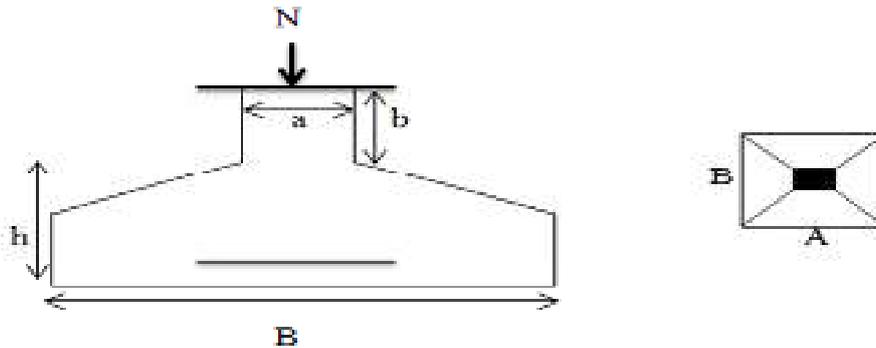


Figure VII.1 : Semelle isolée.

On prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b (a, b dimensions du poteau et A ; B dimensions de la semelle):

Pour les poteaux carrés :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow A = B = \sqrt{S}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum.

Donc :

ELU :

- Sous la combinaison 1.35G + 1.5Q nous avons un effort $N = 744.18 \text{ KN}$.

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{744.18}{210}} = 1.88 \text{ m}$$

ELA :

- Sous la combinaison $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$ nous avons un effort

$$N = 604.17 \text{ KN } (G + Q + E_y).$$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{604.17}{210}} = 1.69 \text{ m}$$

ELS :

- Sous la combinaison $G + Q$ nous avons un effort $N = 538.34 \text{ KN}$.

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{538.34}{140}} = 1.96 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable est à l'ELS. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle $B = 2\text{m}$.

$$L_{\text{min}} = 2.50 \text{ m}$$

Il faut vérifier : $L_{\text{min}} > 1.5 \times B$

Tel que L_{min} entre axe minimum entre deux poteaux:

$$\text{On a : } 1.5 \times B = 3 \text{ m} < L_{\text{min}} = 2.5 \text{ m}$$

La condition : $L_{\text{min}} > 1.5 \times B$ **non vérifiée**.

Donc : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc d'après les résultats on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.4.3. Vérification de la semelle filante :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%) \text{ [3]}$$

Avec : S_s : La somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment.

- **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau de dimensionnement des semelles sous poteaux :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Poteau	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	A = B (m)	A × B (m ²)
33	154.32	2.50	1.04	1.08
34	187.12	-1.51	1.15	1.32
35	245.18	-2.70	1.32	1.74
36	310.56	-3.20	1.48	2.19
37	311.14	-3.14	1.49	2.22
38	258.32	-3.04	1.35	1.82
39	151.91	-1.99	1.04	1.08
40	116.27	-1.52	0.91	0.82
41	153.56	-4.10	1.02	1.04
42	489.47	-3.92	1.81	3.27
43	487.86	-3.43	1.88	3.53
44	531.12	-3.28	1.98	3.92
45	538.34	-4.13	1.99	3.96
46	502.97	-3.76	1.91	3.64
47	449.04	-1.76	1.76	3.09
48	224.25	1.17	1.20	1.44
49	188.35	3.53	1.15	1.32
50	199.97	4.74	1.19	1.41
51	359.51	10.59	1.60	2.56
52	583.04	26.59	2.04	4.16
53	544.77	23.57	1.97	3.88
54	347.80	10.50	1.57	2.46
55	138.71	4.92	0.99	0.98

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

56	113.78	0.03	0.90	0.81
Total	/			53.74

Tableau VII.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux.

Tableau de dimensionnement des semelles sous voiles :

Voile	Langueur (m)	N _{ser} (KN)	B (m)	B×L (m ²)
1	3.6	199.97	1.19	4.28
486	3.6	138.71	0.99	3.56
482	3.4	154.32	1.04	3.53
502	3.6	151.91	1.04	3.74
616	3.4	113.78	0.9	3.06
632	3.6	154.32	1.04	3.74
Total	/			21.91

Tableau VII.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles.

