

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



N°Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

**Etude d'un bâtiment de forme irrégulière en
plan à usage d'habitation**

Réalisé par :

- Benaskur Roukia

- Boulhela Djahida

Soutenu devant le jury :

Dr Benzaid Mahdi.
Dr. Taleb Hosni Abderrahmane.
Dr Boukour Salima.

Président
Examineur
Promotrice

Année universitaire : 2021/2022



Dédicace

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 tous mes frères ,

A toute la famille Boulhela ,

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.

Djahida



Dédicace

*Je **dédie** ce modeste travail à la lumière de mes jours **ma mère**, celle qui a toujours restée à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*Je **dédie** ce modeste travail à **mon père**, qui m'a accompagnée durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.*

A tous mes frères ,

*A mes meilleures copines : **NIHAD, SAMIA,***

KHAOULA et AYMAN.

A tous ceux qui ont, contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

ROUKIA

Remerciements

Nous remercions Dieu, le Très Miséricordieux, le Très Miséricordieux de nous avoir donné la santé, l'énergie et la volonté de pouvoir achever ce bâtiment.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements aux personnes qui nous ont aidés et qui ont contribué de près ou de loin à la préparation de cette thèse.

Nous exprimons notre gratitude à notre promotrice de projet de fin d'études, le **Docteur Boukour Salima**. Nous tenons à lui exprimer notre profonde gratitude pour sa présence, ses conseils et son aide scientifique et logistique.

Nous tenons également à remercier nos professeurs qui ont consacré leur temps précieux à nous aider en particulier le **Dr Rabhi**, et pour leur entière disponibilité tout au long de ce projet.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux membres du jury qui sauront nous encadrer et corriger nos erreurs.

Nous profitons de l'occasion pour remercier le directeur ainsi que les ingénieurs qui ont bien voulu nous aider.

Nomenclature

Majuscules

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A_{max} : Section d'acier maximale.

A_{min} : Section d'acier minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : Section partiellement comprimée.

SEC : Section entièrement comprimée.

SET : Section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : Module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M₀ : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

F : Effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_d : Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Δ : Variation.

Σ : Somme.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : Poids.

Minuscules

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

e_p : Epaisseur.

e : Epaisseur du voile.

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

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

γ : Coefficient de sécurité.

ϵ : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élanement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Autres notations

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-De-Chaussée.

Sommaire

Dédicace	i
Dédicace	ii
Remerciements	iii
Nomenclature	iv
Sommaire	vii
Liste des figures	xv
Liste des tableaux	xix
Résumé	xxiii
Abstract	xxiii
المخلص	xxiv
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction :.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment à étudier	4
I.2.1.1. Dimension en élévation.....	4
I.2.1.2. Dimension en plan	4
I.2.2. Données du site	4
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux Béton et Acier	11
I.3.1. Béton :	11
I.3.1.1. Les matériaux composant le béton.....	11
I.3.1.2. La formulation de béton.....	12
I.3.1.3. Caractéristique physique et mécanique du béton.....	12
I.3.1.4. Module de déformations Longitudinales du béton	13
I.3.1.5. Coefficient de poisson (BAEL 91. Art A .2.1.3)	14

I.3.2. L'acier.....	16
I.3.2.1. Type d'acier	16
I.3.2.2. Caractéristiques mécaniques	17
I.3.2.3. Protection des armatures	21
I.4. Etats Limites Ultimes (ELU)	21
I.5. Etats Limites Service (ELS).....	22
I.6. Action et sollicitations	23
I.6.1. Les actions	23
I.6.2. Les sollicitations	24
I.7. Combinaison de calcul.....	24
I.8. Résumé des caractéristiques des matériaux du projet.....	24
I.9. Conclusion	25

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Introduction	27
II.2. Les éléments de l'ouvrage	27
II.2.1. Plancher	27
II.2.2. Maçonnerie	28
II.2.3. Revêtement	28
II.2.4. Terrasse.....	28
II.2.5. Acrotères.....	28
II.2.6. Escaliers	29
II.2.7. Balcon.....	29
II.2.8. Isolation	29
II.2.9. Fondation.....	29
II.3. Pré dimensionnement des éléments.....	29
II.3.1. Pré dimensionnement du plancher.....	29
II.3.1.1. Plancher à corps creux.....	29

II.3.2. Les dalles pleines.....	32
II.3.3. Pré dimensionnement des poutres	33
II.3.3.1. Poutres principales.....	33
II.3.3.2. Poutres secondaires (Chaînages)	34
II.3.4. Pré dimensionnement des escaliers	35
II.3.5. Pré dimensionnement d'acrotère	37
II.3.6. Pré dimensionnement des poteaux	38
II.3.7. Pré dimensionnement des voiles.....	39
II.4. Evaluation des charges et surcharges	40
II.4.1. Planchers.....	40
II.4.1.1. Planchers en corps creux étage terrasse.....	40
II.4.1.2. Planchers étage courants+ RDC	41
II.4.2. Dalle pleine.....	42
II.4.3. Maçonnerie	43
II.4.4. Voiles (épaisseur $e = 20$ cm).	45
II.4.6. Escalier	46
II.4.8. L'acrotère.....	47
II.5. Descente des charges de poteau.....	47
II.5.1. Calcul les charges et les surcharges des poteaux.....	49
II.5.2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 B.8.4, 1).....	55
II.6. Conclusion :	57

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	59
III.2. Acrotère.....	59
III.2.1. Evaluation des charges	59
III.2.2. Evaluation des sollicitations.....	60
III.2.3. Calcul du ferrailage	60

III.2.4. Schéma de ferrailage d'un acrotère	65
III.3. Etude des escaliers	66
III.3.1.1. Combinaison des charges	66
III.3.1.2. Ferrailage.....	73
III.3.1.3. Vérification.....	74
III.4. Etude de la poutre palière	78
III.4.1. Dimensionnement.....	78
III.4.2. Calcul de la poutre palière.....	79
III.5. Etude des dalles pleines (Balcons)	84
III.6. Etude des planchers.....	88
III.6.1. Plancher à corps creux	88
III.6.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles	88
III.6.2.1. Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99).....	89
III.6.2.2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)	92
III.6.2.3. Méthode de Caquot minoré	93
III.6.3. Calcul des poutrelles	95
III.6.3.1. Evaluation des charges appliquées à chaque poutrelle	95
III.6.3.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations	97
III.6.3.3. Ferrailage de la table de compression CBA93 article (B.6.8.4.2.3).....	126
III.7. Conclusion :.....	127

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure et étude dynamique

IV.1. Introduction.....	129
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique	129
IV.3. Présentation des méthodes d'estimation des forces sismiques	129
IV.3.1. Méthode statique équivalente (article 4.2 du RPA99/2003).....	129
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale (article 4.3 du RPA99/2003).....	131
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	133

IV.4. Choix de la méthode de calcul	133
IV.4.1. Critères de classification par RPA 99 version 2003	133
IV.5. Modélisation par Robot.....	135
IV.5.1. Introduction	135
IV.6. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	151
IV.6.1. Disposition des voiles de contreventement	151
IV.6.2. Justification du système de contreventement (détermination du coefficient de comportement R).....	152
IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques	154
IV.6.3.1. Calcul de la force sismique	154
□ Estimation de la période fondamentale (T) : RPA99 (Article 4.2.4).....	155
IV.6.4. Les déplacements	163
IV.6.5. Les Efforts tranchant	165
IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	166
IV.6.7. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ	168
IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit	170
IV.7. Conclusion	171

CHAPITRE V : Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction :	173
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	173
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003	174
V.2.1.1. Armatures longitudinales RPA99 (Article 7.4.2.1).....	174
V.2.1.2. Armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2).....	175
V.2.2. Calcule Ferrailage des poteaux	176
V.2.2.1. Armatures transversales (RPA article.7.4.2.2).	181
V.2.3. Vérifications nécessaires	184
V.2.3.1. Vérification aux sollicitations tangentielles	184

V.2.3.2. Vérification de stabilité de forme (CBA 93Article B.8.4.1)	185
V.2.3.3. Vérification de la contrainte à l'E.L.S.....	186
V.3. Ferrailage des poutres	187
V.3.1. Combinaisons des charges.....	187
V.3.2. Calcul de ferrailage	188
V.3.2.1. Ferrailage des poutres principal	189
V.3.2.2. Vérification du ferrailage	189
V.3.2.3. Schéma de ferrailage	192
V.3.2.4. Ferrailage des poutres secondaires	192
V.3.2.5. La vérification du ferrailage	193
V.3.2.6. Schéma de ferrailage	196
V.4. Étude des voiles	196
V.4.1. Introduction	196
V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	196
V.4.3. Rôle de contreventement :	196
V.4.4. Recommandations du RPA99	197
V.4.4.1. Aciers verticaux	197
V.4.4.2. Aciers horizontaux	198
V.4.5. Règles communes	198
V.4.6. Méthode de calcul des voiles	198
V.4.7. Exemple d'application 01 (voile pleine).....	200
V.4.7.1. Détermination des sollicitations	201
V.5. Trumeau	205
V.5.1. Ferrailage Horizontal des voiles	206
V.5.1.1. Vérification des voiles à l'effort tranchant	206
V.5.1.2. Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant	207
V.5.1.3. Exemple d'application	207

V.5.1.4. Espacement	208
V.5.1.5. Armatures transversales minimales A_{min}	208
V.6. Conclusion.....	209

CHAPITRE VI : Analyse statique non linéaire

VI.1. Introduction	211
VI.2. Solidarisation des points d'appui	211
VI.2.1. Prédimensionnement des longrines	211
VI.2.2. Calcul des sollicitations	212
VI.2.3. Calcul de ferrailage des longrines	212
VI.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales	212
VI.2.3.2. Calcul des armatures transversales	214
VI.3. Etude de fondations	215
VI.3.1. Stabilité des fondations	215
VI.4. Choix de type de fondations	215
VI.5. Calcul des fondations	217
VI.5.1. Choix du type de fondation	217
VI.5.1.1. Vérification	217
VI.5.2. Prédimensionnement de fondation	218
VI.5.3. Vérification de condition de rigidité	220
VI.5.4. Calcul des sollicitations	221
VI.5.5. Calcul des sollicitations	223
VI.5.5.1. Ferrailage longitudinal	223
VI.5.5.2. Ferrailage transversal	224
VI.5.5.3. Vérification de l'effort tranchant à (ELU)	224
VI.5.5.4. Condition minimale de BAEL91 modifié99 (ART.3.2)	224
VI.5.5.5. Condition minimale de RPA 99 / V 2003 (ART. 7.5.2.2)	224
VI.5.5.6. Espacement	225

VI.5.5.7. Verification de l'espacement	225
VI.5.5.8. Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante	225
VI.5.5.9. Vérification de la contrainte du sol	225
VI.5.6. Vérification à L'ELS	231
VI.5.7. Schéma de ferrailage	234
VI.6. Conclusion	235
Conclusion générale	237
Références bibliographiques	238
Annexes	239

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1. Vue de la façade principale du bâtiment	5
Figure I.2. Vue de la façade postérieure du bâtiment.....	6
Figure I.3. Vue de la coupe transversale du bâtiment.	7
Figure I.4. Vue en plan RDC du bâtiment.....	8
Figure I.5. Vue en plan Etage courant(EC) du bâtiment.	9
Figure I.6. Vue en plan toiture du bâtiment Les éléments de l'ouvrage	10
Figure I.7. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	13
Figure I.8. Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformations du béton comprimé	15
Figure I.9. Diagramme contrainte déformation à ELS.....	16
Figure I.10. Diagramme contraintes-déformations.	18
Figure I.11. Dispositions constructives des armatures	20
Figure I.12. Diagramme des déformations limites de la section.	22

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et descente de charge

Figure II.1. Structure d'un plancher en corps creux.....	30
Figure II.2. Coupe transversale de la poutrelle	31
Figure II.3. Dimensions des poutrelles.....	32
Figure II.4. La section de poutre principale	34
Figure II.5. La section de poutre secondaire.	34
Figure II.6. Composition d'un l'escalier	35
Figure II.7. Vue en plan et coupe cc d'escalier.	36
Figure II.8. Dimension de l'acrotère.	38
Figure II.9. Coupes des voiles pour différents cas.	40
Figure II.10. Plancher à corps creux de terrasse.	40
Figure II.11. Plancher étage courant.	41

Figure II.12. Schéma d'un balcon.	42
Figure II.13. Murextérieur.....	43
Figure II.14. Mur intérieur.	44
Figure II.15. La surface afférente par le poteau intermédiaire.....	50
Figure II.16. La surface afférente par le poteau d'angle.	52
Figure II.17. Section réduite du poteau.	55

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.	59
Figure III.2. section de calcul d'acrotère.....	61
Figure III.3. Schéma de ferrailage d'un acrotère.	65
Figure III.4. schéma statique de l'escalier.....	66
Figure III.5. Evaluation des charges.....	67
Figure III.6. Moments et efforts tranchants á E.L.U (volée de rive).....	72
Figure III.7. Moments et efforts tranchants á E.L.S (volée de rive).	72
Figure III.8. Section équivalente de calcul d'escalier.	73
Figure III.9. Schéma de ferrailage d'escalier.	78
Figure III.10. Schéma statique du la poutre palière	78
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	83
Figure III.12. Schéma statique du balcon.....	84
Figure III.13. Schéma de ferrailage du balcon.	88
Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à plusieurs travées.	92
Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.	92
Figure III.16. Dimensions de la poutrelle	95
Figure III.17. Diagramme des moments type 1à ELU	100
Figure III.18. Diagramme des efforts tranchants type 1à ELU.....	101
Figure III.19. Diagramme des moments type 1à ELS.....	101
Figure III.20. Diagramme des efforts tranchants type 1à ELS.....	102

Figure III.21. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (étage) en ELU	103
Figure III.22. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (étage) en ELS	104
Figure III.23. Diagramme des moments type 3à ELU	105
Figure III.24. Diagramme des efforts tranchants type 3à ELU.....	105
Figure III.25. Diagramme des moments type 3à ELS	106
Figure III.26. Diagramme des efforts tranchants type 3à ELS.....	106
Figure III.27. Schéma de ferrailage des planchers étage.	113
Figure III.28. Diagramme des moments type 1à ELU	114
Figure III.29. Diagramme des efforts tranchants type 1à ELU.....	114
Figure III.30. Diagramme des moments type 1à ELS.....	115
Figure III.31. Diagramme des efforts tranchants type 3 à ELS.....	115
Figure III.32. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELU	116
Figure III.33. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELS	117
Figure III.34. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELU	118
Figure III.35. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELS	119
Figure III.36. Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse.	126
Figure III.37. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	127

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure et étude dynamique

Figure IV.1. Limite décrochement en plan.	134
Figure IV.2. Les différents types de structures.	136
Figure IV.3. Disposition des voiles de contreventement	151
Figure IV.4. Distribution de l'effort normal	152
Figure IV.5. Distribution de l'effort normal	153
Figure IV.6. Translation T de bâtiment selon l'axe X-X.	156
Figure IV.7. Translation T de bâtiment selon l'axe y-y.....	157
Figure IV.8. Rotation selon z-z.	157
Figure IV.9. Valeur de T trouvé par ROUBOT.	158

Figure IV.10. Evaluation des effets du second ordre.	169
---	-----

CHAPITRE V : Calcul des éléments résistants

Figure V.1. Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux.	174
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 5 ^{ème} étage.	186
Figure V.3. Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.....	187
Figure V.4. Ferrailage des poutres principales.....	192
Figure V.5. Ferrailage des poutres secondaires.	196
Figure V.6. Section entièrement comprimée.....	199
Figure V.7. Section entièrement tendue.	200
Figure V.8. Section partiellement comprimée.	200
Figure V.9. Les dimensions du voile étudié.....	201
Figure V.10. Types des voiles.....	201
Figure V.11. Schéma de ferrailage du voile.....	205
Figure V.12. Dimensions du voile calculé.	205

CHAPITRE VI : Analyse statique non linéaire

Figure VI.1. Schéma des longrines.	211
Figure VI.2. Disposition des semelles filantes.	216
Figure VI.3. Dimension de fondation.....	219
Figure VI.4. Sollicitation SOCOTEC des fondations en ELS sens « y ».	222
Figure VI.5. Sollicitation SOCOTEC des fondations en ELS sens « x ».	223
Figure VI.6. Ferrailage de la semelle filante.....	226
Figure VI.7. Coupes de ferrailage de la semelle filante.....	226
Figure VI.8. Schéma statique d'un voile périphérique.	227
Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	234

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Tableau I.1. Limite élastique en fonction du type d'acier.....	17
Tableau I.2. Limite élastique en fonction du treillis soudés.....	17

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et descente de charge

Tableau II.1. Charges permanentes d'un plancher étage terrasse en corps creux.	41
Tableau II.2. Charges permanentes et d'exploitation d'étage courant + RDC à corps creux.	41
Tableau II.3. Les charges permanentes et d'exploitations de la dalle plein.	42
Tableau II.4. Charges permanentes des cloisons extérieures.	43
Tableau II.5. Charges permanentes des cloisons intérieures.....	45
Tableau II.6. Charge permanente des voiles.	45
Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation de la paillasse1.	46
Tableau II.8. Evaluation des charges du palier.	46
Tableau II.9. Tableau récapitulative.....	47
Tableau II.10. Les charges d'exploitation.....	49
Tableau II.11. La descente de charge de poteau intermédiaire	50
Tableau II.12. La descente de charge du poteau de l'angle.	53

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Résultats de calcul de ferrailage de l'acrotère.....	63
Tableau III.2. les combinaisons des charges.	66
Tableau III.3. tableau récapitulatif des sollicitations	72
Tableau III.4. Résultats de calcul de ferrailage d'escalier.	73
Tableau III.5. Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition	74
Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'els	76
Tableau III.7. Ferrailage longitudinal de la poutre palière.....	80
Tableau III.8. Vérification à l'ELS	83

Tableau III.9. Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 2.	86
Tableau III.10. vérification a l'Els de la dalle pleine sur deux appuis type 2.	87
Tableau III.11. Les moments en travée par la méthode forfaitaire	91
Tableau III.12. Les chargements sur les poutrelles.	97
Tableau III.13. choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	99
Tableau III.14. les chargements sur les poutrelles.	100
Tableau III.15. Sollicitation à l'ELU.	100
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS.....	101
Tableau III.17. Moments sur travées (poutrelle type 2 étage).	103
Tableau III.18. Moments en travées (poutrelle type3 (terrasse)).	103
Tableau III.19. Sollicitation à l'ELU.	104
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS.....	105
Tableau III.21. Les sollicitations les plus défavorables.	106
Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.	112
Tableau III.23. Sollicitation à l'ELU.	113
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS.....	114
Tableau III.25. Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).	115
Tableau III.26. Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).	116
Tableau III.27. Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).	118
Tableau III.28. Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).	118
Tableau III.29. Les sollicitations les plus défavorables.	119
Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS.	125

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure et étude dynamique

Tableau IV.1. Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.	152
Tableau IV.2. Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales.	153
Tableau IV.3. Valeur de facteur de qualité.	159
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismique.	161

Tableau IV.5. Vérification de l'effort réduit	170
---	-----

CHAPITRE V : Calcul des éléments résistants

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	175
Tableau V.2. Les sollicitations dues aux poteaux.	176
Tableau V.3. Ferrailages longitudinaux des poteaux.	181
Tableau V.4. Les armatures transversales des poteaux.	184
Tableau V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	185
Tableau V.6. Vérification des poteaux au flambement.	185
Tableau V.7. Longueur de recouvrement.	186
Tableau V.8. Vérification des poteaux à l'ELS.	186
Tableau V.9. Résumée de résultats.	188
Tableau V.10. les valeurs des moments sur appuis et en travées.....	189
Tableau V.11. Calcul du ferrailage des poutres Principales.	189
Tableau V.12. Vérification à l'ELS de la poutre principale.....	191
Tableau V.13. Ferrailage des poutres secondaires.	192
Tableau V.14. Vérification a l'ELS de la poutre secondaire.	195
Tableau V.15. Caractéristique géométrique des voiles.	202
Tableau V.16. Calcul des sections d'armature verticale	202
Tableau V.17. Choix des armatures verticales	203
Tableau V.18. Choix des armatures horizontales.....	204
Tableau V.19. Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement.....	205
Tableau V.20. Sollicitations de calcul (Voile plein).	205
Tableau V.21. Ferrailage vertical de trumeau.	206

CHAPITRE VI : Analyse statique non linéaire

Tableau VI.1. Coefficient α des longrines.	212
Tableau VI.2. Sollicitations de longrine.....	212
Tableau VI.3. Effort normal des poteaux agit sur les semelles.....	218

Tableau VI.4. sollicitations des fondations en ELA sens « X ».....	221
Tableau VI.5. Sollicitations des fondations en ELA sens « Y ».....	222
Tableau VI.6. Sollicitation SOCOTEC des fondations en ELU & ELS sens « Y ».....	222
Tableau VI.7. Ferrailer des Fondations avec expert 2010.	223
Tableau VI.8. Valeur de coefficients μ_x , μ_y et v	228
Tableau VI.9. Ferrailage de voile périphérique.	230
Tableau VI.10. Vérification des états limitent de compression du béton.	233
Tableau VI.11. Vérification des contraintes au niveau d'acier.....	234

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment irrégulier à usage d'habitation (R + 5) qui sera implanté dans la wilaya de GUELMA, classé en zone IIa (zone de moyenne sismicité) 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, CBA et DTR.