La somme des surfaces des semelles est : $S = 75.65 \text{ m}^2$

La surface total du bâtiment est : $S' = L_x \times L_y = 9 \times 22.2 \Rightarrow S' = 199.8 \text{ m}^2$

$$\frac{75.65}{199.8} \times 100\% = 37.86\% < 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VII.4.4. Calcul de la semelle filante croisée :

Les données pour chaque poteau depuis ROBOT :

Les poteaux et les voile	ELU		ELS	
	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)
N_{P1}	639.92	-7.33	462.97	-5.29
N_{P2}	690.86	-6.80	499.85	-4.90
N_{P3}	759.58	-6.43	549.42	-4.63

N_{P4}	769.67	-8.14	556.75	-5.87
N_{P5}	707.85	-7.42	512.15	-5.36
N_{P6}	601.87	-3.42	435.45	-2.47
N_{P7}	279.85	1.20	203.27	0.87
N_{V1}	191,12	8.08	138.71	5.87
N_{V2}	275.42	6.56	199.97	4.74

TableauVII.3: Les sollicitations.

VII.4.4.1. Le Pré-dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale :

❖ Calcul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 3376.62 \text{ KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\left[\begin{aligned} \sum N_i \times e_i &= 153.56 \times (-10.95) + 489.47 \times (-7.35) + 487.86 \times (-1.62) + 531.12 \times (-1.65) + \\ & 538.34 \times (1.65) + 502.97 \times (1.62) + 449.04 \times (7.35) + 224.25 \times (10.95) = 50.59 \text{ KN.m} \\ \sum M_i &= 4.10 + 3.92 + 3.43 + 3.28 + 4.13 + 3.76 + 1.76 + 1.17 = 25.55 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

Donc : $M_s = 50.59 + 25.55 \Rightarrow M_s = 76.14 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \Rightarrow e_0 = \frac{76.14}{3376.62} \Rightarrow e_0 = 0.02 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \times B} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L \times \sigma_{sol}} \right) \Rightarrow B > \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L} \right) \Rightarrow B > \frac{3376.62}{21.9 \times 140} \left(1 + \frac{3 \times 0.02}{21.9} \right)$$

$B > 1.10 \text{ m}$

On prend : **$B = 1.20 \text{ m}$**

	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_0 (m)	B (m)
Résultats	3376.62	76.14	0.02	1.20

TableauVII.4 : Résultats Récapitulatives.

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{L}{B} = \frac{21.90}{1.2} = 18.25 \text{ m} > 5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul la hauteur de la semelle :**

Semelle rigide : $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$

$$\frac{B-b}{4} = \frac{1.2-0.4}{4} = 0.2 \text{ m} \leq d \leq B - b = 1.2 - 0.4 = 0.8 \text{ m}$$

On prend : $d = 0.35 \text{ m}$

Donc : $h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$

Donc les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$$B = 1.20 \text{ m} ; L = 21.90 \text{ m}$$

$$h = 0.4 \text{ m} ; d = 0.35 \text{ m}$$

❖ **La hauteur de la poutre de redressement :**

Est estimée à $(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6})$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{6} \rightarrow \frac{5.20}{9} = 0.57 \leq h_p \leq \frac{5.20}{6} = 0.86 \text{ m}$$

Donc : $0.57 \text{ m} \leq h_p \leq 0.86 \text{ m}$

La poutre de redressement :

$$h_p = 90 \text{ cm} ; b_p = 40 \text{ cm}$$

VII.4.4.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Avant de calculer le ferrailage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

Il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature de la semelle (rigide

ou flexible) $\rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 30000 \text{ KN/cm}^3$.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.19 \text{ MPa}$.

b : Largeur de la semelle.

$$\mathbf{I} : \text{inertie. } I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.2 \times 0.52^3}{12} = 0.01 \text{ m}^4$$

$$\text{Alors : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.19 \times 0.01}{3 \times 1.2}} = 4.34$$

$$L_{\max} = 5.20 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6.81 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la semelle est rigide.

VII.4.4.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU, les sollicitations (N_u ; M_u) obtenus sont résumées dans le schéma suivant :

❖ **Calcul des contraintes :**

$$N_t = \sum N_i = 4664.68 \text{ KN}$$

$$M_t = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\left[\begin{aligned} \sum N_i \times e_i &= 211.18 \times (-10.95) + 676.48 \times (-7.35) + 674.24 \times (-1.62) + 734.24 \times (-1.65) + \\ &744.18 \times (1.65) + 695.12 \times (1.62) + 620.59 \times (7.35) + 308.65 \times (10.95) = 70.67 \text{ KN.m} \\ \sum M_i &= 5.64 + 5.44 + 4.76 + 4.55 + 5.73 + 5.22 + 2.44 + 1.60 = 35.38 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

Donc : $M_t = 70.67 + 35.38 \Rightarrow M_s = 106.05 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{4664.68}{21.9 \times 1.2} + \frac{6 \times 106.05}{21.9^2 \times 1.2}$$

$$\sigma_1 = 178.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{4664.68}{21.9 \times 1.2} - \frac{6 \times 106.05}{21.9^2 \times 1.2}$$

$$\sigma_2 = 176.39 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 178.60 + 176.39}{4} = 178.04 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}} = 1.5 \times 140 = 210 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\text{moy}} = 178.04 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VII.4.4.4. Ferrailage de la semelle:

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU.

❖ **Calcul des armatures principales :**

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{\text{sol}}} \quad [3]$$

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = \frac{\sum N_u}{L}$$

Avec : **L** : longueur totale de la semelle.

$$\rightarrow N_1 = \frac{4664.68}{21.9} \rightarrow N_1 = 212.99 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

- Poids propre de la semelle :

$$P_p = 1.2 \times 0.4 \times 21.90 \times 25 = 262.80 \text{ KN}$$

- Poids des terres :

$$P_t = (0.4 \times 0.6 \times 21.90 \times 22) \times 2 = 231.26 \text{ KN}$$

Donc : **P = 494.06 KN**

$$N_u = 212.99 + 494.06 \rightarrow N_u = 707.05 \text{ KN}$$

$$A_{S//B} = \frac{707.05 \times 10^3 (1200 - 400)}{8 \times 350 \times 348} \rightarrow A_{S//B} = 5.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T12 = 6.79 cm²**

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} \rightarrow A_r = 1.69 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour fe400 : **A_{s min} = 2 cm²**

On adopte : **7T10 = 5.50 cm²**

Avec : un espacement **S_t = 20 cm**

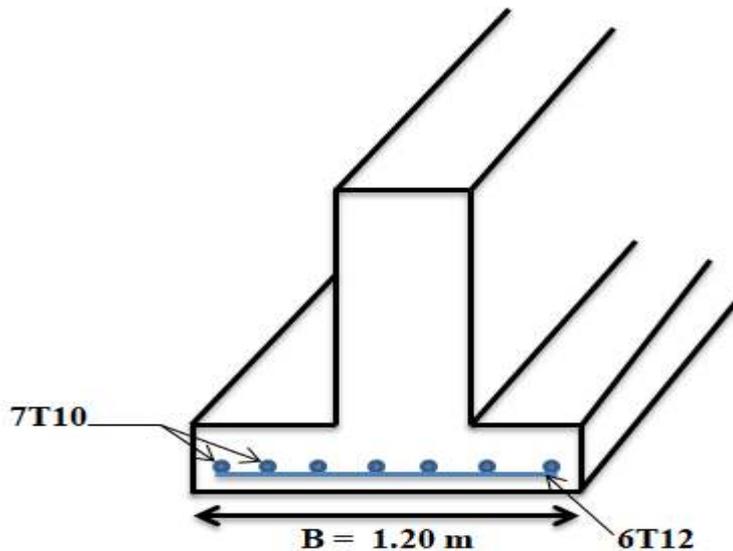


Figure VII.2 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VII.4.4.5. Ferrailage de la poutre de redressement :

❖ **Déterminations des moments et les efforts tranchants de la poutre de redressement :**

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée.

Pour déterminée le ferrailage de la poutre de rigidité on utilisée la méthode de forfaitaire.

❖ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT.

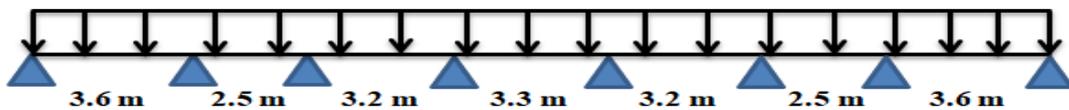


Figure VII.3 : La distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

❖ Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé

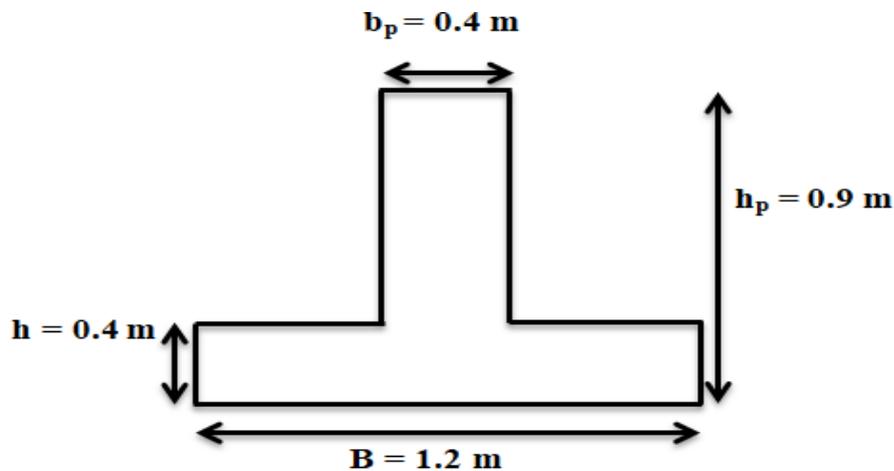


Figure VII.4 : Coupe de la semelle filante.