L'étude du comportement dynamique sous l'effet de l'action sismique a été faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014. En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

Mots clé: Bâtiment, béton armé, Règlement parasismique, BAEL, Analyse structurelle avec Robot.

Abstract

This project presents a detailed study of a building irregular for residential use (R + 5) which will be located in the wilaya of GUELMA, 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, CBA et DTR.

The study of the dynamic behavior under the effect of the seismic action was made using the Autodesk Robot Structural Analyzes Professional 2014 software. Indeed, to ensure a good dynamic behavior of our building, the good arrangement of the veils of bracing is greater than the number of these walls, in order to guarantee appropriate ductility of the structure, an essential structural quality in areas of high seismicity.

Key words: Building, Reinforced concrete, Seismic Regulations, BAEL, Robot Structural Analysis

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى موجه للاستخدام السكني غير منتظم يتكون من طابق ارضي وخمس طوابق و الذي يقع في ولاية قالمة المصنفة في المنطقة الزلزالية (IIa) (منطقة ذات شدة زلزالية متوسطة) وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 الاصدار 2003).

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الروافد والأعمدة والجدران حيث أن حساب الأبعاد والتسليح لجميع العناصر المقاومة يتوافق مع القواعد المعمول بها وهي (BAEL 91 معدلة سنة 99, RPA الاصدار 2003).

تمت دراسة السلوك الديناميكي تحت تأثير الزلازل باستخدام برنامج التحليل الانشائي الروبوت و ذلك من اجل ضمان سلوك ديناميكي جيد للمبنى، ويعتبر التوزيع الجيد للجدار الخرساني أكثر أهمية من عدد هذا الاخير وهذا يهدف لضمان ليونة مناسبة للهيكل خاصة في المناطق ذات شدة زلزالية عالية.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، اللوائح الزلزالية، BAEL، التحليل الانشائي باستخدام روبوت

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente des techniques concernant les constructions civiles dont les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes (le poids propre) et les actions d'exploitations, climatiques et accidentelles, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (en bois ou charpente métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Pour mener à terme ce travail, nous avons structuré le manuscrit du mémoire en six (06) chapitres.

Une première partie constituée de généralités sur le projet (présentation de la structure d'accueil, description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux...)

Une deuxième partie qui consistera en un pré dimensionnement des éléments de la structure suivi d'une descente des charges.

Le troisième chapitre a pour objectif l'étude des éléments secondaires (escaliers, balcon, et dalle pleine.).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations comme le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014 dans notre cas, qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse, la détermination des différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) seront calculés dans le cinquième chapitre.

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnements des fondations, ce qui nécessite une étude de l'infrastructure dans le chapitre six.

CHAPITRE I :

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction :

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des connaissances de base qui sont indispensables pour l'ingénieur de génie civil, lors de la conception et la réalisation tout en respectant le rapport sécurité, économie, ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'ouvrage. C'est pour cela, qu'on consacre ce chapitre pour la description complète du projet et la définition des différents éléments ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, en citant les différents règlements et normes suivis.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a usage d'habitation. composé d'un Rez de chaussée plus cinq étages (R+5), en béton armé composé de portiques et de voiles , ayant une forme irrégulière et implantée dans la wilaya de Guelma . Cette région est classée en zone à moyenne sismicité (zone II.a). d'après les réglé parasismiques aériennes (RPA 99 version 2003) « RPA 1 » , Chaque étage comporte 3 appartements

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment à étudier

I.2.1.1. Dimension en élévation

- Hauteur de RDC: **3.2m.**
- Hauteur d'étage courant: **3.2m.**
- Hauteur totale du bâtiment: **19.2m.**
- Hauteur de l'acrotère : **0.6m.**
- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère: **19.2m.**

I.2.1.2. Dimension en plan

- Largeur totale du bâtiment: **24.45m,**
- Longueur totale du bâtiment: **20.4m.**

I.2.2. Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme:
- Une zone de sismicité moyenne (**IIa**),

- L'étude géotechnique du sol a montré la présence d'un sol meuble avec une capacité portante $\bar{\sigma} = 1,5\text{bars}$,
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**,
- Le site est considéré comme meuble : catégorie **S3**.

Les vus en plan et les coupes des étages sont représentés sur les figures suivant :

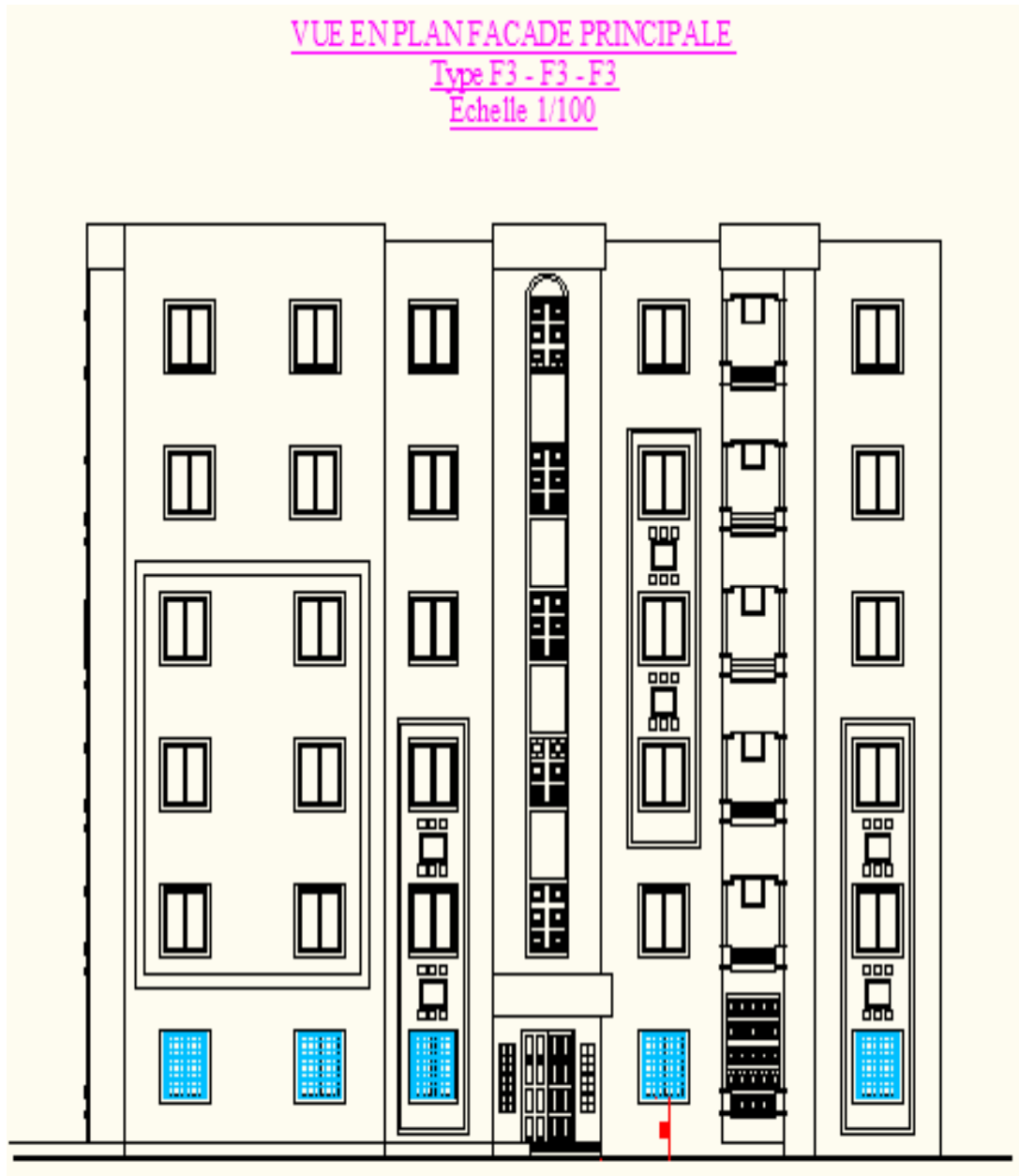


Figure I.1. Vue de la façade principale du bâtiment

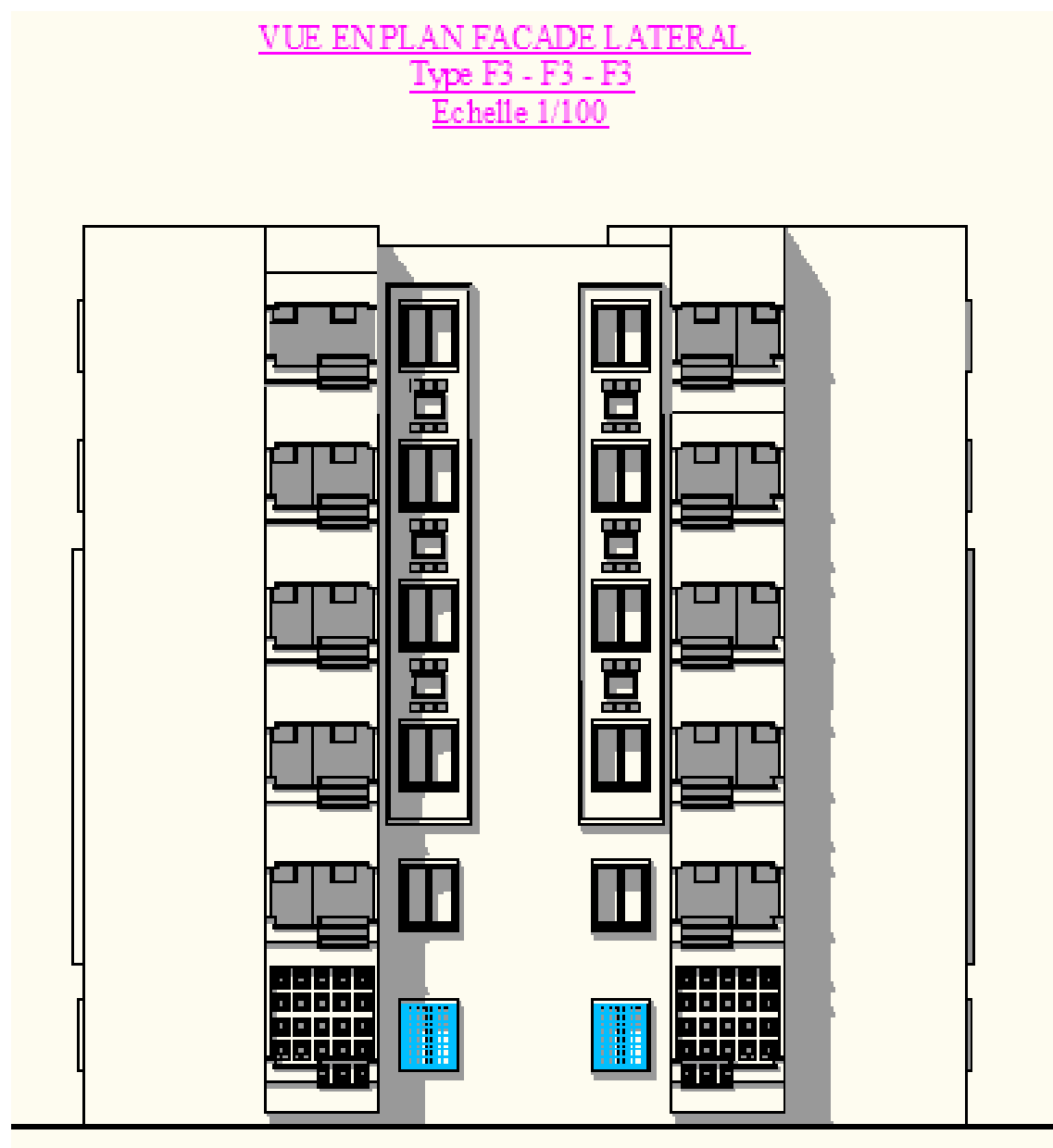


Figure I.2. Vue de la façade postérieure du bâtiment

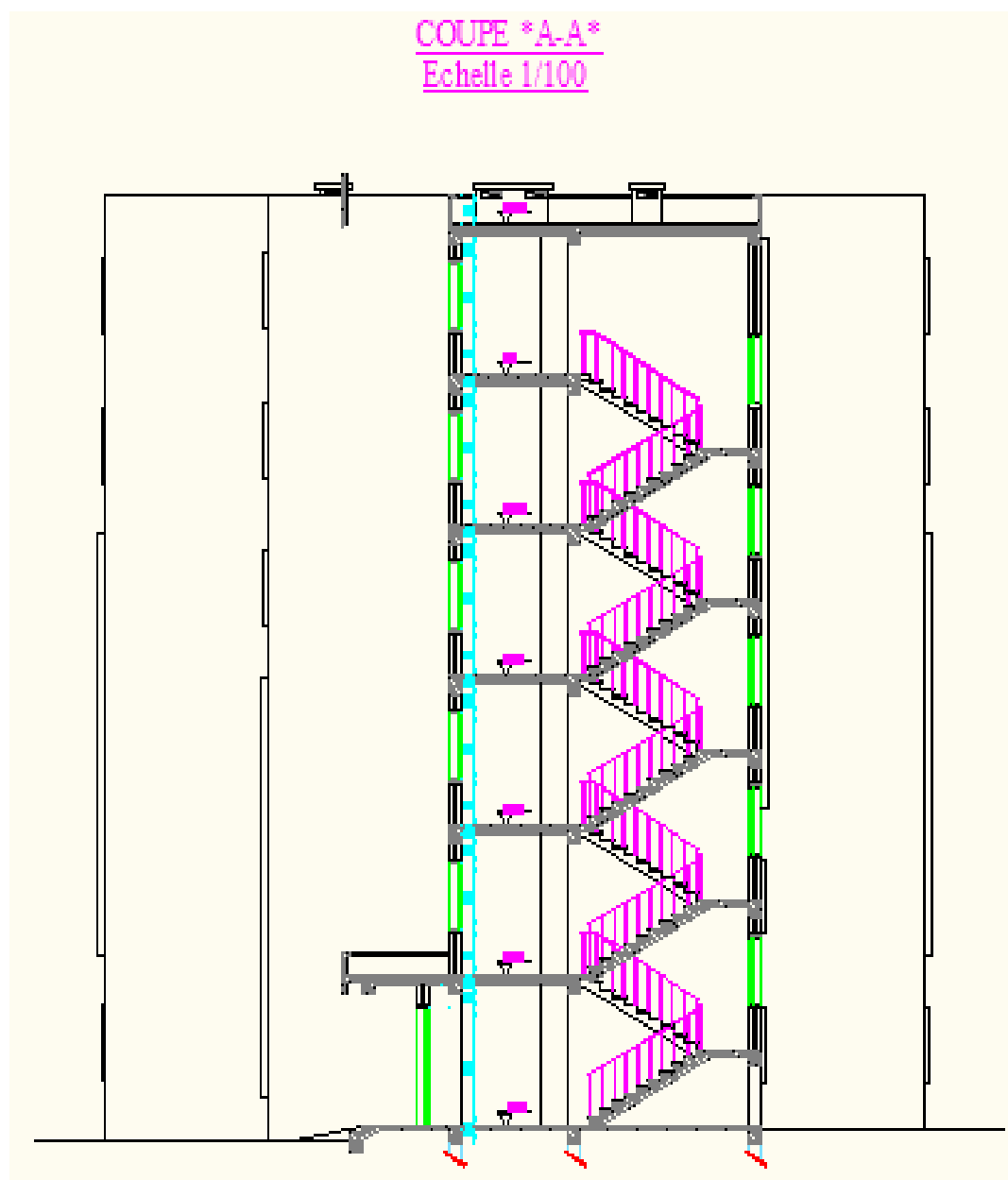


Figure I.3. Vue de la coupe transversale du bâtiment.