$B = 1.2 \text{ m}$; $b_p = 0.4 \text{ m}$; $h_p = 0.9 \text{ m}$; $h = 0.4 \text{ m}$; $d = 0.9 \times h = 0.81 \text{ m}$

On prend le moment max pour travée et l'appui :

$$M_u = M_{\max} \begin{cases} \text{En travée : } M_t = 213.52 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_a = 338.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 218.85 \text{ KN}$$

a). En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 1200 \times 400 \times \left(810 - \frac{400}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 4146.048 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 213.52 \text{ KN.m} < M_{tu} = 4146.048 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 1.2 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{213.52 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} \longrightarrow \mu = 0.05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}\right) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}\right) \longrightarrow \alpha = 0.06$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 81 (1 - 0.4 \times 0.06) \longrightarrow Z = 79.056 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \longrightarrow A_u = \frac{213.52 \times 10^6}{348 \times 790.56}$$

$$\text{Donc : } A_u = 7.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(7.76 ; 3.91)$$

$$\text{Alors : } A_s = 7.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 0.9 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité** : (BAEL 91) [3]

$$A_{min} < A_{adpt}$$

$$A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 < A_{\text{adapt}} = 12.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \longrightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm}; 4 \text{ mm}; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 21.90 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

b). En Appui :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{338.17 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} \longrightarrow \mu = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \longrightarrow \alpha = 0.11$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 81 (1 - 0.4 \times 0.11) \longrightarrow Z = 77.436 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} \longrightarrow A_u = \frac{338.17 \times 10^6}{348 \times 774.36}$$

Donc : $A_u = 12.54 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (12.54; 3.91)$

Alors : $A_s = 12.54 \text{ cm}^2$

On adopte : $3T16 + 3T20 = 15.45 \text{ cm}^2$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 0.9\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{\min} < A_{\text{adpt}}$$

$$A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 15.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \longrightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm}; 4 \text{ mm}; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 21.90 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

VII.4.4.6. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] : [1]**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_{\max}}{b \times d} \longrightarrow \tau_s = \frac{218.85 \times 10^3}{400 \times 810}$$

$$\tau_s = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : charge maximal de à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : Hauteur de la semelle filante Poteau.

$$N_{\max} = 744.18 \text{ KN.}$$

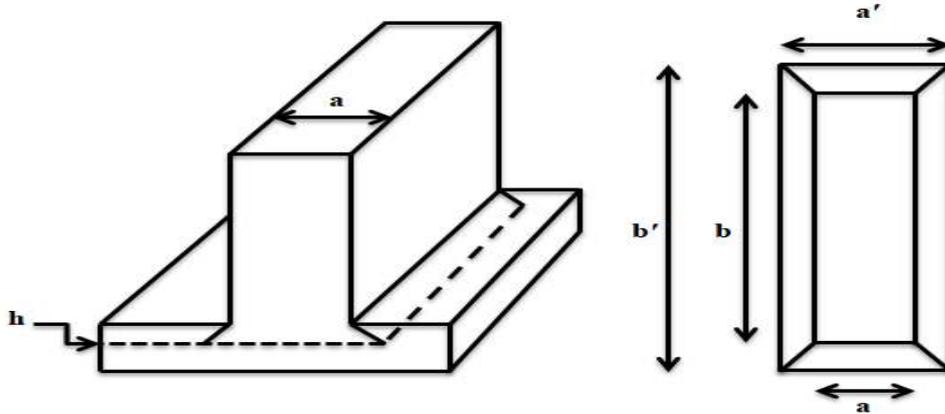


Figure VII.5 : La semelle filante.

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b')$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a' = (a + h) \\ b' = (b + h) \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2 \times h) \longrightarrow \mu_c = 2 \times (1.2 + 0.4 + 2 \times 0.4) \longrightarrow \mu_c = 4.8 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.8 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 1440 \text{ KN}$$

$N_u = 744.18 \text{ KN} < 1440 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VII.4.4.7. Schéma de ferrailage :

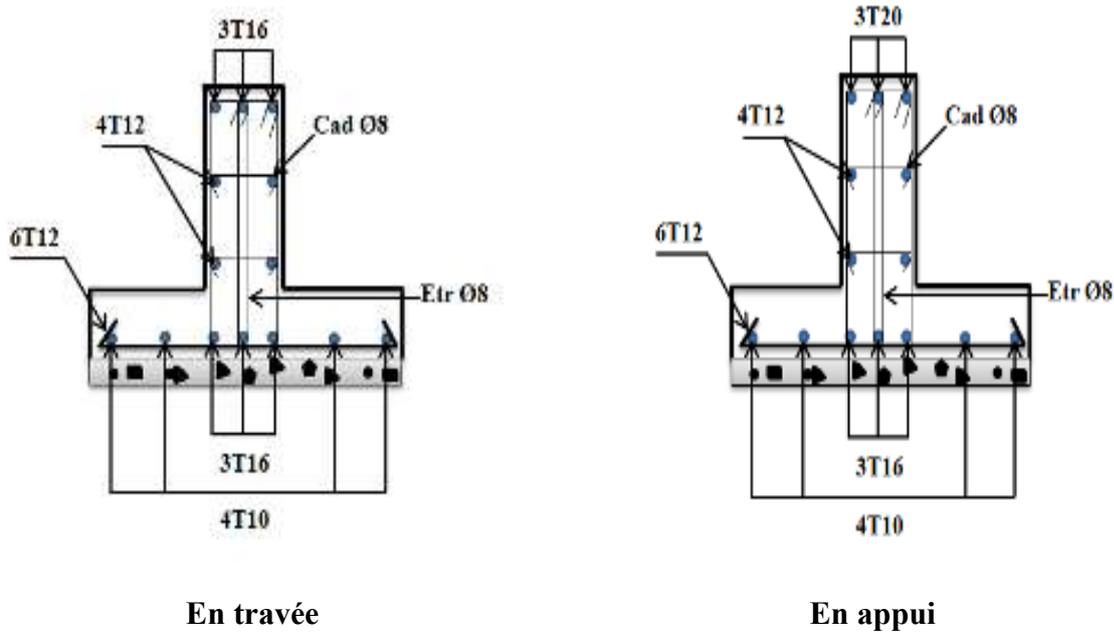


Figure VII.7 : Schéma des ferrailages de fondation.

VII.4.5. L'étude des longrines :

D'après (RPA99/2003) ; les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

- ✓ Les longrines ont pour rôle :
 - Chainer les semelles entre elles.
 - Rigidifier l'infrastructure.
 - Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VII.4.5.1. Pré-dimensionnement :

D'après le règlement RPA99/ 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm².....sites de catégorie S2, S3.
- (30×30) cm².....site de catégorie S4.

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), on adopte : (b x h) = (30 × 30) cm²

VII.4.5.2. Ferrailage de longrine :

❖ **Armature longitudinale:**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à 20 KN :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.} \quad [3]$$

Avec : **N** : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site.

Dans notre cas : $\alpha = 12$ (Zone II ; Site S3) RPA 99/2003 (Art10.1.1 tableau 10.1).

On a : $N_u = 744.18$ KN valeur max.

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{744.18}{12} = 62.01 \text{ KN}$$

$F = 62.01 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

- Les armatures longitudinales sont données par :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} \longrightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{62.01 \times 10^3}{348} \longrightarrow A_s = 1.78 \text{ cm}^2$$

La section d'armature est donnée par les armatures minimales

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h \longrightarrow A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} \longrightarrow A_{\min} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.79 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 6.79 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Armature transversal:**

$$\emptyset \geq \frac{\emptyset}{3} \longrightarrow \emptyset \geq \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : **$\emptyset = 8 \text{ mm}$.**

❖ **Espacement:**

$$S_t \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (0.9 \times 30 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$.**

VII.4.5.3. Schéma de ferrailage :

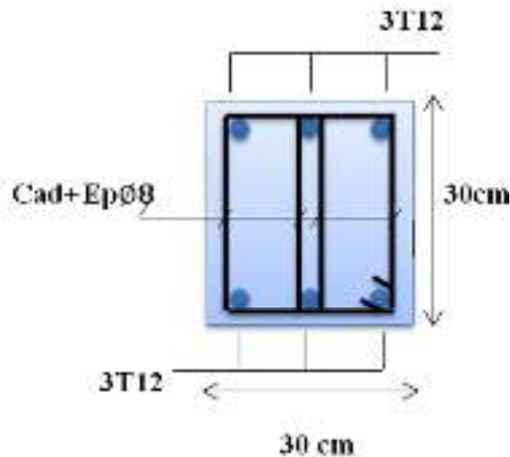


Figure VII.7 : Ferrailage de longrine.

VII.5. Le voile périphérique:

VII.5.1. Introduction :

Le voile périphérique est un mur en BA qui entoure tout le bâtiment (boîte de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble, On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts, Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction.

VII.5.2. Pré-dimensionnement :

D'après RPA99/2003 (Art 10.1.2) [3], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On adopte : une épaisseur : **$e = 16 \text{ cm}$** .

La hauteur du voile périphérique : **$h = 2.61 \text{ m}$** .