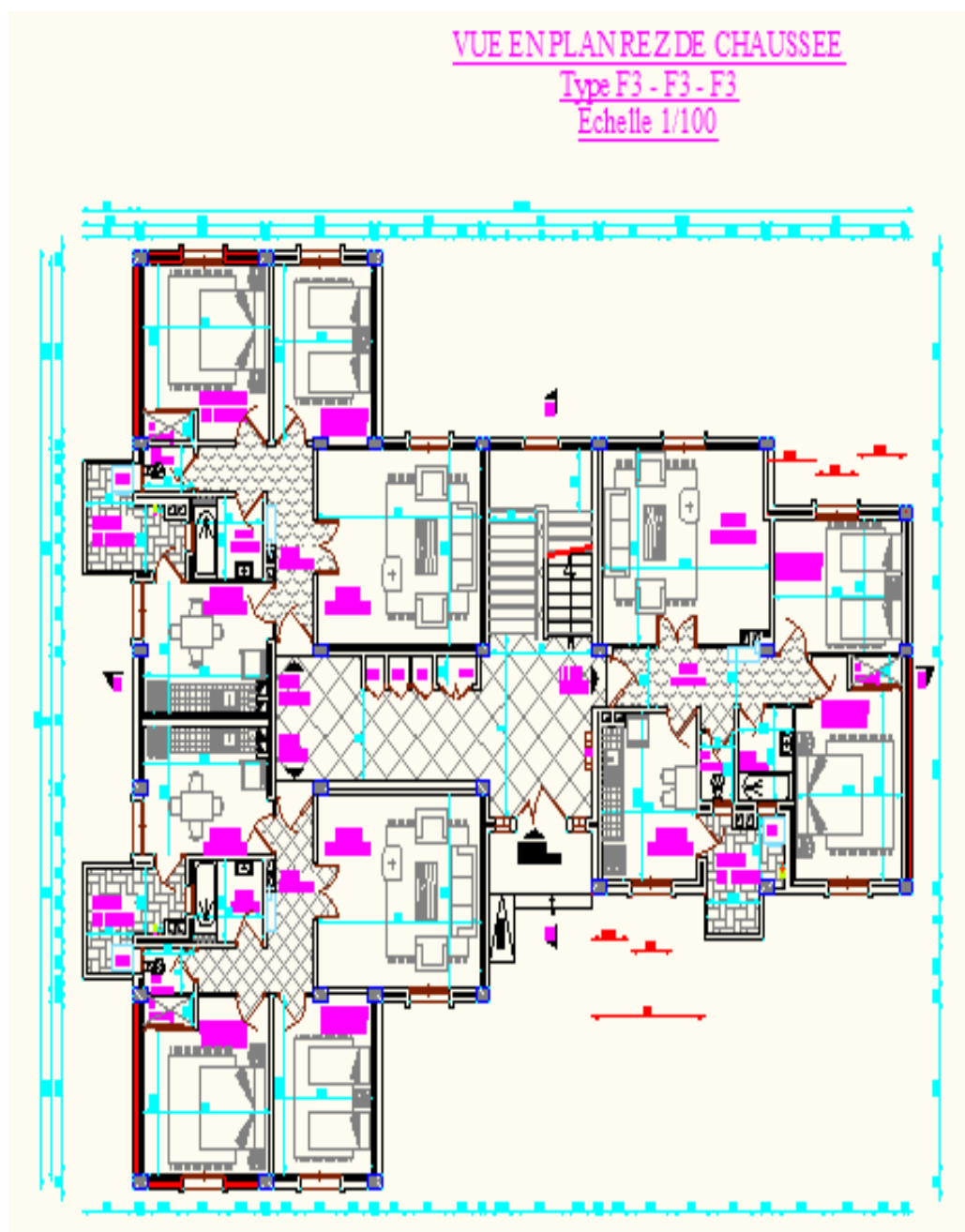


Figure I.4. Vue en plan RDC du bâtiment

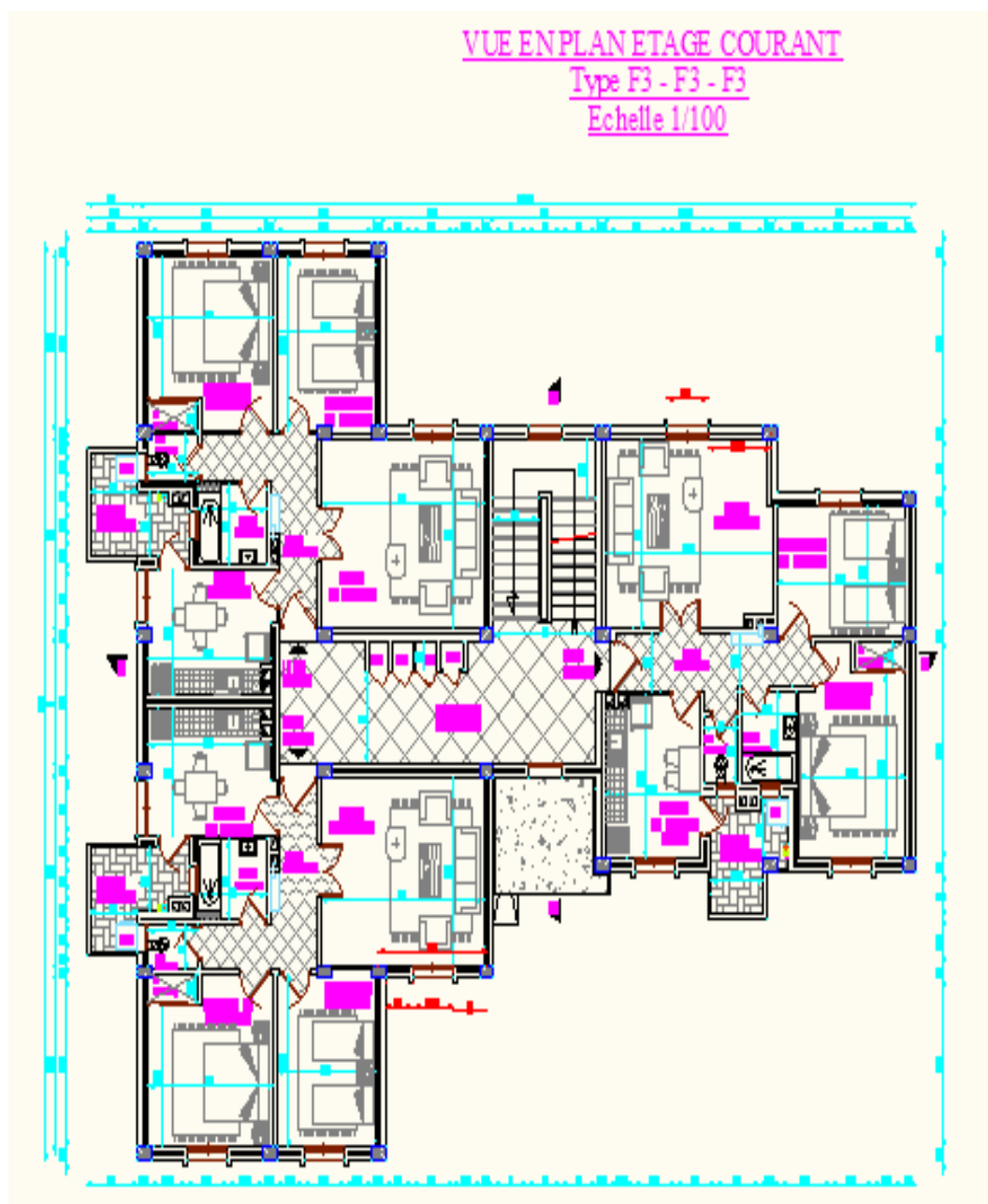


Figure I.5. Vue en plan Etage courant(EC) du bâtiment.

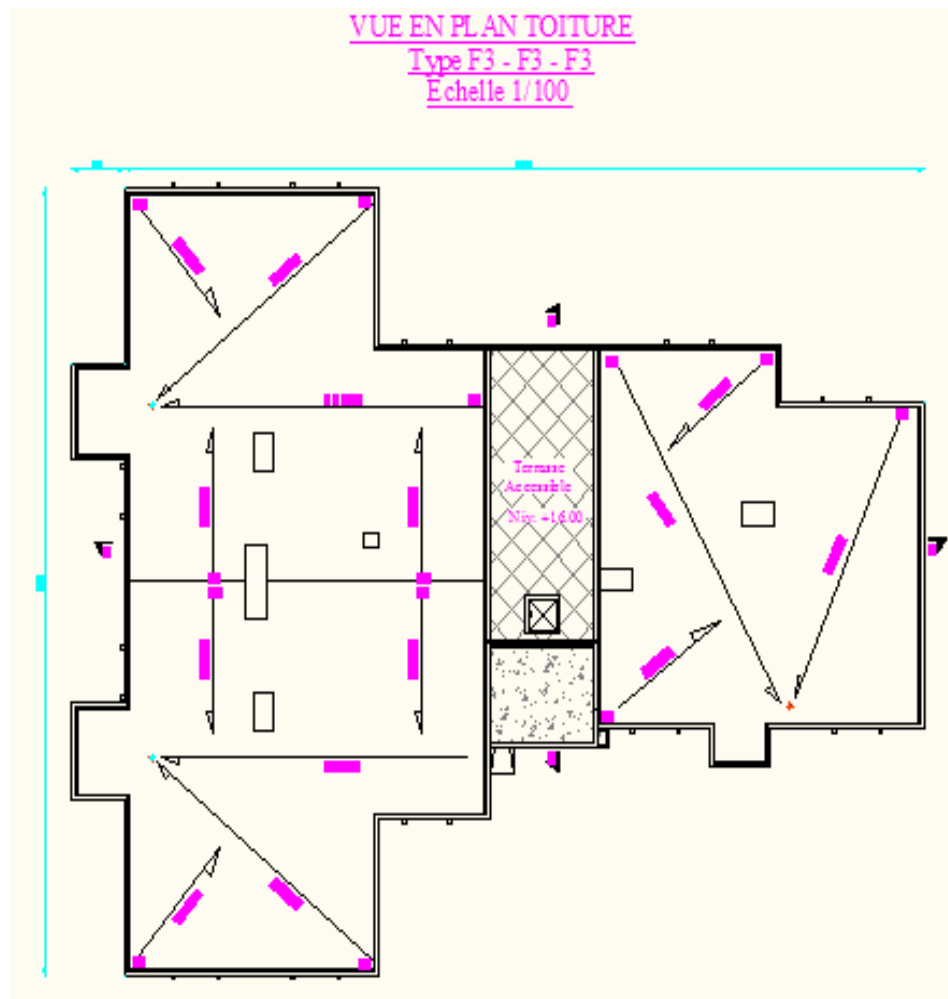


Figure I.6. Vue en plan toiture du bâtiment Les éléments de l'ouvrage

➤ **Règlements et normes utilisés**

Les règlements et normes utilisés sont:

- ✓ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien) ;
- ✓ CBA93. (Code du Béton Armé);
- ✓ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation);
- ✓ BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites);
- ✓ DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles).

➤ **Les logiciels utilisés**

- ✓ AUTOCAD

✓ ROBOTBAT

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux Béton et Acier

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003. [1]

I.3.1. 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 : [10]

- 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).

I.3.1.1. Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1. Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

b.2. Graviers : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.3.1.2. La formulation de béton

La composition retenue d'un mètre cube (m³) de béton ordinaire est la suivante :

- 350 Kg de cimentCPA 325
- 400 L de sable.....dg ≤ 5 mm
- 800 L de gravillons.....dg ≤ 25 mm
- 175 L d'eau de gâchage.

I.3.1.3. Caractéristique physique et mécanique du béton**a) Résistance du béton à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 'j' jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes **16cm × 32cm**.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m³) elle est notée : $f_{c28} = 25$ MPa l'article **A.2.1.11 du BAEL91**, pour des calculs en phase de réalisation, on adaptera les valeurs, les formules suivantes : [2]

- Pour $f_{28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

- Pour $f_{28} > 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95j} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

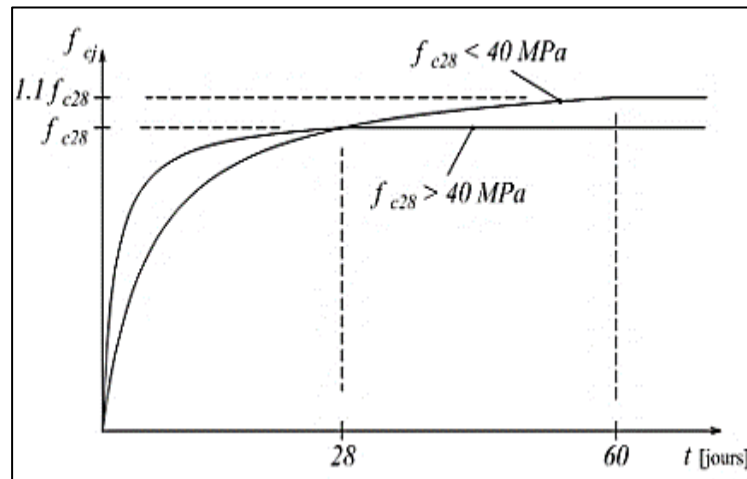


Figure I.7. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations : **BAEL91(article :A.2.1.12)** [2]

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

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Pour notre cas : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$.

I.3.1.4. Module de déformations Longitudinales du béton

a) Module de déformation longitudinale instantané (BAEL 91. Art A .2.1.21) [2]

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est:

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} (\text{MPa}) \text{ i: instantané, j: jour.}$$

Pour notre cas: $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $E_{i28} = 32164.19\text{ MPa}$

b) Module de déformation longitudinale différé (BAEL 91. Art A .2.1.21) [2]

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est:

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} (\text{MPa})$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $E_{v28} = 10818,87\text{ MPa}$

I.3.1.5. Coefficient de poisson (BAEL 91. Art A .2.1.3) [2]

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta L}{L}}{\frac{\Delta D}{D}} \begin{cases} \frac{\Delta L}{L} : \text{Allongement relatif de la section transversale.} \\ \frac{\Delta D}{D} : \text{Allongement relatif de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à:

- $\nu = 0$ à l'ELU (béton fissuré),
- $\nu = 0,2$ à l'ELS (béton non fissuré).

❖ **Contrainte limite**

➤ **Définition des états limites**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une seule action.

➤ **Les états limites sont classés en deux catégories**

✓ **Les états limites ultimes (ELU) (BAEL 91. Art A .4.3.4) [2]**

qui correspondent à la ruine de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage:

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Diagramme parabole rectangle : C'est un diagramme déformations contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

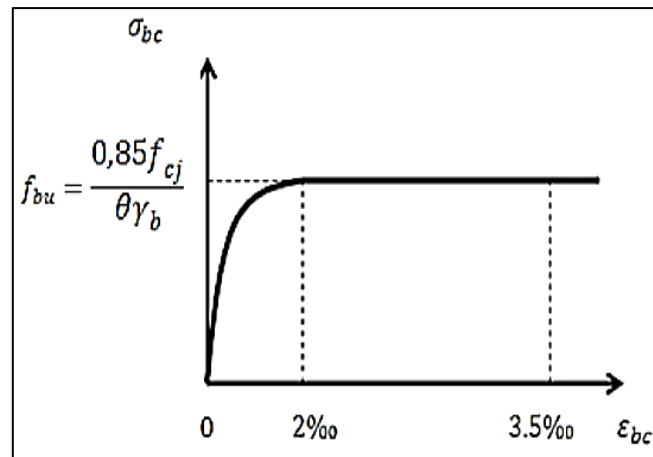


Figure I.8. Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformations du béton comprimé

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$.

θ : Est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges,

- $\theta = 1$: Lorsque la durée d'application des charges est supérieure à 24 h,
- $\theta = 0.9$: Lorsque la durée d'application des charges est entre 1h et 24h,
- $\theta = 0.85$: Lorsque la durée d'application des charges est inférieure à 1h.

γ_b : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs:

- $\gamma_b = 1.15$ dans le cas accidentel,
- $\gamma_b = 1.5$ dans le cas général.

❖ **Contraintes limites à l'état limite service (ELS) (BAEL 91. Art A .4.5.2) [2]**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

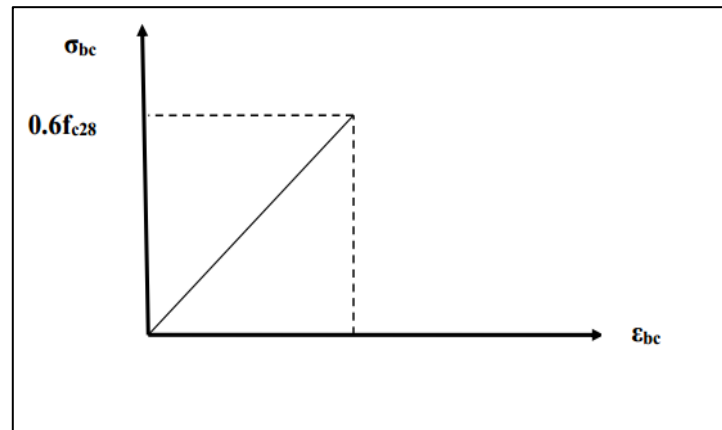


Figure I.9. Diagramme contrainte déformation à ELS.

❖ Contraintes ultimes du béton au cisaillement (BAEL 91. Art A .5.1.2) [2]

La contrainte de cisaillement ultime pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ MPa} \right] \quad \text{Si la fissuration non préjudiciable,}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPa} \right] \quad \text{Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.3.2. L'acier

Afin de remédier le problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction. Les armatures pour béton armé sont constituées d'acier. Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et à haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12m à 15m avec des diamètres qui varient de: (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40).

I.3.2.1. Type d'acier

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone

✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

I.3.2.2. Caractéristiques mécaniques

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par F_e (article A.2.2, 1 du BAEL). Elle varie en fonction du type d'acier. Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé. Le BAEL préconise la valeur : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e , Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

a) Aciers en barres

Tableau I.1. Limite élastique en fonction du type d'acier.

Caractéristiques	Type d'acier			
	Lisses		A haute adhérence (symbole HA)	
	f_e E 215	f_e E 235	f_e E 400	f_e E 500
Dénomination				
Limite élastique f_e (MPa)	215	235	400	500
Resistance a la rupture σ_r (MPa)	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

b) Treillis soudés

Tableau I.2. Limite élastique en fonction du treillis soudés.

Caractéristiques	Type de treillis	
	Lisses (T.S.L)	A haute adhérence (symbole T.S.H.A)
	500(tous diamètres)	50(tous diamètres)
Dénomination		
Limite élastique f_e (MPa)	550	550
Resistance a la rupture σ_r (MPa)	8%	8%

❖ Contraintes limitesa) Les contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant:

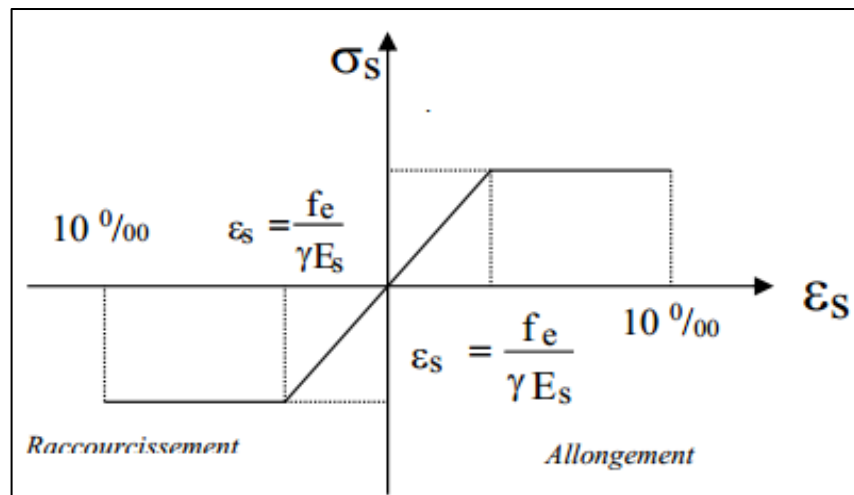


Figure I.10. Diagramme contraintes-déformations.

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élastoplastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte- déformation (fig), où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie est définie par:

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique, c'est une contrainte qui correspond à la limite de proportionnalité entre contrainte et déformation.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier,

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires,

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

Dans la partie élastique les déformations augmentent proportionnellement à la contrainte, c'est donc la limite jusqu'où la loi de Hooke reste valable, exprimée par l'expression de la contrainte en fonction de l'allongement relative

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon$$

Avec :

σ : Contrainte,

E_s : Module de young,

ε : Allongement relatif,

L'allongement relatif correspondant à cette contrainte est :

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

b) Les contraintes limites à l'état limite service (ELS)

En état limite de service, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures (article A.4.5,3). L'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non), de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage, de la limite élastique des aciers utilisés et de l'expérience sur des ouvrages analogues. Il appartient au maître d'œuvre de juger de ce degré de nocivité.

La contrainte de traction des armatures est limitée à certaines valeurs dans différent cas.

- Cas où la fissuration est peu nuisible (**BAEL 91. Art A.4.5.3.2**) [2]

$$\overline{\sigma}_s = f_e$$

- Cas où la fissuration est préjudiciable (**BAEL 91. Art A .5.3.3**) [2]

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right)$$

- Cas où fissuration très préjudiciable (**BAEL 91. Art A .4.5.3.4**) [2]

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 90 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right)$$

Avec:

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

η : Coefficient de fissuration.

Avec:

- ❖ $\eta = 1$: Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- ❖ $\eta = 1,6$: Pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6\text{mm}$,
- ❖ $\eta = 1,3$: Pour les hautes adhérences $\emptyset < 6\text{ mm}$.

c) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté:

$$\eta = \frac{E_S}{E_B}$$

Avec:

η : Coefficient d'équivalence,

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

d) Dispositions constructives

Le respect des dispositions constructives définies au BAEL91 permet (fig):

- ❖ Une correcte mise en œuvre du béton dans le coffrage (entrave des armatures au passage du béton frais, du vibrage),
- ❖ Un parfait fonctionnement mécanique des armatures de la poutre.
- ❖ Les sections d'armatures longitudinales peuvent être importantes, la mise en œuvre de plusieurs lits superposés est alors nécessaire.

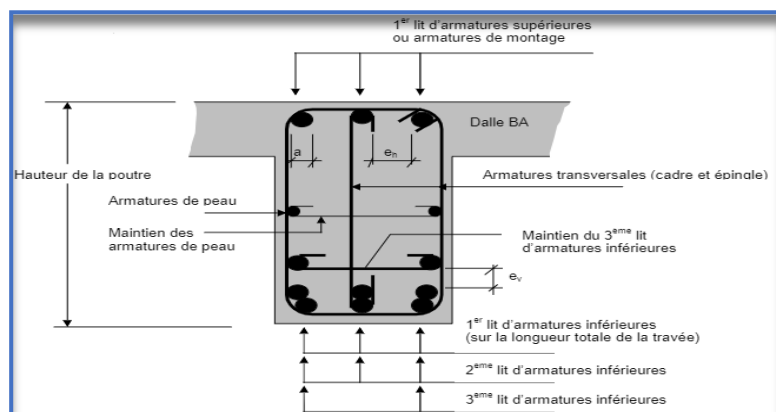


Figure I.11. Dispositions constructives des armatures

I.3.2.3. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller 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, aux embruns 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, Canalisation).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.4. Etats Limites Ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- ✓ L'équilibre statique.
- ✓ La résistance de l'un des matériaux de la structure.
- ✓ La stabilité de forme.

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est $q = 1,35G + 1,5Q$ [2]

Les Hypothèses

- ✓ Les sections droites et planes avant la déformation, restent droites et planes après la déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰, et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰, dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰, dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

Pivot A: Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple,

Pivot B: Les pièces soumises à la flexion simple ou composée,

Pivot C: Les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

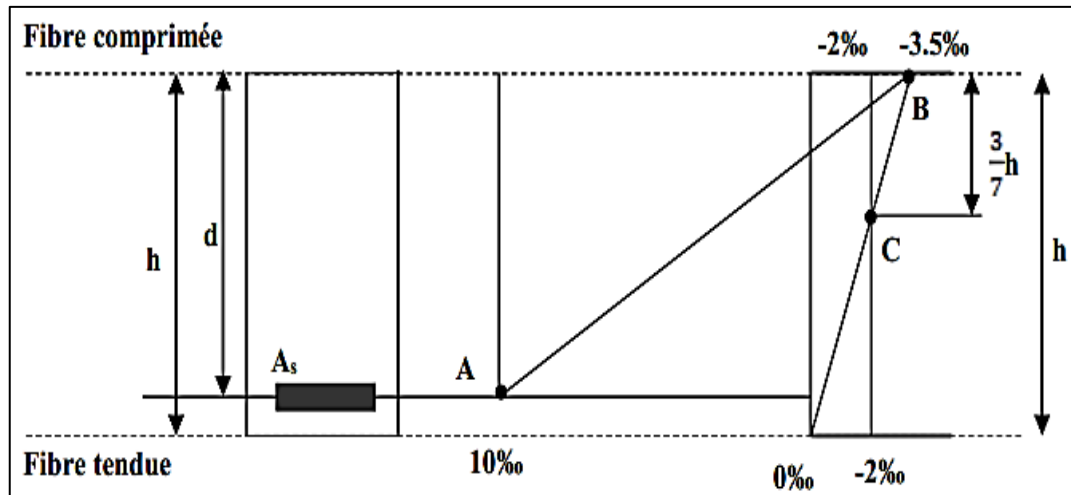


Figure I.12. Diagramme des déformations limites de la section.