Longueur du panneau max : **$L = 5.20 \text{ m}$** .

VII.5.3. Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids volumique du remblai: $\gamma=18\text{KN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$

VII.5.4. Evaluation des charges et surcharges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

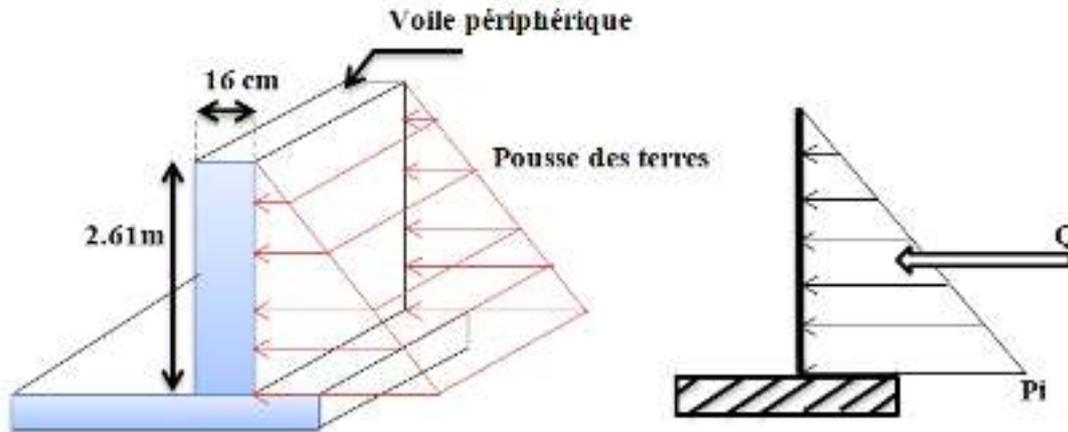


Figure VII.8 : Schéma statique d'un voile périphérique.

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- La charge pondérée.

✓ Sollicitations :

On a: $P_i = \gamma_d \times h \times K_0$

Avec γ_d : Poids spécifique du remblai.

K_0 : Coefficient de poussée (surface horizontale).

h : hauteur du voile.

$$K_0 = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_0 = \text{tg}^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) \Rightarrow K_0 = 0.33$$

$$\text{Donc : } P_i = 18 \times 2.61 \times 0.33 \Rightarrow P_i = 15.50 \text{ KN/m}^2$$

VII.5.5. Calcul du ferrailage :

$$q_u = 1.35 \times P_i \Rightarrow q_u = 1.35 \times 15.50 \Rightarrow q_u = 20.92 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = P_i = 15.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.61}{5.20} = 0.5 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y . L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 [2]:

- Le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et v .

	ELU	ELS
μ_x	0.0851	0.0897
μ_y	0.2703	0.4456
v	0	0.2

Tableaux VII.5 : Valeur de coefficients μ_x, μ_y et v .

Les moments sont déterminés suivant les deux directions L_x et L_y .

❖ **ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0851 \times 20.92 \times 2.61^2 \Rightarrow M_x = 12.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.2703 \times 12.12 \Rightarrow M_y = 3.27 \text{ KN.m}$$

✓ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 12.12 \Rightarrow M_{tx} = 9.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.27 \Rightarrow M_{ty} = 2.77 \text{ KN.m}$$

✓ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 12.12 \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 6.06 \text{ KN.m}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 14 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

➤ **En travées :**

Sens x-x :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.09 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} \longrightarrow \mu = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) \longrightarrow \alpha = 0.04$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.04) \longrightarrow Z = 13.77 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times Z} = \frac{9.09 \times 10^6}{348 \times 137.7} \longrightarrow A_s = 1.89 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.77 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} \longrightarrow \mu = 0.009$$

$$\mu = 0.009 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) \longrightarrow \alpha = 0.01$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.01) \longrightarrow Z = 13.94 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times Z} = \frac{2.77 \times 10^6}{348 \times 139.4} \longrightarrow A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{6.06 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} \longrightarrow \mu = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) \longrightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.02) \longrightarrow Z = 13.88 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times Z} = \frac{6.06 \times 10^6}{348 \times 138.8} \longrightarrow A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

D'après le [3]:

$$A_{\min} = 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_{\min} = 0.001 \times 100 \times 16$$

$$A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix d'armatures :**

$$A_s = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min})$$

Les résultats dans le tableau :

Position	En travée		En appui
	x-x	y-y	x-x = y-y
$A_{\text{calcul}} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.89	0.57	1.25
$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.6	1.6	1.6
$\max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min}) \text{ (cm}^2\text{)}$	1.89	1.6	1.6
$A_{\text{adpt}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14

Tableau VII.6: Ferrailage de voile périphérique.