I.5. Etats Limites Service (ELS)

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ✓ L'ouverture des fissures.
- ✓ La déformation des éléments porteurs.
- ✓ La compression dans le béton.

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

Les Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation,
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier,
- Le béton tendu est négligé dans les calculs,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques,
- Abstraction du retrait et du fluage du béton.

I.6. Action et sollicitations

I.6.1. Les actions

Les actions sont les forces appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

a) Actions permanente(G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- ✓ Le poids propre de la structure ;
- ✓ Le poids des cloisons, revêtement ;
- ✓ Le poids des poussées des terres et des liquides.

b) Actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- ✓ Les charges d'exploitations ;
- ✓ Les charges climatiques ;
- ✓ Les charges appliquées à la cour d'exécution ;
- ✓ Les charges dues à la température.

c) Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- ✓ Les séismes(E) ;
- ✓ Les explosions ;
- ✓ Les chocs.

I.6.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle. Les sollicitations sont s'exprimées sous forme effort normal (N), effort tranchant (V), moment fléchissant (M) et couple de torsion (T).

I.7. Combinaison de calcul

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

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

- ✓ Pour les situations durables :

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

- ✓ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

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

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

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

$$P4 = G + Q.$$

I.8. Résumé des caractéristiques des matériaux du projet**a) Béton**

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa},$
- $f_{bu} = 14,16 \text{ MPa},$
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa},$
- $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa},$
- $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}.$

b) Acier

- Barres haut adhérence de nuance : **HA FeE400,**

- $\sigma_s = 347,82 \text{ MPa}$,
- $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$,

I.9. Conclusion

Ce chapitre à concerner une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser, ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

CHAPITRE II :
Prédimensionnement des éléments et
descente de charge

II.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. [10]

II.2. Les éléments de l'ouvrage

II.2.1. Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

a. Planchers corps creux

Espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur. Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place 5 cm.

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

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

b. Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, on a adopté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

II.2.2. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique creuses de (15cm ;10cm) séparées par un vide de 5 cm,
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur. Leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique.

II.2.3. Revêtement [8]

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en plâtre pour les locaux humides (WC, Salle de bain, cuisine).
- Enduit en plâtre et ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

II.2.4. Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien, le plancher terrasse aura une isolation thermique (multicouche) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

II.2.5. Acrotères

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

II.2.6. Escaliers [12]

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

II.2.7. Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

II.2.8. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse [8]

II.2.9. Fondation

Le système de fondation doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

II.3. Pré dimensionnement des éléments

II.3.1. Pré dimensionnement du plancher

Nous avons deux types de planchers:

II.3.1.1. Plancher à corps creux

Ce type de planchers est le plus utilisé dans les bâtiments courants. Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique, plus rigide et plus léger. Ce plancher est constitué de:

- **Corps creux:** dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles:** éléments résistants du plancher.
- **Dalle de compression:** c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- **Treillis soudés :** Il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction.

Ce type de planchers choisi pour les raisons suivantes a été :

1. Facilité de réalisation.
2. Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
3. Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
4. Raison économique.
5. Et en plus le projet est à usage d'habitation (les surcharges d'exploitation ne sont pas assez importantes).

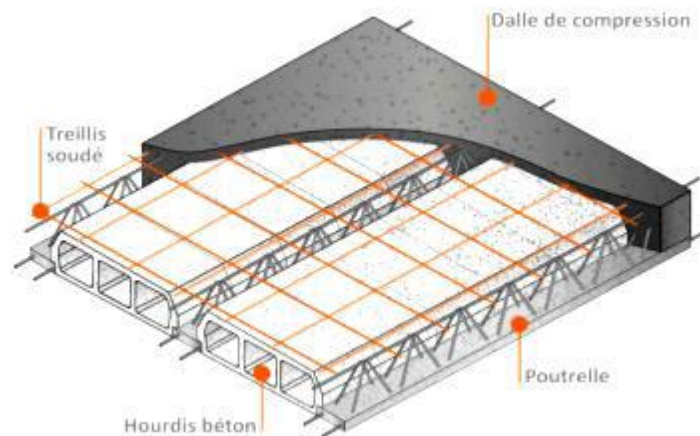


Figure II.1. Structure d'un plancher en corps creux.

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a. Condition de résistance au feu

D'après le BAEL 91 [2]

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

Dans notre projet on adopte $e = 15$ cm.

b. 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. [3]

c. Condition de résistance à la flèche

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition de la flèche suivante : [3]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{CBA93 (article B.6.8.4.4.2.4)}$$

$$L_{\max} = \min (L_{X_{\max}}; L_{Y_{\max}})$$

$$L_{\max} = \min (5,35 ; 5,45) \text{ cm} \rightarrow L_{\max} = 5,45 \text{ cm.}$$

$L_{\max}$: La partie maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles,
 $L_{\max} = 545 - 60 = 485 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{485}{22.5} = 21,55 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour la hauteur du plancher } h_t = 25 \text{ cm (16+4)}$$

Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Les poutrelles présentent des sections transversales en **T** de caractéristique géométrique suivant :

- **b**: Largeur de la table de compression,
- **b₀**: Largeur de la nervure,
- **h₀**: Epaisseur de la dalle de compression,
- **h₀** = 4 cm
- **h_t**: Hauteur totale de la poutrelle.

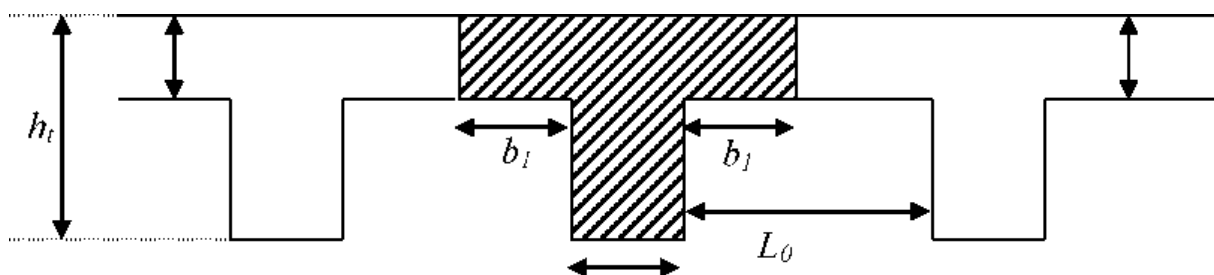


Figure II.2. Coupe transversale de la poutrelle

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$.

On prend : **$b_0 = 10 \text{ cm}$**

- **Détermination de la largeur de la table de compression** (BAEL.6.11).

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_{\max}}{10}\right).$$

$$L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

L: Représente la distance entre poutrelles.

L_{max}: Représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 545\text{m}$).

$$b_1 \geq \min\left[\frac{55}{2}; \frac{545}{10}\right]$$

$$b_1 \geq \min(27,5; 54,5) \text{ cm}$$

On adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10$$

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

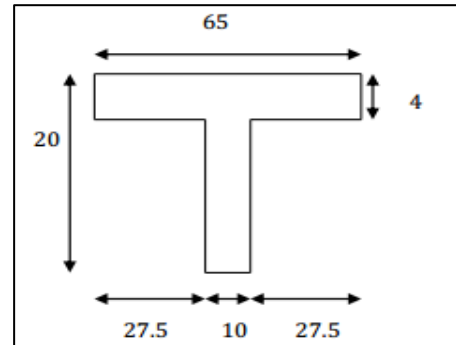


Figure II.3. Dimensions des poutrelles

II.3.2. Les dalles pleines

Une dalle pleine est une structure horizontale porteuse généralement en béton armé dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure.

La détermination de l'épaisseur de la dalle, dépend de plusieurs conditions :

a. Résistance au feu

- Pour une heure de coupe de feu: $e \geq 7 \text{ cm}$,
 - Pour deux heures de coupe de feu: $e \geq 11 \text{ cm}$,
 - Pour quatre heures de coupe de feu: $e \geq 17,5 \text{ cm}$.
- (CBA9355 [3])

b. Condition d'isolation acoustique

Selon les règles techniques (CBA93) [3] en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Resistance à la flexion

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$ $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $0,4 \leq \rho \leq 1$ $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : Est la petite portée $L_x < L_y$ du panneau le plus sollicité.

d. Condition de sécurité

Selon le R.P.A99 version 2003[1] : $e \geq e_{\min} = 5 \text{ cm}$.

A la fin on prendra la valeur de : « e » = max {7 ; 11 ; 13 ; 9.5 ; 5 ; 15} Donc :

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

Type : Dalle sur deux appuis

$L_x = 1,4 \text{ m}$; $L_y = 2,3 \text{ m}$.

L_y : est la petite portée $L_x < L_y$ du panneau le plus sollicité.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{140}{230} = 0,608 \rightarrow \rho > 0,4 \Rightarrow$ Travaille dans un seul sens.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4,667 \text{ cm}$.

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

II.3.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, de section ($b \times h$) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

II.3.3.1. Poutres principales

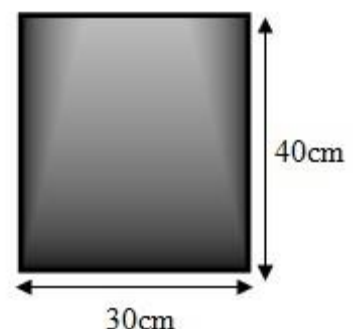
Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* Elles relient les poteaux.

* Elles portent la dalle.

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche d'après les règles de B.A.E.L 91 :

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



$$0,3h < b < 0,7h$$

$L_{\max}$: La longueur maximale entre nus, $L_{\max} = 545\text{cm}$

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Figure II.4. La section de poutre

principale

$$\frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10} \rightarrow 36,33 \leq h \leq 54$$

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

$$0,3 \times 40 < b < 0,8 \times 40 \rightarrow 12 < b < 32$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter Art 7.5.1 de RPA99/version 2003 (Zone IIa)
[1]

- $h \geq 30\text{ cm} \rightarrow 40 > 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $b \geq 20\text{ cm} \rightarrow 30 > 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h/b = 1.33 < 4$ Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre principale adoptée est vérifiée $b \times h = (30\text{ cm} \times 40\text{ cm})$

II.3.3.2. Poutres secondaires (Châînages)

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

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

Dans notre cas la longueur maximale entre les nus, $L_{\max} = 535\text{cm}$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \rightarrow 35,66 \leq h \leq 53,5$$

On prend: $h = 40$.

$$0,3 \times 40 < b < 0,8 \times 40 \rightarrow 12 < b < 32$$

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

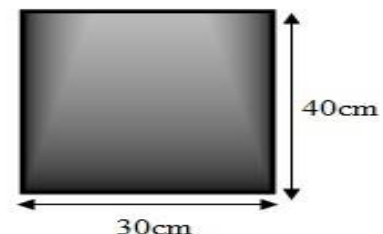


Figure II.5. La section de poutre secondaire.

Les dimensions des poutres doivent respecter Art 7.5.1 de RPA99/version 2003 (Zone IIa)[1]

- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h/b = 1.33 < 4$ Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre secondaires adoptée est vérifiée $b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$.

II.3.4. Pré dimensionnement des escaliers

a. Définition

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place.

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

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

b. Composition d'un escalier

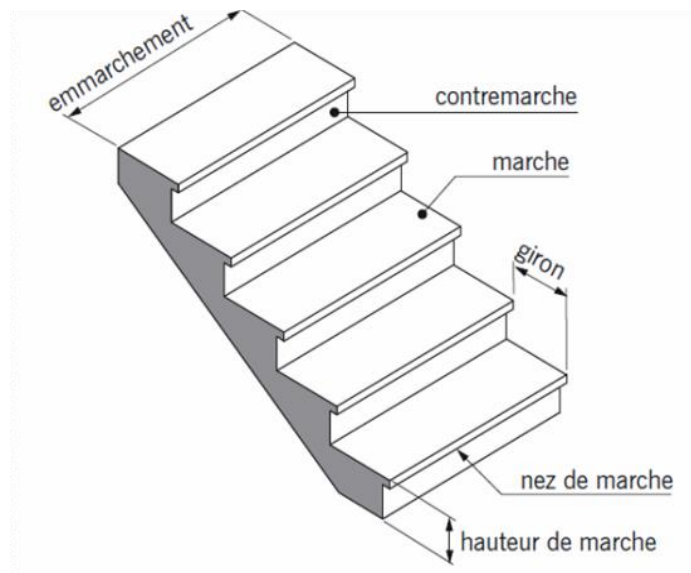


Figure II.6. Composition d'un l'escalier

Un escalier est caractérisé par :

- **Le contre marche :** La partie verticale d'une marche,
- **La paillasse :** Plafond qui monte sous marches,

- **Le palier** : La partie horizontale,
- **La volée** : Suite ininterrompue des marches.

Pour les dimensions des marches « **g** », et des contre marches « **h** » on utilise généralement la formule de « **blondel** » [4]

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}.$$

N_c: Nombre des contres marches,

n: Nombre des marches ($n = N_c - 1$),

h : Hauteur de contre marche (varié de 14 à 20 cm),

g: Hauteur de la marche (varié de 22 à 33 cm).

On prend : $g = 30 \text{ cm}$,

$h = 16 \text{ cm}$

$$g + 2h = 30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}.$$

Volée (RDC et Etage) [6]

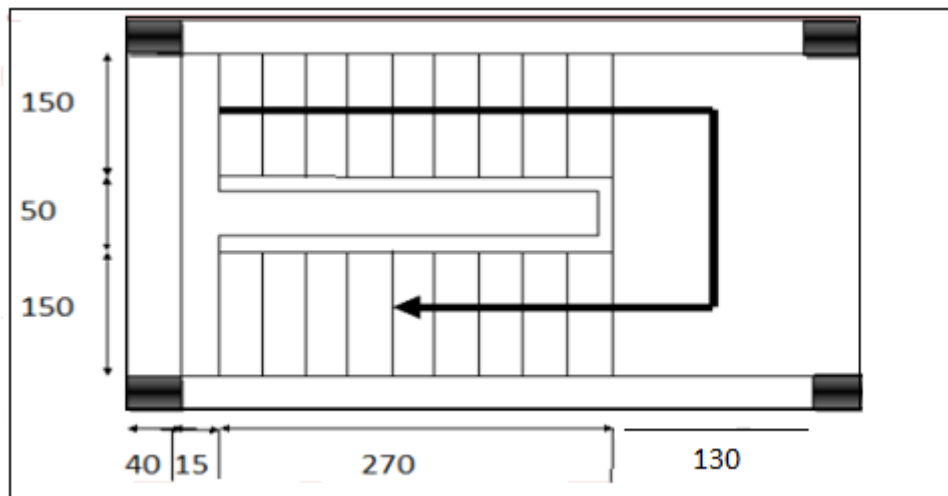


Figure II.7. Vue en plan et coupe cc d'escalier.

- **Nombre des contres marche**

Hauteur de volée $H_v = 1.6 \text{ m}$

$$N_c = \frac{160}{16} = 10 \text{ contre marches}$$

- **Nombre des marches**

$$n = N_c - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches}$$

- **La ligne de foulée**

$$L_f = g \times n = 30 \times 9 = 270 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la pailasse**

$$\tan \alpha = \frac{H_V}{L_f} = \frac{160}{270} = 0,59 ; \alpha = 30,651^\circ$$

- **La longueur de la pailasse1 (Lpailasse1)**

$$L_{\text{pailasse}} = \frac{160}{\sin \alpha} = 313,844 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la pailasse**

Selon la condition suivante :

On a la longueur de palier : $L_{\text{palier}} = 1.30 \text{ m}$

$$\frac{L_{\max}}{30} < e < \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = L_{\text{pailasse}} \Rightarrow \frac{313,844}{30} < e < \frac{313,844}{20}$$

$$\Rightarrow 10.461 \text{ cm} \leq e \leq 15.692 \text{ cm}$$

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

II.3.5. Pré dimensionnement d'acrotère

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse, destinée essentiellement à protéger les personnels contre la chute. Il soumise à :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Une charge d'exploitation évaluée 1 KN / m^2

$$S = \left[\left(\frac{0,05 \times 0,1}{2} \right) + (0,05 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) \right] \rightarrow S = 0,0675 \text{ m}^2.$$

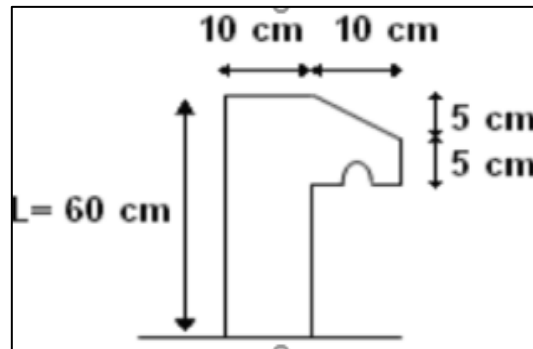


Figure II.8. Dimension de l'acrotère.

II.3.6. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments. Le pré dimensionnement s'effectue selon les critères de résistance d'après le B.A.E.L.91 en plus de la descente de charge où s'applique la loi de dégression des surcharges d'exploitations.

En résumé, Les poteaux ils sont pré-dimensionnés par :

- Les conditions du R.P.A.99,
- Critère de stabilité : La condition de non-flambement,
- Critère de résistance : La descente des charges.

D'après RPA99/version 2003 Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire la condition suivante :[1]

- $\min(a; b) \geq 25\text{cm}$
- $\min(a; b) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$

h_e : Hauteur libre d'étage.

On prend $(a \times b) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \rightarrow h_e = 3,2 - 0,3 = 2,9 \text{ m}$$

- $\min(30; 40) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\min(30; 40) \geq 13,3\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{30}{40} < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

II.3.7. Pré dimensionnement des voiles

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.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes de l'article 7.7.1[1] du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

L: Porté du voile,

e: Epaisseur du voile.

D'après l'article (7.7.1 du RPA99/ version2003) « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$\diamond \text{ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : } e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{25}\right),$$

$$\diamond \text{ Pour les voiles avec un seul about sur poteau : } e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{22}\right),$$

$$\diamond \text{ Pour les voiles à about libre : } e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{20}\right).$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,2 - 0,40}{20} = 0,14\text{m.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{3,2 - 0,40}{22} = 0,127\text{m.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{3,2 - 0,40}{25} = 0,112\text{m.}$$

$$e \geq \max (14; 12,7 ; 11,2)\text{cm.}$$

$$e \geq 14 \text{ cm. On adopte pour tous les voiles une épaisseur } e = 15 \text{ cm.}$$

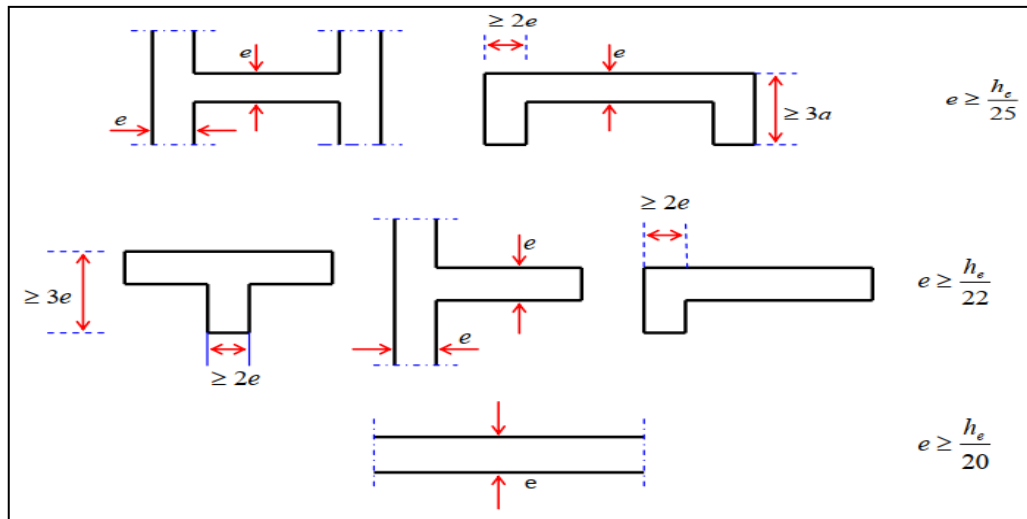


Figure II.9. Coupes des voiles pour différents cas.

II.4. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.4.1. Planchers

II.4.1.1. Planchers en corps creux étage terrasse

La terrasse a une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitent l'évacuation des eaux pluviales. Les différentes couches qui le composent sont illustrées sur la figure II.9.

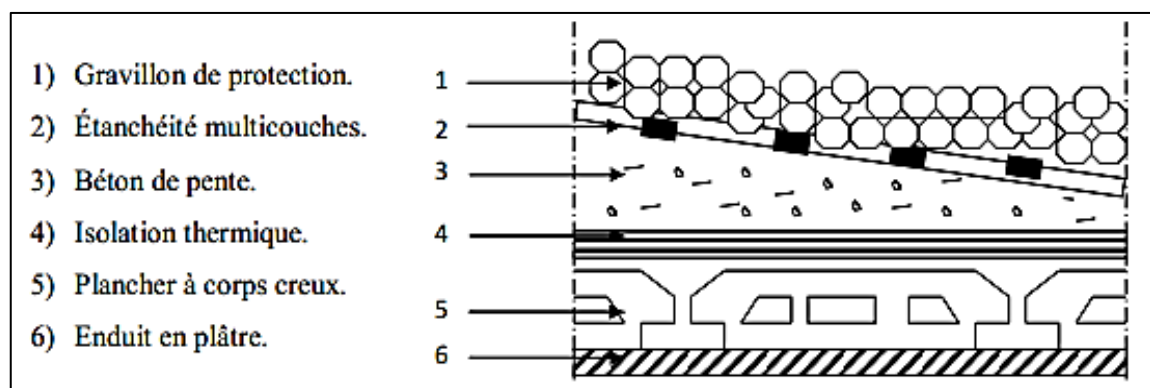


Figure II.10. Plancher à corps creux de terrasse.

Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [5].

Tableau II.1. Charges permanentes d'un plancher étage terrasse en corps creux.

Elément	e(m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Béton en pont (forme de pont 2%)	0.06	22	2,2
Corps creux	0.2	14	2,80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale			$G_T = 6,33\text{kN/m}^2$
Charge exploitation			$Q_t = 1,00 \text{ kN/m}^2$

II.4.1.2. Planchers étage courants+ RDC

C'est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs il est composé de plusieurs couches illustrées sur la figure II.10.

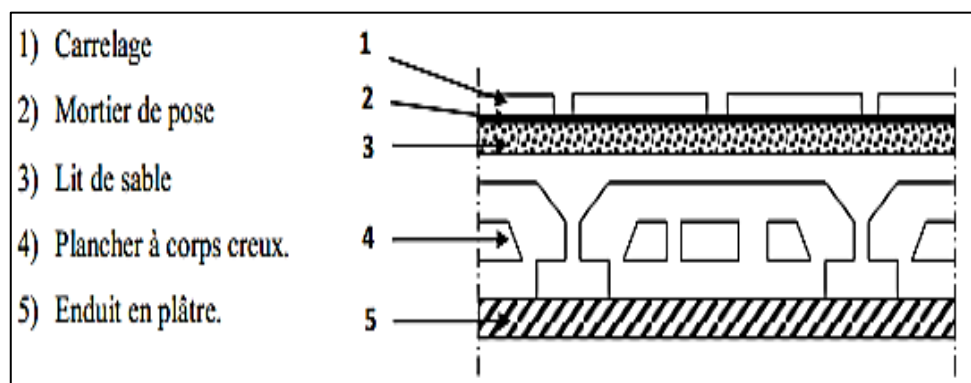


Figure II.11. Plancher étage courant.

Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2)[5]

Tableau II.2. Charges permanentes et d'exploitation d'étage courant + RDC à corps creux.

Elément	e(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.03	20	0.54
Cloisons (légères)	0.1	9	0.9
Plancher (16+4)	0.16+0.04	14	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			$G_E = 5.28 \text{ kN/m}^2$
Charge exploitation			$Q_E = 1,5 \text{ kN/m}^2$

II.4.2. Dalle pleine

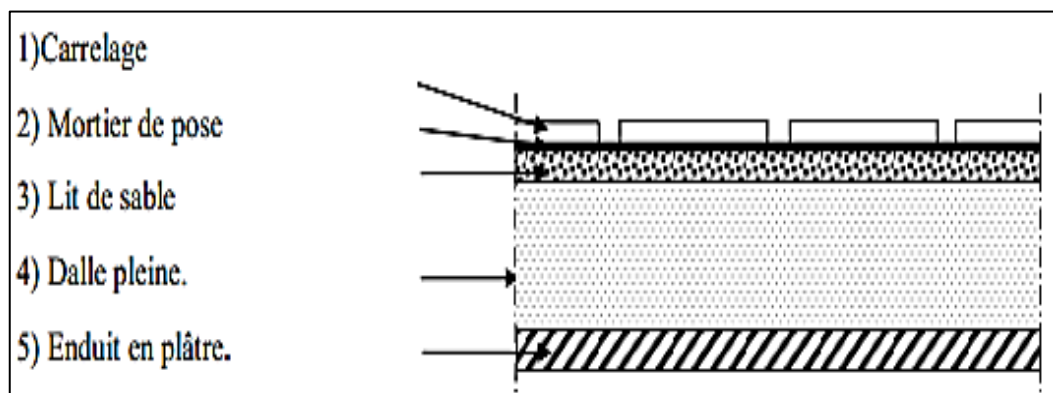


Figure II.12. Schéma d'un balcon.

Tableau II.3. Les charges permanentes et d'exploitations de la dalle pleine.

Elément	e (m)	$\gamma (\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine en BA	0.15	25	3.75

Enduit en mortier ciment	0.02	20	0.40
Cloisons intérieures	0,1	/	1,46
Charge permanente totale			$G_b = 6,99 \text{ kN/m}^2$
Charge exploitation			$Q_b = 3,5 \text{ kN/m}^2$

II.4.3. Maçonnerie

- **Murs extérieurs (double parois)**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture

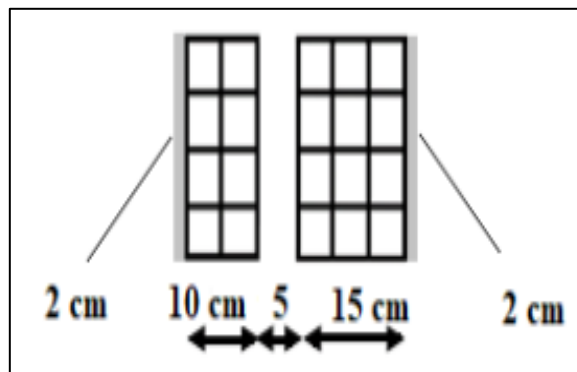


Figure II.13. Murextérieur.

Tableau II.4. Charges permanentes des cloisons extérieures.

Elément	E (m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuses de 15	0.15	9	1,35
Lame d'aire	0.05	-	-
Briques creuses de 10	0.1	9	0.9
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale			$G_{M1} = 2,81 \text{ kN/m}^2$

- Murs intérieurs (une seule paroi)

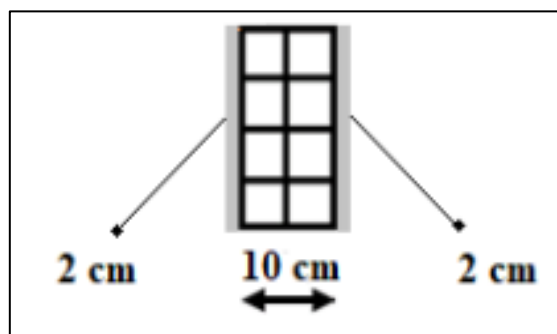


Figure II.14. Mur intérieur.

Tableau II.5. Charges permanentes des cloisons intérieures.

Elément	Epaisseur(m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuses de 10	0.10	9	0,9
Enduit plâtre	0.02	10	0,2
Charge permanente totale			$G_{M2} = 1,46\text{kN/m}^2$

II.4.4. Voiles (épaisseur e = 20 cm).**Tableau II.6.** Charge permanente des voiles.

Elément	e(m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Mur en béton arme	0.20	25	5
Enduit plâtre	0.02	10	0,2
Charge permanente totale			$G_V = 5,56\text{kN/m}^2$

II.4.6. Escalier

- Paillasse avec une inclinaison de 30,651°

Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation de la paillasse1.

Elément	e (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Carrelage verticale	0,02	22	0,44
Mortier horizontale	0,02	20	0,4
Mortier verticale	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,03	18	0,54
Paillasse	$\frac{0,15}{\cos 30,651}$	25	4,36
Marche	$\frac{0,16}{2}$	25	2
Enduit de ciment	2	18	0,36
Garde-corps	-	-	0,6
Charge permanente totale			$G_{p1}=9,54$ (kN/m ²)
Charge exploitation			$Q_{p1}= 2,5$ (kN/m ²)

- Palier de repos

Tableau II.8. Evaluation des charges du palier.

Elément	e (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle plein en BA	0.15	25	3.75
Enduit en mortier ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale			$G_{pr}= 5.35$ kN/m ²
Charge exploitation			$Q_{pr} = 2,5$ kN/m ²

II.4.8. L'acrotère

On fait les calculs pour **1m** de longueur.

$$S = \left[\left(\frac{0,05 \times 0,1}{2} \right) + (0,05 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) \right] = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.0675 \times 25 = 1.6875 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Enduit en ciment} = 2\text{cm poids de l'enduit} = 0.02 \times 20 \times 0.60 \times 2 = 0.48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente totale} \quad G_{ac} = 2,167 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge exploitation} \quad Q_{ac} = 1 \text{ KN/ml}$$

❖ **Tableau récapitulative****Tableau II.9.** Tableau récapitulative.

Elément	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
Planchers en corps creux étage terrasse	6,33	1
Planchers étage courants+ RDC	5,28	1,5
Mur extérieur	2,81	-
Mur intérieure	1,46	-
Dalle pleine	5,35	3,5
Voiles	5,56	-
Paillasse avec une inclinaison de		
30,651°	9,54	2,5
Palier de repos	5,35	2,5
L'acrotère	2,167 KN/ml	1 KN/ml

II.5. Descente des charges de poteau

Pour pré dimensionner le poteau, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges l'exploitation.

Les charges permanentes

La descente des charges dues au poids propre peut s'effectuer en considérant pour chaque poteau son poids propre ainsi que la charge des autres éléments reportée sur lui est la charge totale aura comme suit :

$$G_{tot} = G_{terrasse} + G_{etage} + G_{RDC}$$

- Le poids propre de l'élément,
- La charge du plancher qui support,
- La part de cloison répartie qui lui revient,
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère. ...).

Les charges d'exploitation

La descente des charges se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas. Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation donnée par le document technique réglementaire «DTR B.C. 2.2: charges permanentes et charges d'exploitation»[5] qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ». Ce qui est le cas pour notre bâtiment.

Les surcharges cumulées

➤ Loi de dégression (DTR B.C.2.2)

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5%

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

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

- ❖ Sous la terrasse: Q_0
- ❖ Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$,

- ❖ Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$,
- ❖ Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$,
- ❖ Sous le quatrième étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$,
- ❖ Sous le cinquième étage : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

Dans notre cas:

- Un bâtiment en béton armé (R+5)
- Plancher RDC plus 5 étages d'habitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse (inaccessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II.10. Les charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charges (KN/m^2)
5	1	1
4	1,5+ 1.5	2,5
3	$1 + 0.95 (1.5 + 1.5)$	3,85
2	$1+ 0.9 (1.5 + 1.5 + 1.5)$	5,05
1	$1 + 0.85 (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5)$	6,1
RDC	$1 + 0.8 (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5)$	7

II.5.1. Calcul les charges et les surcharges des poteaux

Pour la vérification de leur section dans ce cas, on prend deux types de poteaux suivants :

- Poteau intermédiaire,
- Poteau d'angle.

- Poteau intermédiaire

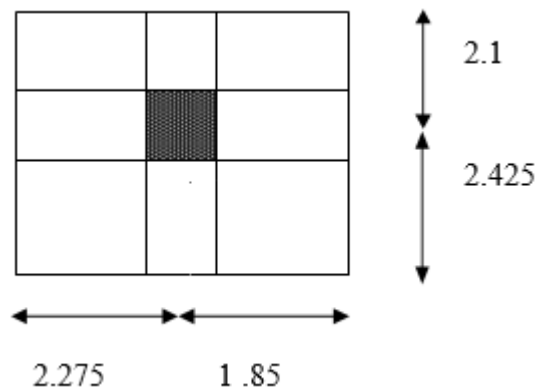


Figure II.15. La surface afférente par le poteau intermédiaire.

Calcul de la surface afférente

$$S = \left[\left(\frac{4,55}{2} \right) + \left(\frac{3,7}{2} \right) \times \left(\frac{4,2}{2} \right) + \left(\frac{4,85}{2} \right) \right] = 18,666 \text{ m}^2$$

Descente de charge sur le poteau intermédiaire

Poids revenant à chaque poutre

$$\text{Poutre principales} \begin{cases} G_{PP1} = 25 \times 2,1 \times 0,3 \times 0,4 = 6,3 \text{ KN} \\ G_{PP2} = 25 \times 2,425 \times 0,3 \times 0,4 = 7,275 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Poutre chainage} \begin{cases} G_{PS1} = 25 \times 1,85 \times 0,3 \times 0,4 = 5,55 \text{ KN} \\ G_{PS2} = 25 \times 2,275 \times 0,3 \times 0,4 = 6,825 \text{ KN} \end{cases}$$

Le poids total des poutres est $G_{P.TOT} = 25,95 \text{ KN}$

Tableau II.11. La descente de charge de poteau intermédiaire

Section	Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE			
01-01	-Plancher terrasse (corps creux)	$18,666 \times 6,33 = 118,156$	
	- $G_{P.TOT}$	25,95	
	-Total	144,106	18,666
02-02	-Venant 1-1	144,106	

	-Poteau :	$0.4 \times 0.3 \times 3.2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	153,706	
	PLANCHER ETAGE COURANT		
03-03	-Venant 2-2	153,706	
	- P.E.C	$18,666 \times 5.28 = 95,556$	
	- G _{P.TOT}	25,95	
	-Total	275,212	46,65
04-04	-Venant 3-3	275,212	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3.2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	284,812	
05-05	Venant 4-4	284,812	
	- P.E.C	$18,666 \times 5.28 = 95,556$	
	- G _{P.TOT}	25,95	
	-Total	406,318	71,84
06-06	-Venant 5-5	406,318	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3.2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	415,918	
07-07	Venant 6-6	415,918	
	- P.E.C	$18,666 \times 5.28 = 95,556$	
	- G _{P.TOT}	25,95	
	-Total	537,424	92,45
08-08	Venant 7-7	537,424	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3.2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	547,024	
09-09	Venant 8-8	547,024	

	- P.E.C	$18,666 \times 5,28 = 95,556$	
	- $G_{P.TOT}$	25,95	
	-Total	666,336	111,48
10-10	Venant 9-9	668,53	
	-Poteau	$0,4 \times 0,3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	678,13	
11-11	Venant 10-10	678,13	
	- P.E.C	$18,666 \times 5,28 = 95,556$	
	- $G_{P.TOT}$	25,95	
	-Total	799,636	130,95
12-12	Venant 11-11	799,636	
	-Poteau	$0,4 \times 0,3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	809,236	

Descente de charge sur Poteau d'angle

- Surface afférente

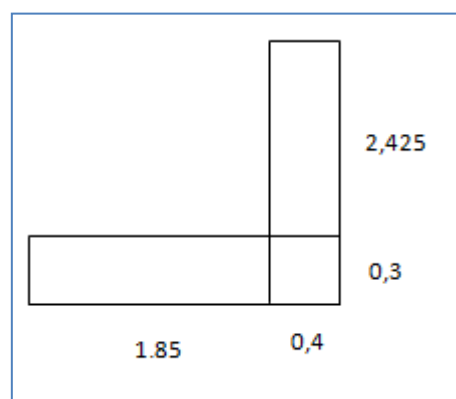


Figure II.16. La surface afférente par le poteau d'angle.

$$S = 1,85 \times 2,425 = 4,486 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre principale } G_{PP} = 25 \times 2,425 \times 0,3 \times 0,4 = 7,275 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre chainage } G_{Ps} = 25 \times 1,85 \times 0,3 \times 0,4 = 5,55 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres est $G_{PTOT} = 12,825 \text{ KN}$

Tableau II.12. La descente de charge du poteau de l'angle.

Section	Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE			
01-01	-Plancher terrasse (corps creux)	$4,486 \times 6,33 = 28,396$	
	- $G_{P.TOT}$	12,825	
	-Total	41,221	4,486
02-02	-Venant 1-1	41,221	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	50,821	
PLANCHER ETAGE COURANT			
03-03	-Venant 2-2	50,821	
	- P.E.C	$4,486 \times 5,28 = 23,686$	
	- $G_{P.TOT}$	12,825	
	-Total	87,332	11,215
04-04	-Venant 3-3	87,332	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	96,932	
05-05	Venant 4-4	96,932	
	- P.E.C	$4,486 \times 5,28 = 23,686$	
	- $G_{P.TOT}$	12,825	
	-Total	133,443	17,271
06-06	-Venant 5-5	133,443	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	143,043	
07-07	Venant 6-6	143,043	

	- P.E.C	$4,486 \times 5,28 = 23,686$	
	- G _{P.TOT}	12,825	
	-Total	166,729	22,65
08-08	Venant 7-7	166,729	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	176,329	
09-09	Venant 8-8	176,329	
	- P.E.C	$4,486 \times 5,28 = 23,686$	
	- G _{P.TOT}	12,825	
	-Total	212,84	
10-10	Venant 9-9	212,84	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	222,44	
11-11	Venant 10-10	222,44	
	- P.E.C	$4,486 \times 5,28 = 23,686$	
	- G _{P.TOT}	12,825	
	-Total	258,951	31,402
12-12	Venant 11-11	258,951	
	-Poteau	$0.4 \times 0.3 \times 3,2 \times 25 = 9,6$	
	-Total	268,551	

Il est utile de signaler que ces charges doivent être majorées par un coefficient de majoration selon la position du poteau dans les bâtiments comportant des travées solidaires, il convient de majorer les charges comme suit :

- De 15 % Si le poteau est plus d'une fois voisin d'un poteau de rive
- De 10 % Si le poteau est une fois voisin d'un poteau de rive.

II.5.2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 B.8.4, 1)[2]

Pour dimensionner les poteaux de notre structure on prend le poteau le plus sollicité et dans ce cas le poteau central c'est le plus sollicité.

- La somme des charges permanentes $G_T=809,236\text{KN}$
- La somme des charges d'exploitations $Q_T= 130,95\text{KN}$

$$N_u = 1,35 G_T + 1,5 Q_T$$

$$N_u^* = 1,15 (1,35 G_T + 1,5 Q_T)$$

$$N_u = 1,35 \times 809,236 + 1,5 \times 130,95 = 1288,894\text{KN}$$

$$N_u^* = 1482,228\text{KN}$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton $\gamma_b = 1,5$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier $\gamma_s = 1,15$, $f_e = 400 \text{ MPa}$,

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (h-0,02) (b-0,02)$) [m^2],

$$B = 0,3 \text{ m} \quad h = 0,4 \text{ m}$$

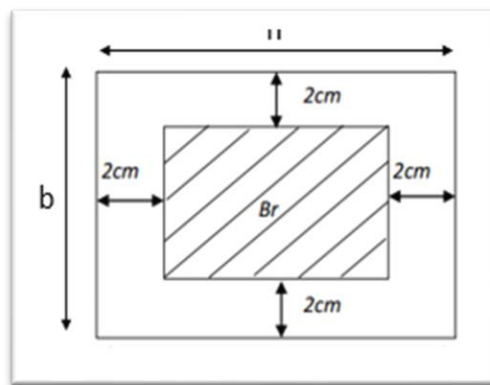


Figure II.17. Section réduite du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ , $\alpha = f(\lambda)$,

λ : Elancement d'EULER.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec: $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

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

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

I: Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement, $I = \frac{b \times h^3}{12}$.