❖ **Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens -x : } S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(2 \times 16 ; 25\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(32\text{cm} ; 25\text{cm}) \\ \text{Sens-y : } S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(48\text{cm} ; 25\text{cm}) \end{array} \right.$$

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

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

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} \longrightarrow T_u^x = \frac{20.92 \times 2.61 \times 5.20}{2 \times 2.61 + 5.20} \longrightarrow T_u^x = 27.24 \text{ KN}$$

$$T_u^y = \frac{q_u \times L_x}{3} \longrightarrow T_u^y = \frac{20.92 \times 2.61}{3} \longrightarrow T_u^y = 18.20 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_u^x ; T_u^y) = \max(27.24 ; 18.20) \longrightarrow T_u^{\max} = 27.24 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{27.24 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **ELS :**

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4456 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0897 \times 15.5 \times (2.61)^2 \longrightarrow M_x = 9.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.4456 \times 9.47 \longrightarrow M_y = 4.21 \text{ KN.m}$$

✓ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 9.47 \longrightarrow M_{tx} = 7.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.21 \longrightarrow M_{ty} = 3.57 \text{ KN.m}$$

✓ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9.47 \longrightarrow M_{ax} = 4.73 \text{ KN.m}$$

VII.5.6. Vérification à l'ELS :

a). Vérification des contraintes de béton :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

✓ **En travée :**

Sens x-x :

$$M_{tx} = 7.10 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_S - n \times A_{St} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A'_S = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 3.14 (14 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 659.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A'_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.19^3 + 15 \times 3.14 \times (14 - 3.19)^2$$

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{7.10 \times 31.9 \times 10^6}{6585.98 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_{ly} = 3.57 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 3.14 (14 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 659.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A'_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.19^3 + 15 \times 3.14 \times (14 - 3.19)^2$$

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{3.57 \times 31.9 \times 10^6}{6585.98 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.27 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En appui :**

$$M_{ser} = 4.73 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

Avec : $n=15$; $A'_S = 0$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 3.14 (14 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_S(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.19^3 + 15 \times 3.14 \times (14 - 3.19)^2$$

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{4.73 \times 31.9 \times 10^6}{6585.98 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Position		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	Sens-x	7.10	3.14	3.19	6585.98	3.43	15	Vérifiée
	Sens-y	3.57	3.14	3.19	6585.98	1.27	15	Vérifiée
Appuis	Sens-x	4.73	3.14	3.19	6585.98	2.29	15	Vérifiée
	Sens-y							

Tableau VII.7 : Vérification des états limitent de compression du béton.

b). Vérification des contraintes au niveau d'acier :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Avec : $\eta = 1.6$; La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.10 \times 10^6 (140 - 31.9)}{6585.98 \times 10^4}$$

$$\sigma_s = 174.80 \text{ MPa}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	Sens-x	7.10	174.80	201.63	Vérifiée
	Sens-y	3.57	87.89	201.63	Vérifiée
Appuis	Sens-x	4.73	116.45	201.63	Vérifiée
	Sens-y				

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes au niveau d'acier.

VII.5.7. Schéma de ferrailage :

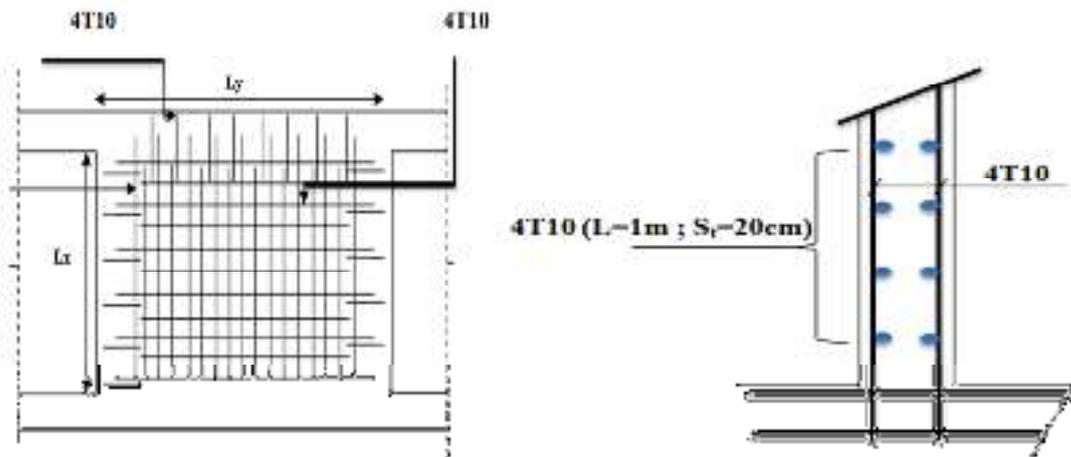


Figure VII.19: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ROBOT, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ L'étude de l'infrastructure est conçue en fonction de la capacité portante du sol et l'importance de la structure, et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.
- ✓ D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter.