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} = \sqrt{12} \times \frac{0,7 \times 3,2}{0,3} = 25,865$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{0,7 \times 3,2}{0,4} = 19,399$$

$$\lambda = 25,865 < 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{25,865}{35} \right)^2} = 0,766$$

$$B_r = (h - 0,02) \times (b - 0,02) = (0,4 - 0,02) \times (0,3 - 0,02) = 0,106 \text{ m}^2$$

A: La section d'acier comprimé

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

-Selon BAEL

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

$$A_{BAEL} = \max(4 \times (0,3 + 0,4) \times 2 ; 0,2 \times \frac{30 \times 40}{100})$$

$$A_{BAEL} = \max(5,6 ; 2,4) \quad \mathbf{A_{BAEL} = 5,6 \text{ cm}^2}$$

-Selon RPA99/2003

$$A_{RPA} = 0,8\% B \quad (\text{Zone II}_a)$$

$$A_{RPA} = 0,8 \times \frac{30 \times 40}{100} = 9,6 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_{RPA} = 9,6 \text{ cm}^2}$$

Niveau	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	N_u (KN)	$1, 15N_u$ (KN)	$\bar{N}$ (KN)	$1, 15N_u \leq \bar{N}$
5 ^{eme}	153,705	18,666	235,492	270,816	1759,407	Vérifiée
4 ^{eme}	284,812	46,65	454,47	522,641	1759,407	Vérifiée
3 ^{eme}	415,918	71,84	669,249	769,636	1759,407	Vérifiée
2 ^{eme}	547,024	92,45	959,211	1103,093	1759,407	Vérifiée
1 ^{ere}	678,13	111,48	1184,415	1362,077	1759,407	Vérifiée
RDC	809,236	130,95	1410,279	1621,821	1759,407	Vérifiée

II.6. Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règlements en vigueur.

Après avoir pré dimensionné tous les éléments, nous pouvons résumer les résultats dans le tableau suivant :

Hauteur	Plancher corps creux	Ht = 20 cm
	Dalle plein (balcon)	e= 15 cm
Section des poteaux	Poutre principale	(30*40)cm ²
	Poutre secondaire	(30*40)cm ²
Section des poteaux	RDC :	(30*40)cm ²
	NIV1 ,5 étage	(30*40)cm ²
Epaisseur des voiles	RDC : NiV1, 5étage	A= 20 cm
Acrotère	S =0.0675 cm ²	

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'acrotère, les escaliers, dalle pleine, les poutres palières et les planchers.

III.2. Acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal (**NG**) et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Il a pour rôle de :

- Assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.
- Empêcher la filtration des eaux pluviales.
- Entretien des façades.

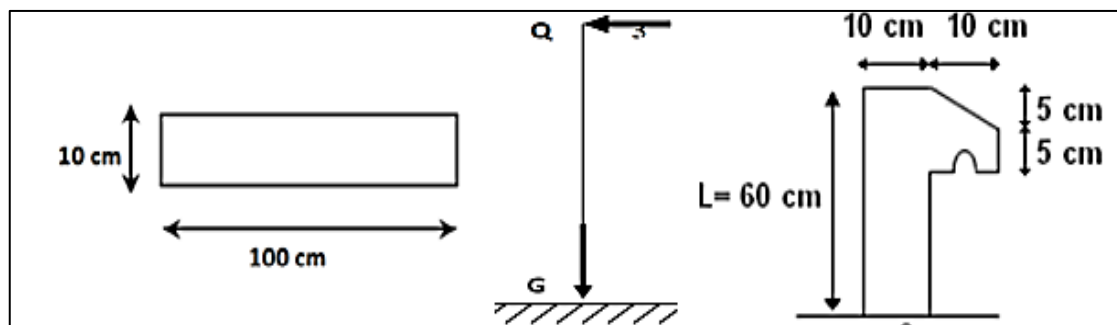


Figure III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges

D'après le chapitre précédent on a:

Charge permanente totale : $G_{ac} = 2,167 \text{ KN/ml}$,

Charge exploitation : $Q_{ac} = 1 \text{ KN/ml}$.

Les forces horizontales F_p sont calculées suivant la formule: [1]

$$F_p = 4A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3)}$$

$A=0,15$ Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II_a),

$C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (tableau 6.1, RPA99/V2003),

$W_p = G_{ac} = 2,167 \text{ KN/ml}$ (Poids propre de l'acrotère).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,167 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

$$F_p \leq 1,5Q \quad 1,04 \leq 1,5 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc on fait le calcul avec Q.

III.2.2. Evaluation des sollicitations

ELU

$$N_u = 1,35G = 2,925 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q \times H = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

ELS

$$N_s = G = 2,167 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times H = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$V_s = Q = 1 \text{ KN}$$

III.2.3. Calcul du ferraillage

On considère une section (**b**×**h**) cm² soumis à la flexion composée.

h: Epaisseur de la section: 10cm,

b: Largeur de la section: 100cm,

c: Enrobage: 2cm,

d=h-c : hauteur utile: 10-2= 8cm.

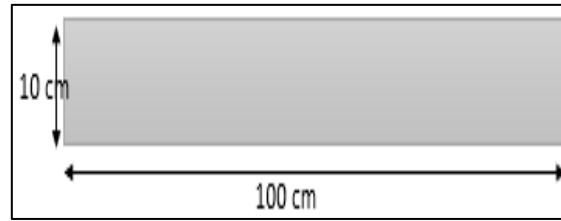


Figure III.2. section de calcul d'acrotère.

- Calcul à l'ELU

Acier FeE 400

a) Armature longitudinale

➤ **Calcule de l'excentricité**

Selon l'article de CBA93 [3] en adopte une excentricité totale de calcule $e = e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

e_1 : 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.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{6}$$

$$e_1 = \frac{0,9 \times 10^2}{2,925} = 30,76 \text{ cm} > \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right)$$

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

L'excentricité du deuxième ordre (**e_2**) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre :

$$\frac{L_f}{h} < \max\left[15; 20 \frac{e_1}{h}\right]$$

$$\frac{2 \times 60}{10} < \max\left[15; 20 \frac{30,76}{10}\right] \rightarrow 12 < 61,52$$

On détermine l'excentricité **e_2** de façon forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \phi) \dots \dots \dots \text{CBA 93 article A.4.3.5}$$

Avec $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$

L_f : Longueur de flambement,

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement,.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée ce rapport est généralement = 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 120^2}{10^4 \times 10} (2 + 0 \times 2) = 0,864 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 30,76 + 0,864 + 2 = 33,624 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

$$M_{UA} = M'_U + N'_U \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$N'_U = N_U \times \gamma_F$$

$$M'_U = \gamma_F \times M_U + N'_U \times e_a$$

$$\gamma_F = \min \left[1 + 0,5 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_1}; 1,4 \right] \text{ Si } \frac{e_1}{h} > 0,75$$

$$\gamma_F = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{Si } \frac{e_1}{h} \leq 0,75$$

$$\frac{e_1}{h} = \frac{30,76}{10} = 3,076 > 0,75$$

Donc

$$\lambda: \text{L'élancement } \lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = \sqrt{12} \frac{120}{10} = 41,57 < 100$$

$$\gamma_F = \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{41,57}{35} \right)^2 \times \frac{10}{30,76}; 1,4 \right] = 1,06$$

$$N'_U = 2,925 \times 1,06 = 3,10 \text{ KN}$$

$$M'_U = 1,06 \times 0,9 + 3,10 \times 0,02 = 1,016 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures

$$M_{UA} = M'_U + N'_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,016 + 3,10 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,109 \text{ KN.m}$$

- On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,109 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,16} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 8 \times (1 - 0,4 \times 0,015) = 7,952 \text{ cm}$$

$$A_{U1} = \frac{M_{UA}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{U1} = \frac{1,109 \times 10^6}{79,52 \times 347,82} = 40,09 \text{ mm}^2 = 0,40 \text{ cm}^2$$

- Les armatures en flexion composée :

$$A_U = A_{U1} - \frac{N'_U}{\sigma_s}; A_s = 40,09 - \frac{3,10 \times 10^3}{347,82} = 31,177 \text{ mm}^2; A_U = 0,311 \text{ cm}^2$$

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

Tableau III.1. Résultats de calcul de ferrailage de l'acrotère.

$M_{UA}(\text{KN})$	μ_{bu}	α	$z(\text{cm})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_{U1}(\text{cm}^2)$	$A_U(\text{cm}^2)$
1,109	0.012	0.015	7,952	347,82	0,400	0.311

- Calcul à l'ELS

Fissuration préjudiciable.

- **Position du centre de pression :** On a

$$N_s = G = 2,167 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times H = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,167} = 0,276 \text{ m}$$

- $\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m}; e_s > \frac{h}{6}$. Donc la section est partiellement comprimée, On calcul

La section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{SA} = M_S + N_S \left(d - \frac{h}{2} \right); M_{SA} = 0,6 + 2,167 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,665 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment limite de service M_1**

$$M_1 = \mu_r b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

- La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- La contrainte d'acier, La fissuration est préjudiciable (nuisible) [3]

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \dots \dots \text{CBA 93 article A.4.5.3.3}$$

L'acier utilise de nuance **Fe400** à haute adhérence $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min(266,66; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \times \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

$$\mu_r = \frac{0,527}{2} \times \left(1 - \frac{0,527}{3} \right) = 0,217$$

$$M_1 = \mu_r b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 0,217 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 20,832 \text{ KN.m}$$

$M_1 > M_{SA}$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 80 \left(1 - \frac{0,527}{3} \right) = 65,946 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{SA}}{\bar{\sigma}_{st} \times Z_r} = \frac{0,665 \times 10^6}{201,63 \times 65,946} = 50,012 \text{ mm}^2 = 0,500 \text{ cm}^2$$

- Les armatures en flexion composée :

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 50,012 - \frac{2,167 \times 10^3}{201,63} = 39,264 \text{ mm}^2 = 0,392 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2.1)** [2]

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.1}{400} = 96.6 \text{ mm}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max[A_U; A_{S \min}; A_{\text{ser}}]$$

$$A_S = \max[0.311 \text{ cm}^2; 0.966 \text{ cm}^2; 0.392]; A_S = 0.966 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_S = 0.966 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adopte $4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$.

c) Vérification de cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$0.018 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4. Schéma de ferrailage d'un acrotère

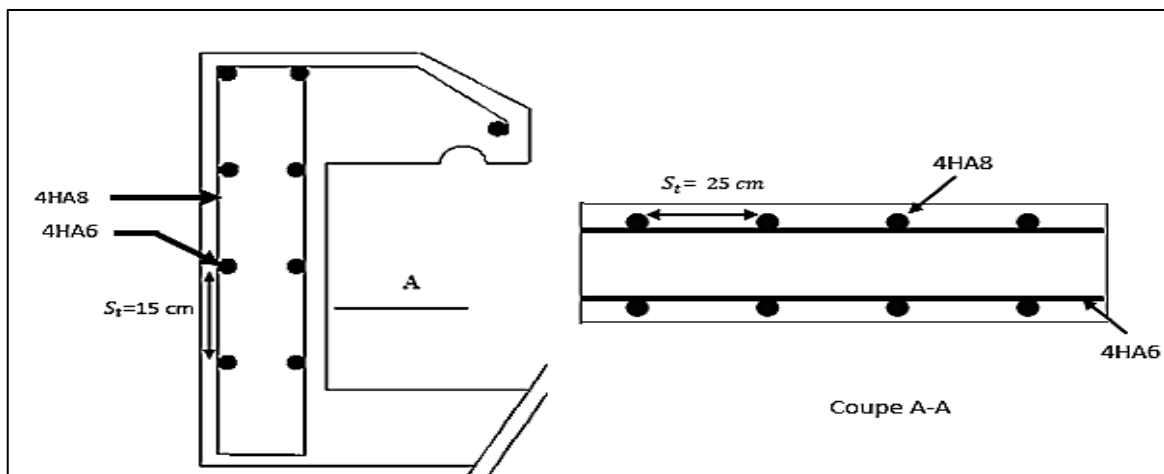


Figure III.3. Schéma de ferrailage d'un acrotère.

III.3. Etude des escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Notre structure comporte un escalier à 2 paillasse et un palier de repos et d'un palier d'étage courant. [6]

On a le même type des escaliers dans les différents étages (RDC et EC) :

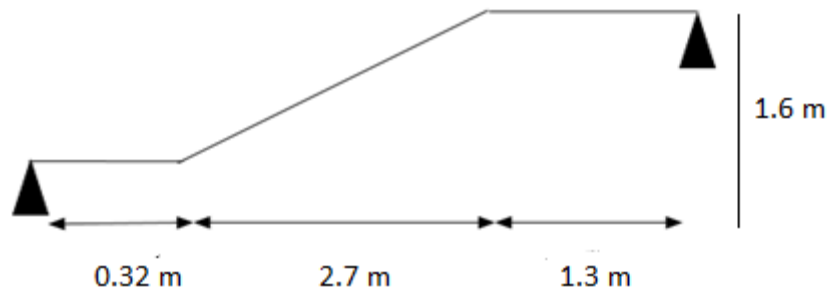


Figure III.4. Schéma statique de l'escalier.

III.3.1.1. Combinaison des charges

- Paillasse $G = 9,66 \text{ KN/m}^2$
- Palier $G = 5,35 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.2. les combinaisons des charges.

	$G(\text{KN/m}^2)$	$Q(\text{KN/m}^2)$	ELU $(1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$ (KN/ml)	ELS $(G+Q) \times 1$ (KN/ml)
Paillasse	9,54	2,5	16,629	12,04
Palier	5,35	2,5	10,972	7,85

- Calcul des sollicitations

ELU

$$q_u^v = 16,629 \text{ KN/ml}$$

$$q_u^p = 10,972 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s^v = 12,04 \text{ KN/ml}$$

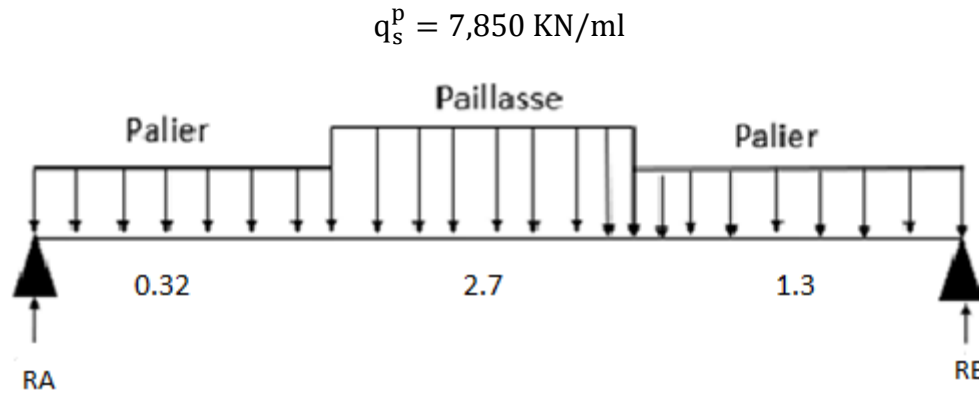


Figure III.5. Evaluation des charges.

- Calcul des réactions d'appuis

D'après les formules de RDM 0.32 m

-ELU

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 0,32 \times q_u^p + 2,7 \times q_u^v + 1,3 \times q_u^p$$

$$= 0,32 \times 10,972 + 2,7 \times 16,629 + 1,3 \times 10,972$$

$$R_A + R_B = 63.104 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$R_B = \frac{q_u^p \times \frac{0,32^2}{2} + q_u^v \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} + 0,32\right) + q_u^p \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,7 + 0,32\right)}{4,32} = 29.774 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A = \frac{q_u^p \times \frac{1,3^2}{2} + q_u^v \times 2,7 \times \left(1,3 + \frac{2,7}{2}\right) + q_u^p \times 0,32 \times \left(1,3 + 2,7 + \frac{0,32}{2}\right)}{4,32} = 33,337 \text{ KN}$$

-ELS

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 0,32 \times q_s^p + 2,7 \times q_s^v + 1,3 \times q_s^p$$

$$= 0,32 \times 7,850 + 2,7 \times 12,04 + 1,3 \times 7,850$$

$$R_A + R_B = 43.828 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B = \frac{q_s^p \times \frac{0,32^2}{2} + q_s^v \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} + 0,32\right) + q_s^p \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,7 + 0,32\right)}{4,32} = 19.933 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_s^p \times \frac{1,3^2}{2} + q_s^v \times 2,7 \times \left(1,3 + \frac{2,7}{2}\right) + q_s^p \times 0,32 \times \left(2,7 + 1,3 + \frac{0,32}{2}\right)}{4,32} = 23.895 \text{ KN}$$

• **Calcul des Efforts tranchants et moments fléchissant**

-ELU

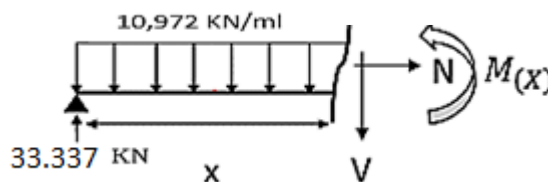
Effort tranchant

Tronçon I $0 < X < 0,32 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 33,337 - 10,972 X$$

Pour $x=0 \text{ m}$ $V = 33,337 \text{ KN}$

Pour $x=0,32 \text{ m}$ $V = 29,826 \text{ KN}$

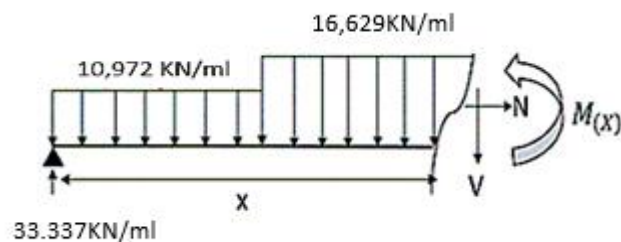


Tronçon II $0,32 \text{ m} < X < 3,02 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 33,337 - 10,972 \times 0,32 - 16,629(X - 0,32)$$

Pour $x=0,32 \text{ m}$ $V = 29,826 \text{ KN}$

Pour $x=3,02 \text{ m}$ $V = -15,509 \text{ KN}$



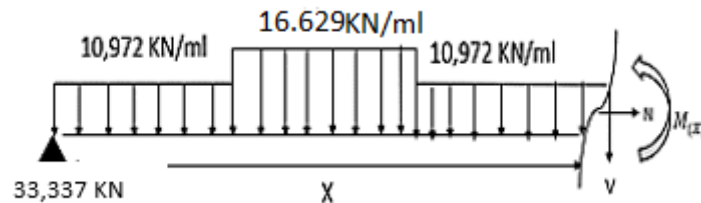
Tronçon III $3,02 \text{ m} < X < 4,32 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 33,337 - 10,972 \times 0,32 - 16,629 \times 2,7 - 10,972(X - 3,02)$$

Pour $x=3,02\text{m}$ $V = -15,509\text{KN}$

Pour $x=4,5\text{m}$ $V = -29,774\text{ KN}$

$V_{\max} = 34,293\text{ KN}$



Moment fléchissant

33,337

- **Tronçon I** $0 < X < 0,32\text{ m}$

$$M_{(X)} = 33,337 X - 10,972 \times \frac{X^2}{2}$$

Pour $x=0\text{ m}$ $M_{(X=0)} = 0\text{ KN.m}$

Pour $x=0,32\text{ m}$ $M_{(X=0,32)} = 10,106\text{ KN.m}$

- **Tronçon II** $0,32\text{m} < X < 3,02\text{m}$

$$M_{(X)} = 33,337 X - 10,972 \times 0,32 \left(X - \frac{0,32}{2} \right) - 16,629 \frac{(X - 0,32)^2}{2}$$

Pour $x=0,32\text{ m}$ $M_{(X=0,32)} = 10,106\text{ KN.m}$

Pour $x=3,02\text{ m}$ $M_{(X=3,02)} = 29,434\text{ KN.m}$

- **Tronçon III** $3,02\text{ m} < X < 4,32\text{ m}$

$$M_{(X)} = 33,337 X - 10,972 \times 0,32 \left(X - \frac{0,32}{2} \right) - 16,629 \times 2,7 \times (X - 1,67) - 10,972 \frac{(X - 3,02)^2}{2}$$

Pour $x=3,02\text{ m}$ $M_{(X=2,4)} = 29,434\text{ KN.m}$

Pour $x=4,5\text{ m}$ $M_{(X=4,32)} = 00\text{ KN.m}$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow V = 0 \quad X = 1,776$$

$M_{\max} = 36,597\text{KN.m}$

- ELS

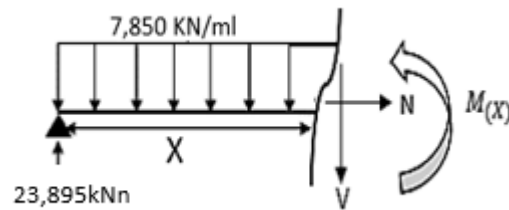
Effort tranchant

- Tronçon I $0 < X < 0,32m$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 23,895 - 7,850 X$$