Références bibliographiques

Règlements :

[1] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées **99(BAEL91)**.

[2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A93**).

[3] : **RPA99/version2003**, Règles Parasismiques Algériennes, règlement, 2003.

Cours :

[4] : **BEN MOHAMED MAHEIDDIN, NACER MALKI**. Etude d'un bâtiment en R+5 2016.

[5] : **BRAHIMI**. Cours de bâtiment Master 1année génie civil option structure. Université de Mila s.n 2019/2020

[6] : **FERROUDJI, GHELDANE**. Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation, Master, universitaire Badji Mokhtar-Annaba, 2016.

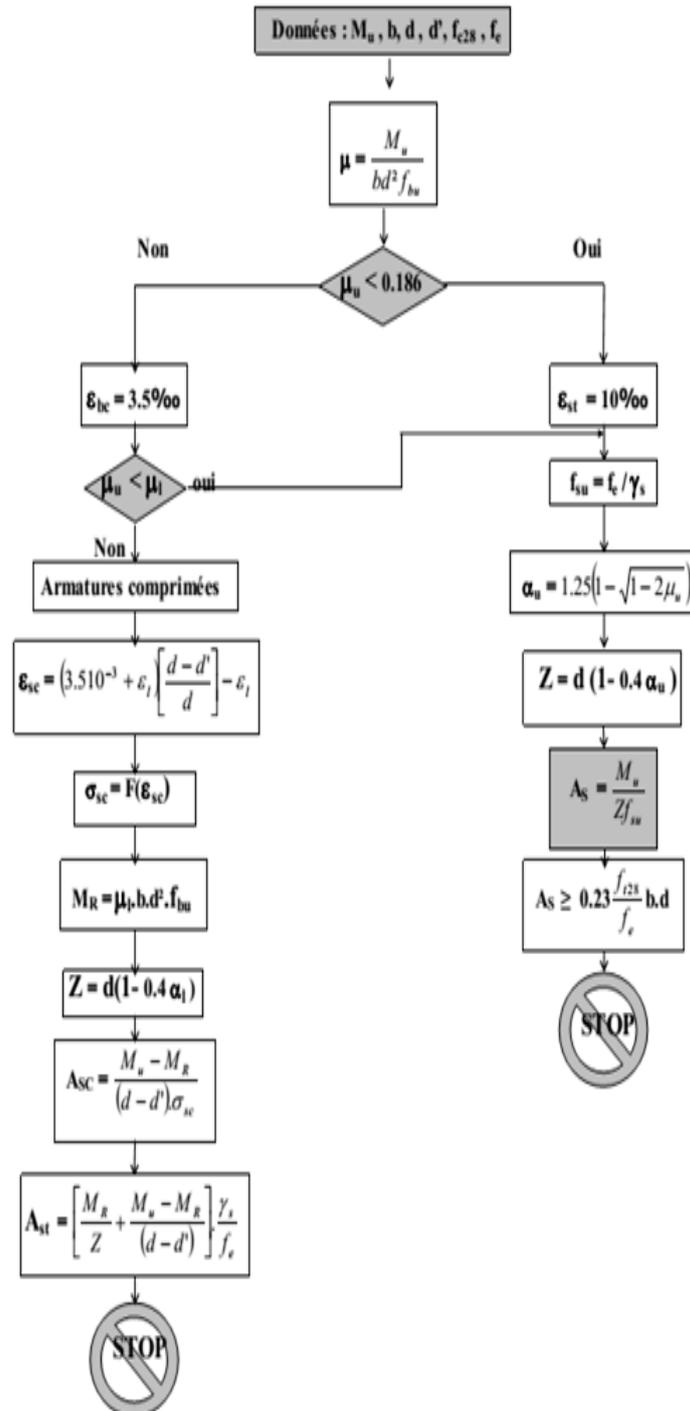
[7] : **M. GUETTICHE**. Cours de béton armé 3émeannée génie civil Université de Mila s.n 2018/2019.

[8] : **ZOUAIMIA, KHALLA, SAADAOU**. Etude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation, Master 2, université du 8 Mai1945Guelma, année 2013.

Annexe 1

Flexion simple:

SECTION RECTANGULAIRE



Annexe 2

Tableau des sections des armatures

Section en cm² de N armature de diamètre \emptyset en mm :

\emptyset	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	37.7
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	7.72	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	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 3

Cas des dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2824
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3318
0.47	0.1009	0.2500	0.1039	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1028	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1018	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0806	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5969	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7248
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000