Pour $x=0$ m $V = 23,895 \text{ KN}$

Pour $x=0,32$ m $V = 21,383 \text{ KN}$



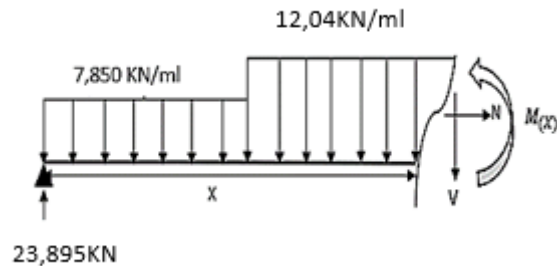
- Tronçon II $0,32 \text{ m} < X < 3,02 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0$$

$$V = 23,895 - 7,850 \times 0,32 - 12,04(X - 0,32)$$

Pour $x=0,32$ m $V = 21,383 \text{ KN}$

Pour $x=3,02$ m $V = -11,125 \text{ KN}$



- Tronçon III $3,02 \text{ m} < X < 4,32 \text{ m}$

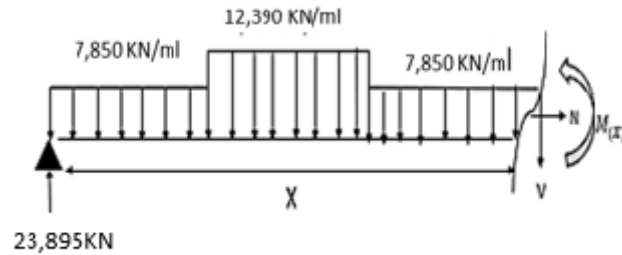
$$\sum F_V = 0$$

$$V = 23,895 - 7,850 \times 0,32 - 12,04 \times 2,7 - 7,850(X - 3,02)$$

Pour $x=3,02$ m $V = -11,125 \text{ KN}$

Pour $x=4,32$ m $V = -17,148 \text{ KN}$

$$V_{\max} = 23,895 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant**

- **Tronçon I** $0 \text{ m} < X < 0,32 \text{ m}$

$$M_{(X)} = 23,895X - 7,850 \times \frac{X^2}{2}$$

Pour $x=0 \text{ m}$ $M_{(X=0)} = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=0,32 \text{ m}$ $M_{(X=0,32)} = 7,244 \text{ KN.m}$

- **Tronçon II** $0,32\text{m} < X < 3,02\text{m}$

$$M_{(X)} = 23,895X - 7,850 \times 0,32 \left(X - \frac{0,32}{2} \right) - 12,04 \frac{(X - 0,32)^2}{2}$$

Pour $x=0,32 \text{ m}$ $M_{(X=0,32)} = 7,244 \text{ KN.m}$

Pour $x=3,02 \text{ m}$ $M_{(X=3,02)} = 21,092 \text{ KN.m}$

- **Tronçon III** $3,02\text{m} < X < 4,32\text{m}$

$$M_{(X)} = 23,895X - 7,850 \times 0,32 \left(X - \frac{0,32}{2} \right) - 12,04 \times 2,7 \times (X - 1,67) - 7,850 \frac{(X - 3,02)^2}{2}$$

Pour $x=3,02 \text{ m}$ $M_{(X=3,02)} = 21,092 \text{ KN.m}$

Pour $x=4,32 \text{ m}$ $M_{(X=4,5)} = 00 \text{ KN.m}$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow V = 0$$

$$X = \frac{23,895}{7,850} = 3,043 \text{ m}$$

$$M_{(X=3,156)} = 23,895 \times 3,043 - 7,850 \times \frac{3,043^2}{2} = 36,367 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 36,367 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_t = 0,85 \times 36,367 = 30,912 \text{ KN.m}$$

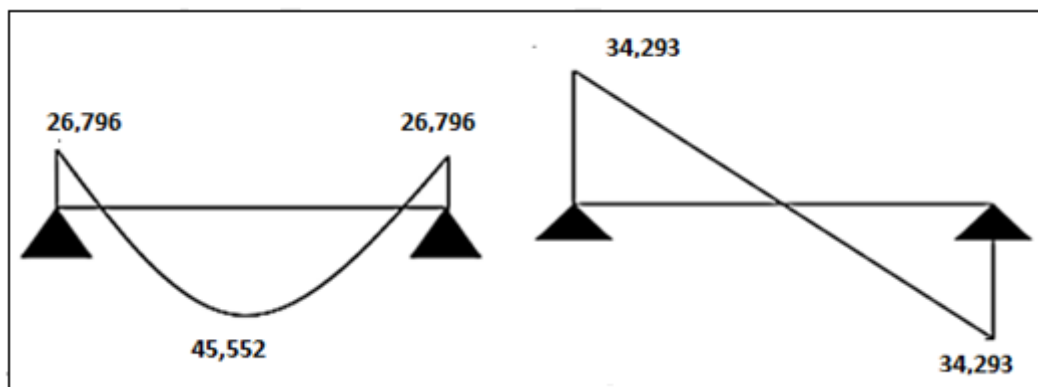
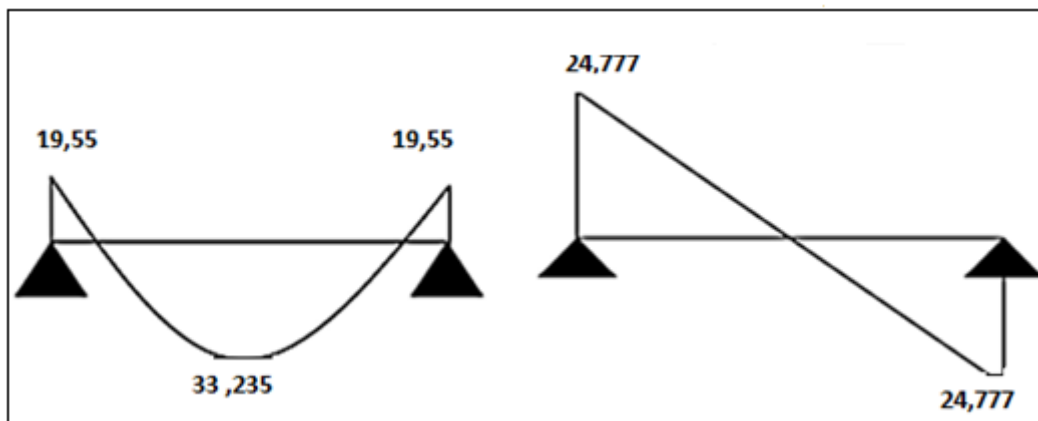
Moment sur appuis

$$M_a = 0,5 M_0$$

$$M_a = 0,5 \times 36,367 = 18,183 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3. tableau récapitulatif des sollicitations

	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (MN.m)	$M_a^{\max}$ (MN.m)	$V_{\max}$ (KN)
ELU	36,597	0.037	0.011	33,337
ELS	36,367	0.030	0.018	23,895

**Figure III.6.** Moments et efforts tranchants à E.L.U (volée de rive).**Figure III.7.** Moments et efforts tranchants à E.L.S (volée de rive).

III.3.1.2. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : b = 100cm ; h = 15cm ; d = 12cm.



Figure III.8. Section équivalente de calcul d'escalier.

$$M_t^{\max} = 31,107 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 18,298 \text{ KN.m}$$

a) Armatures longitudinales

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{cal} = \frac{M_{t \max}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa},$$

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

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Résultats de calcul de ferrailage d'escalier.

	M_u (MN.m)	μ_{bu}	$\mu_{bu} \leq \mu_l$	α	z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	0,037	0,14	Oui	0,19 2	0.125	8.442	1.630	6HA14=9.24	15
Appuis	0,011	0,04	Oui	0,05 4	0.132	2.390	1.630	6HA10=4.71	15

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{s \text{ adop}}}{4}$$

Tableau III.5. Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition

	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	2,31	5HA8=2.51	20
Appuis	1,17	5HA8=2,51	20

III.3.1.3. Vérification

• Vérification à ELU

Espacement entre les armatures (BAEL91 A.8.2, 42) [2]

Armatures longitudinales

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

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

Travée : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.Appuis : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.Armatures transversales

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

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

Travée: $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.Appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 A.5.1, 1) [2]

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{33,337 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,277\text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu nuisible..... (BAEL 91 A.5.1,211)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,285 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à ELS**

- a) **En travée**

$$M_t = 30.912 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15(12 - y)12,95 = 0$$

$$50 y^2 + 194,25y - 2331 = 0$$

$$y = 5,17 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5,17^3 + 15(12 - 5,17)^2 \times 12,95 = 13667,829 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{30,912 \times 10^6}{13667,829 \times 10^4} \times 51,7 = 11,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 11,69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- b) **En appui**

$$M_a = 18,183 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15(12 - y)6,97 = 0$$

$$50y^2 + 104,55y - 1254,6 = 0$$

$$y = 4,07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4,07^3 + 15(12 - 4,07)^2 \times 6,97 = 8821,92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{18,183 \times 10^6}{8821,92 \times 10^4} \times 40,7 = 8,388 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,388 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'els

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	30,912	12,95	5,0	13667,829	11,69	Vérifiée
Appuis	18,183	6,97	4,07	8821,92	8,388	

Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h = 0,15 \text{ m}; \quad l = 3,4 \text{ m}; \quad A_{st} = 12,95 \text{ cm}^2$$

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{4} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée,}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{4} \geq \frac{0,85}{10} \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée,}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,95 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} \leq \frac{4,2}{400} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

Donc:

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3400}{500} = 6.8 \text{ mm}.$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$

$$I_{fi}: \text{L'inertie fissurée. } I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - v \right]^2 + 15A_s(d-v)^2$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 12,95 \times 12}{100 \times 12 + 15 \times 12,95} = 9,7 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left[\frac{15}{2} - 9,74 \right]^2 + 15 \times 12,95(12 - 9,74)^2 = 36643,551 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b}{b'} \right)}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{12,95}{100 \times 12} = 0,0107$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0107 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 1,962$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = \frac{15 \times 33,235 \times 10^6 (120 - 51,7)}{13667,829 \times 10^4} = 249,119 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0107 \times 249,119 + 2,1} = 0,287$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 36643,551}{1 + 1,962 \times 0,287} = 25787,256 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 6,34 \text{ mm} < 6.8 \text{ mm} \quad \text{Donc} \quad f \leq \bar{f} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage

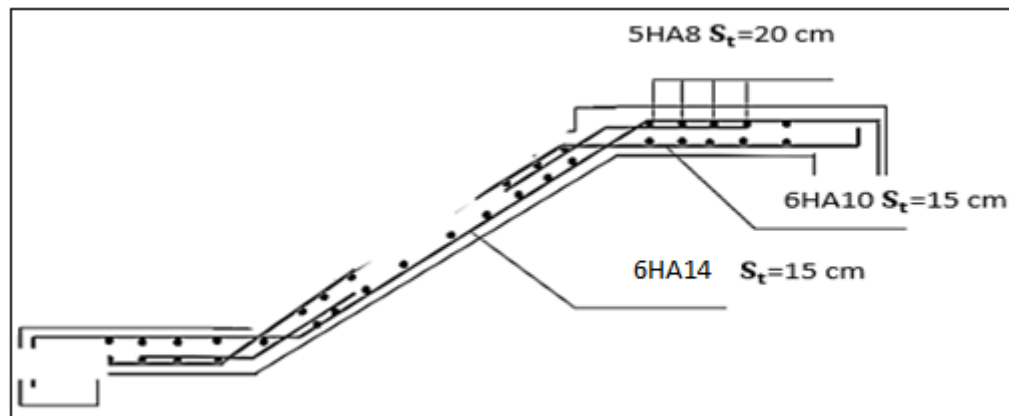


Figure III.9. Schéma de ferrailage d'escalier.

III.4. Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément en béton armé, prévue pour reprendre la réaction du palier de repos. Elle est supposée comme étant simplement appuyée sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte les rotations aux angles dues à l'encastrement partiel. Cette poutre est soumise à son poids propre et de mur qui repose sur lui-même, aux charges transmises de l'escalier et aux moments de torsion.

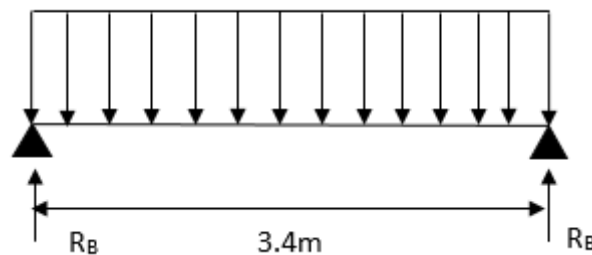


Figure III.10. Schéma statique de la poutre palière

III.4.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** [2]:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 22.66 \leq h \leq 34 \end{cases} \Rightarrow \text{avec } L = 3.4 \text{ m}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Exigences du **RPA99/2003** (Art7. 5. 1)[1]:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots CV \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \dots CV \end{cases}$$

Donc on adopte $b \times h = (30\text{cm} \times 30\text{cm})$

III.4.2. Calcul de la poutre palière

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

a. Calcul à la flexion simple

- Calcul des charges

La poutre palière est soumise à:

- Son poids propre de la poutre palière : $g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$
- Poids du mur : $P_m = G_m \times H_m = 2.8 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.45\right) = 3.024 \text{ KN/m}$
- La charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU: } R_B^u = 34.293 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_B^s = 24.777\text{KN} \end{cases}$
- Moment de torsion : $M_{\text{tor}} = M_B \times \frac{L}{2}$ provoqué par la flexion de la paillasse

- Calcul des sollicitations :

$$q = \begin{cases} \text{ELU } 1.35 \times (g_0 + P_m) + R_B^u = 41.41\text{KN/m} \\ \text{ELS } (g_0 + P_m) + R_B^s = 30.05 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ Les moments :

$$\text{Moments isostatiques: } \begin{cases} \text{ELU: } M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{41.41 \times 3.4^2}{8} = 59.83\text{KN.m} \\ \text{ELS } M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{30.05 \times 3.4^2}{8} = 43.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments En travée: } \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 0.85M_0^u = 50.85\text{KN.m} \\ \text{ELS } M_t^s = 0.85M_0^s = 36.90\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments En appuis: } \begin{cases} \text{ELU: } M_a^u = -0.5M_0^u = -29.91\text{KN.m} \\ \text{ELS } M_a^s = -0.5M_0^s = -21.71\text{KN.m} \end{cases}$$

✓ Efforts tranchants :

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 70.39\text{KN}$$

- **Ferraillage longitudinal à l'ELU:**

On a: b = 30cm, h=30cm, d=27 cm

On résume les calculs de ferraillage dans le tableau ci-après :

Tableau III.7. Ferraillage longitudinal de la poutre palière

	M (KN. m)	M	A	1z (cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	50.85	0.16	0.21	24.73	5.91	0.97	4HA14=6.16
Appui	-29.91	0.09	0.05	26.46	3.24	0.97	2HA12=2.26

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{70390}{300 \times 270} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa (pour les dalles)}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Commentaire : Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis, et on calcul A_{trans} :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tran} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{tran} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{ct28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_{tran} \geq 0.175 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_t = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.175 \text{ cm}^2), \text{ don on prend } A_{tran} = 0.45 \text{ cm}^2$$

b. Calcul à la torsion

- **Moment de torsion**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{tor}} = -M_{\text{aB}} \times \frac{L}{2} = -10.98 \times \frac{3.4}{2} = -18.66 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_{aB} : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie (A-B) de l'escalier (Type 1).

Donc $M_{\text{aB}} = 10.98 \text{ KN.m}$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\phi}{6}$), car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \text{Min}(b; h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

- **Contrainte de cisaillement en torsion (BAEL A.5.4.22)**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \Omega e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega : \text{air du contour tracé à mi-hauteur} \\ \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 625 \text{ cm}^2 \\ U = 2[(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm} \\ U : \text{périmètre de la section} \end{array} \right.$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{18.66}{2 \times 625 \times 5} = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{FNP}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

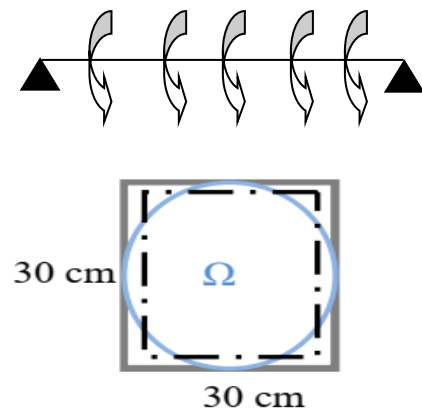
$$\tau_u = 2.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C. V})$$

- Pour une section pleine en béton armé les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment (BAEL A.5.4.3) [2].

$$(\tau_{\text{tranchant}})^2 + (\tau_{\text{torsion}})^2 \leq (\bar{\tau}_u)^2$$

$$\tau_{\text{tranchant}} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$(0.69)^2 + (2.98)^2 \leq 3.33^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$



- **Ferraillage a la torsion : (BAEL A.5.4.4)**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{18.66 \times 100 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 4.29 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage transversales**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{18.66 \times 150 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 0.64 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis: } A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{18.66 \times 100 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 0.42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

c. **Ferraillage global :**

❖ **Ferraillage longitudinal**

- **En travée:**

$$A_{tra}^{tot} = A_{tra}^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.91 + \frac{4.29}{2} = 8.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_a^{tot} = A_a^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.24 + \frac{4.29}{2} = 5.385 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage transversal**

$$\begin{aligned} A_t^{tot} &= A_t^{Fs} + A_t^{tor} = 0.45 + 0.64 = 1.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\emptyset 8 = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier } \emptyset 8 \\ &= 2.01 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

d. **Les vérifications nécessaires**

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.5\% \times B = 4.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \leq A_l^{tot} = 9.24 + 6.16 = 15.4 \text{ cm}^2$$

$$A_l^{tot} \leq A_{\max} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

e. **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après:

Tableau III.8. Vérification à l'ELS

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	36.90	10.01	45454	8.12	15	CV
Appui	21.71	7.87	28675	5.63	15	CV

f. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0.09 > \max \left[\frac{M_t}{10M_0}, \frac{1}{16} \right] = 0.085 \dots \dots (CV) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 27} = 0.0011 \leq 0.0105 (C.V) \\ 3: L = 4.68 < 8m (C.V) \end{array} \right.$$

h_t : Hauteur totale de la poutre palière = 30cm ;

M_{t ser}: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t ser} = 36.90 \text{ KN.m}$;

A_{travée}: Section d'armature en travée $A_t = 9.24 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée: $L = 3.4\text{m}$;

M_{0 ser}: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 ser} = 43.42 \text{ KN.m}$

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

III.3.11 schéma de ferrailage :

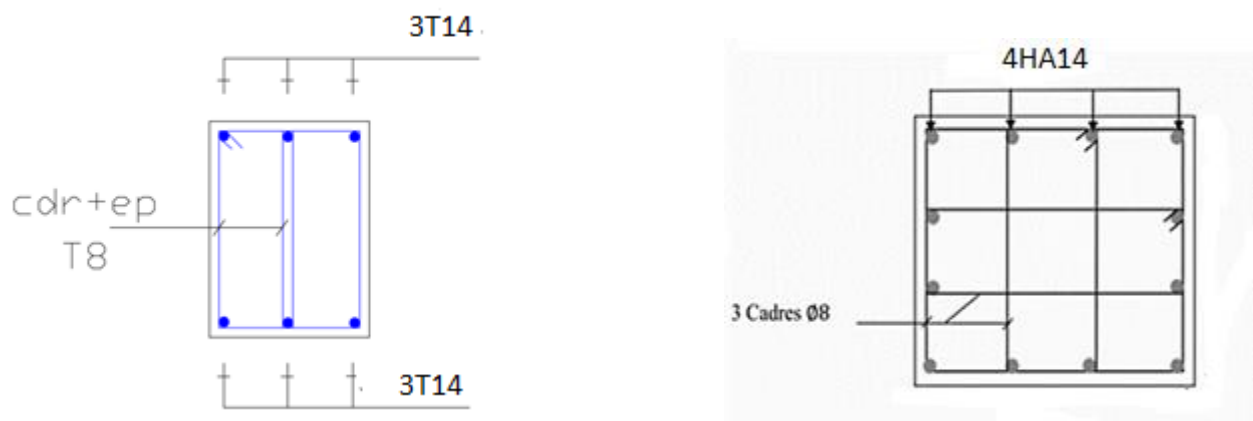


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude des dalles pleines (Balcons)

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, le calcul du balcon se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites). Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon).

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs) et une charge d'exploitation Q .

Dans notre cas on deux types des balcons

Type : Dalle sur deux appuis

a) $L_x = 1,4 \text{ m}$ $L_y = 2,3 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{140}{230} = 0,608$$

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ Travaille dans les deux sens.

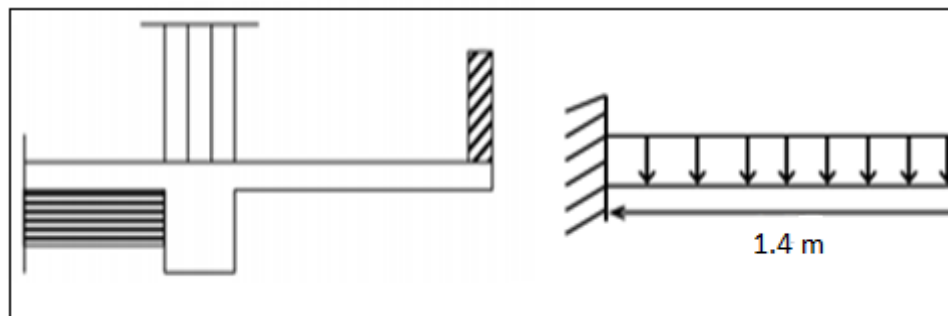


Figure III.12. Schéma statique du balcon.

Evaluation des charges

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1.

Combinaison des charges

-ELU

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

$$q_u = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 12,47 \text{ K/m}$$

$$q_u = 12,47 \text{ K/m}$$

-ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1m$$

$$q_s = (5,35 + 3,5) \times 1m = 8,85 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8,85 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations

$$\text{-ELU } \nu=0 ; \rho = 0,608$$

$$\mu_x = 0,080; \quad \mu_y = 0,307$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,080 \times 12,47 \times 1,4^2 = 1,955 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,307 \times 1,955 = 0,6 \text{ KN.m}$$

Panneau de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 1,955 = 1,6617 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 0,6 = 0,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,3 \times 1,955 = -0,5865 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -0,3 \times 0,6 = -0,18 \text{ KN.m}$$

$$\text{-ELS } \nu=0,2 \rho = 0,608$$

$$\mu_x = 0,0857 \mu_y = 0,4781$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0857 \times 12,47 \times 1,4^2 = 2,094 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,4781 \times 2,094 = 1,001 \text{ KN.m}$$

Panneau de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 2,094 = 1,779 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 1,001 = 0,850 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,3 \times 2,094 = -0,628 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -0,3 \times 1,001 = -0,3003 \text{ KN.m}$$

Ferraillage**Tableau III.9.** Ferraillage de la dalle pleine sur deux appuis type 2.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	x-x	1,6617	0,006	0,007	134,62	0,35	4HA8=2,01
	y-y	0,51	0,0019	0,002	134,89	0,10	4HA8=2,01
Appuis	x-x	-0,5865	0,002	0,002	134,89	0,12	4HA8=2,01
	y-y	-0,18	0,0006	0,0007	134,96	0,3	4HA8=2,01

Vérification à l'ELU**Condition de non fragilité**

$\rho = 0,608 > 0,4$ Donc :

$$A_{min\ x} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b h_0$$

$$A_{min\ y} = \rho_0 b h_0$$

Pour l'acier $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.08 \%$

$$A_{min\ x} = 0,0008 \times \frac{(3-0,608)}{2} \times 100 \times 15 = 1,43 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min\ y} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$A_{min\ x} = 1,43 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_{min\ y} = 1,20 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = V_{max} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y^4 + L_x^4)} \Rightarrow V_u = V_{max} = \frac{12,47 \times 1,4}{2} \times \frac{2,3^4}{2,3^4 + 1,4^4} = 7,675 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7,675 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,056 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.10. vérification à l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 2.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée									
X-X	1,779	2,56	4167,7	1,09	15	Vérifiée	70,04	201.63	Vérifiée
Y-Y	0,85	2,56	4167,7	0,52	15	Vérifiée	33,46	201.63	Vérifiée
Sur appuis									
X-X	-0,628	2,56	4167,7	0,38	15	Vérifiée	24,72	201.63	Vérifiée
Y-Y	-0,3003	2,56	4167,7	0,18	15	Vérifiée	11,82	201.63	Vérifiée

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,4} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{1,4} = 0,107 > \frac{17,071}{10 \times 17,071} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 0,0014 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

Vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche ne s'impose pas.

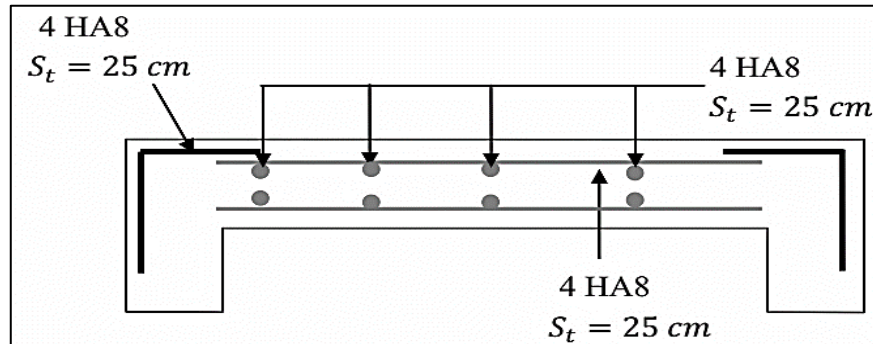


Figure III.13. Schéma de ferrailage du balcon.

Remarque : Le ferrailage est fait pour le balcon le plus sollicité.

III.6. Etude des planchers

Les planchers sont les aires ou les surface planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre. Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique. Cette solution, très communément employée dans les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.6.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles ;
- Dalle de compression.

III.6.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.6.2.1. Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)**♣ Conditions d'application** (Article.B6.2.210) [11]

Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2; 2G)$;
2. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ;
 $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$;
3. la fissuration doit être est peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$). On note :
 - Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher a surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot » ;
 - Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

♣ Application de la méthode (Article E.1.2 P128) [2]**• Moments aux appuis ($M_a < 0$)**

$$M_a \begin{cases} -0.6M_0 : \text{sur un appui central d'une poutrelle à 2 travées.} \\ -0.5M_0 : \text{sur les appuis voisins de rive d'une poutrelle à plus de 2 travées .} \\ -0.4M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaire pour les poutrelles à plus de 3 travées.} \end{cases}$$

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

♣ Remarque :

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant d'après (Art 7.10/a P77) [3], le règlement exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis pour équilibrer un moment fictif égal :

$$M_{arive} = -0,15 M_0$$

$$\text{Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n).$$

• Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

Tableau III.11. Les moments en travée par la méthode forfaitaire

Moment	Conditions	Formules
Moments en travées	01	$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[1.05; 1 + 0.3 \alpha] M_0$
		$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$
	02	$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$

Avec,

M_t : le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_g et M_d : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite;

$\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge du plancher « le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation » ;

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison »

- **Evaluation des efforts tranchants**

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis, l'effort tranchant hyperstatique ' V ' est égale à l'effort tranchant isostatique ' V_0 ' sauf sur les appuis voisins de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 15\% \rightarrow \text{s'il s'agit d'une poutre à deux travées.} \\ 10\% \rightarrow \text{s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.} \end{array} \right.$$

On note que :

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec,

V_0 : effort tranchant isostatique;

q_u : la charge sur les poutrelles;

l_i : la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes:

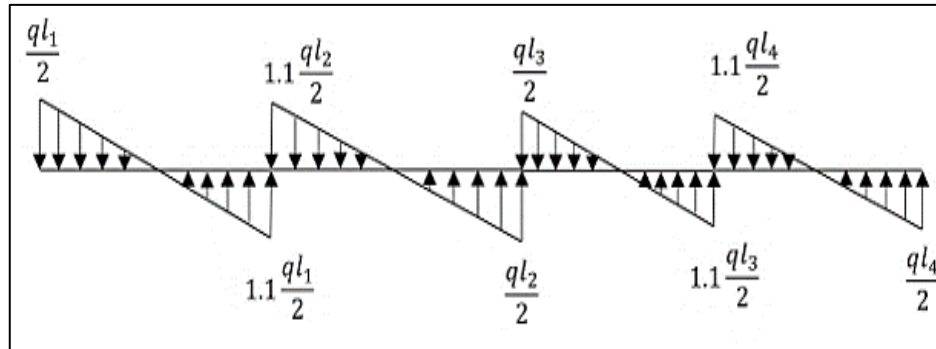


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à plusieurs travées.

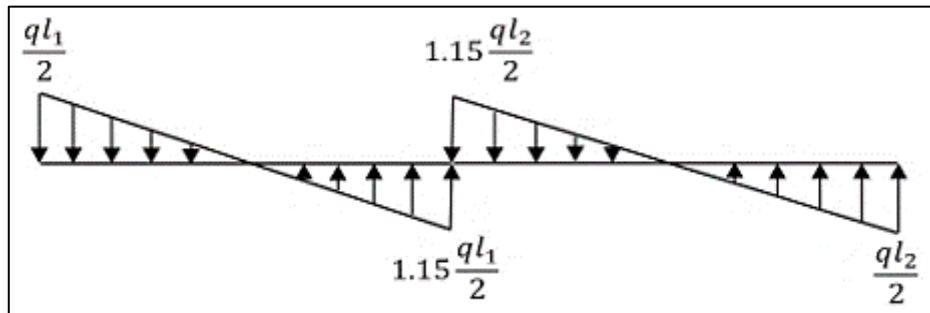


Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.

Soit par la méthode RDM

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

III.6.2.2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

♣ **Condition d'application** Article B.6.2, 220 [2]

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé :

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2; 2G)).$$

♣ **Principe de la méthode** Article B.6.2, 221 [2]

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

♣ **Application de la méthode**

• **Moments aux appuis** article E.2.2,1[2]

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$l'_g ; l'_d$: Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré ;

$q_g ; q_d$: Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 l \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l' = l \dots\dots\dots \text{travée de rive} \end{array} \right.$$

- **Moment en travée** article E.2.2, 2 [2]

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec :

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (l - x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- **Efforts tranchants** (Article E.2.2, 3) [2]

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec,

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée

III.6.2.3. Méthode de Caquot minoré

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

$$G' = 2/3 G.$$

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

Type des poutrelles :

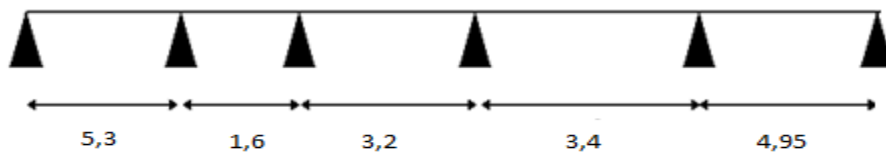
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles à étudier.

- **Plancher terrasse**

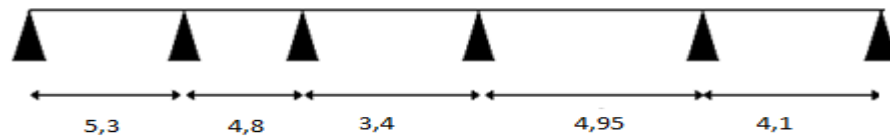
Type 1 : Poutrelle sur 3 appuis à 2 travée.



Type 2 : Poutrelle sur 6 appuis à 5 travées.



Type 3 : Poutrelle sur 6 appuis à 5 travées.

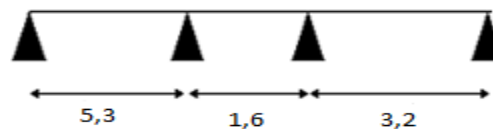


- **Plancher étage**

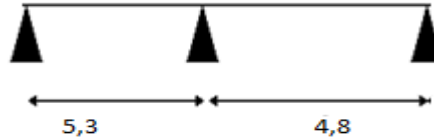
Type 1 : Poutrelle sur 3 appuis à 2 travée.



Type 2 : Poutrelle sur 4 appuis à 3 travées.



Type 3 : Poutrelle sur 3 appuis à 2 travées



III.6.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

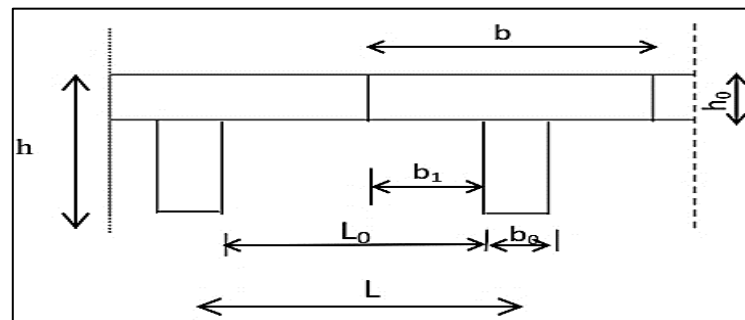


Figure III.16. Dimensions de la poutrelle

- **Dimensionnement de la poutrelle**

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

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

III.6.3.1. Evaluation des charges appliquées à chaque poutrelle :

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

Tableau III.12. Les chargements sur les poutrelles.

DESIGNATION	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q	
			P _u (KN/m ²)	q _u 0.65× P _u (KN/m)	P _s (KN/m ²)	q _s 0.65× P _u (KN/m)
Terrasse inaccessible	6,33	1	10.045	6.529	7.33	4.764
Habitation (du RDC au 4 étage)	5,28	1.5	9.378	6.095	7.78	4.407

III.6.3.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, nous disposons de deux natures de poutrelles.

- Poutrelles isostatiques : La détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) $Q \leq \min(2G; 5\text{KN/m}^2)$

- Plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} = 6,33 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$

$1 \leq \min(2 \times 6,33; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 1 \leq \min(12,66 \text{ KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Plancher étage: $G_{\text{etage}} = 5,28 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{etage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$1,5 \leq \min(2 \times 5,28; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 1,5 \leq \min(10,56\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

2) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

3) Fissuration peu préjudiciable.

4) Le rapport entre deux travées successives $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

Type 1

$0,8 \leq \frac{3,7}{3,2} = 1,15 \leq 1,25$... Condition vérifiée.

Type 2 (Terrasse inaccessible + etage)

$0,8 \leq \frac{5,3}{1,6} = 3,31 \leq 1,25$... Condition non vérifiée.

$0,8 \leq \frac{1,6}{3,2} = 0,5 \leq 1,25$... Condition vérifiée.

$0,8 \leq \frac{3,2}{3,4} = 0,94 \leq 1,25$, ... Condition vérifiée.

$0,8 \leq \frac{3,4}{4,95} = 0,68 \leq 1,25$... Condition vérifiée.

Type 3 (Terrasse inaccessible)

$0,8 \leq \frac{5,3}{4,8} = 1,1 \leq 1,25$... Condition vérifiée.

$0,8 \leq \frac{4,8}{3,4} = 1,41 \leq 1,25$... Condition non vérifiée.

$0,8 \leq \frac{3,4}{4,95} = 0,68 \leq 1,25$... Condition vérifiée.

$0,8 \leq \frac{4,95}{4,1} = 1,2 \leq 1,25$... Condition vérifiée.

Type 3 (Etagé)

$0,8 \leq \frac{5,3}{4,8} = 1,10 \leq 1,25$... Condition vérifiée.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant.

Tableau III.13. choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Vérifiée	$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	Méthode forfaitaire
Type 2	NON Vérifiée	$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	Méthode Caquot
Type 3 Terrasse	NON Vérifiée	$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	Méthode Caquot
Type 3 Etage	Vérifiée	$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	Méthode forfaitaire

A. Plancher étage

La charge permanente $G = 5.28 \text{ KN/ m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/ m}^2$

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (5.28)$$

$$G' = 3.52 \text{ KN/m}^2$$

À L'ELU

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$P_u' = 1.35 \times (3.52) + 1.5 \times (1.5)$$

$$P_u' = 7 \text{ KN/m}^2$$

À L'ELS

$$P_s' = G' + Q ; P_s' = (3.52) + (1.5)$$

$$P_s' = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

♣ Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par la poutrelle (type 1) sont résumées comme suit:

Tableau III.14. les chargements sur les poutrelles.

DESIGNATION	G'	Q	ELU		ELS	
			1.35G' + 1.5 Q		G' + Q	
			P' _u	q' _u	P' _s	q' _s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	0.65× Pu (KN/m)	(KN/m ²)	0.65× P' _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	4.22	1	7.19	4.67	5.22	3.393
Habitation (du RDC au 5 ^{eme})	3.52	1.5	7	4.55	5.02	3.263

♣ Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 01 :

Typ1 : poutrelle sur 3appuis à 2 travées



ELU

Tableau III.15. Sollicitation à l'ELU.

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _a (KN. m)	M _t (KN. m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Travée 1	3,7	6.095	-8.02	13.10	- 12.66	25.92
Travée 2	3,2	6.095	-4.80	6.40	- 19.25	13.17

Figure

III.17.

Diagramme des moments type 1à ELU .

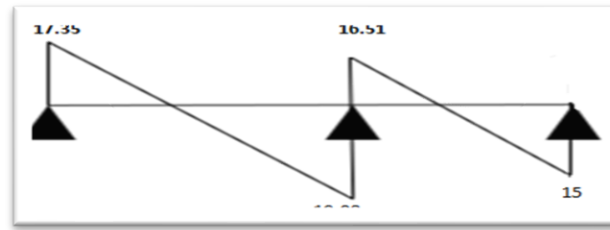


Figure III.18. Diagramme des efforts tranchants type 1 à ELU.

ELS

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L (m)	qs (KN /m)	Ma (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Travée 1	3,7	4.407	-5.80	9.47	-9.15	18.74
Travée 2	3,2	4.407	-3.47	4.63	- 13.91	9.52

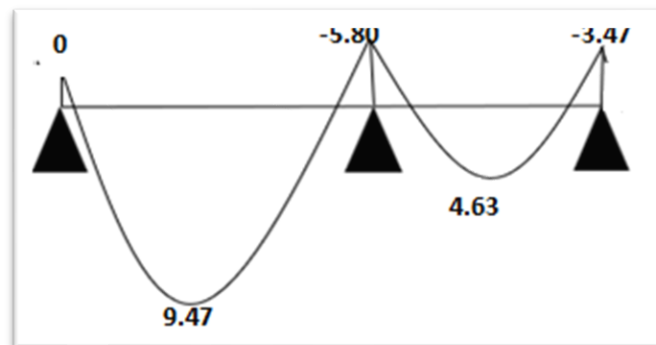


Figure III.19. Diagramme des moments type 1 à ELS.

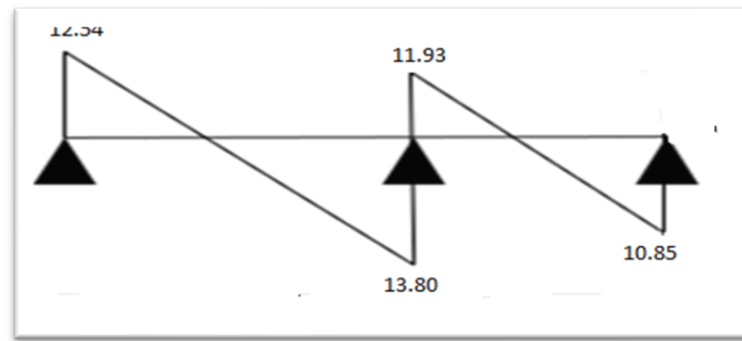
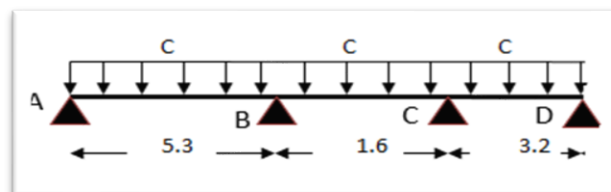


Figure III.20. Diagramme des efforts tranchants type 1 à ELS.

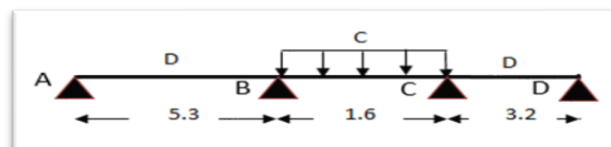
Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on doit type de combinaison de charge:

Type2 poutrelle sur 4 appuis à 3 travées

Cas 01 : CCC



Cas 02 :DCD



Cas 03 :CDC

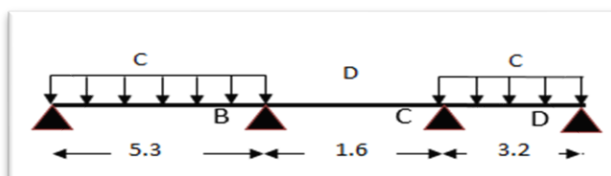
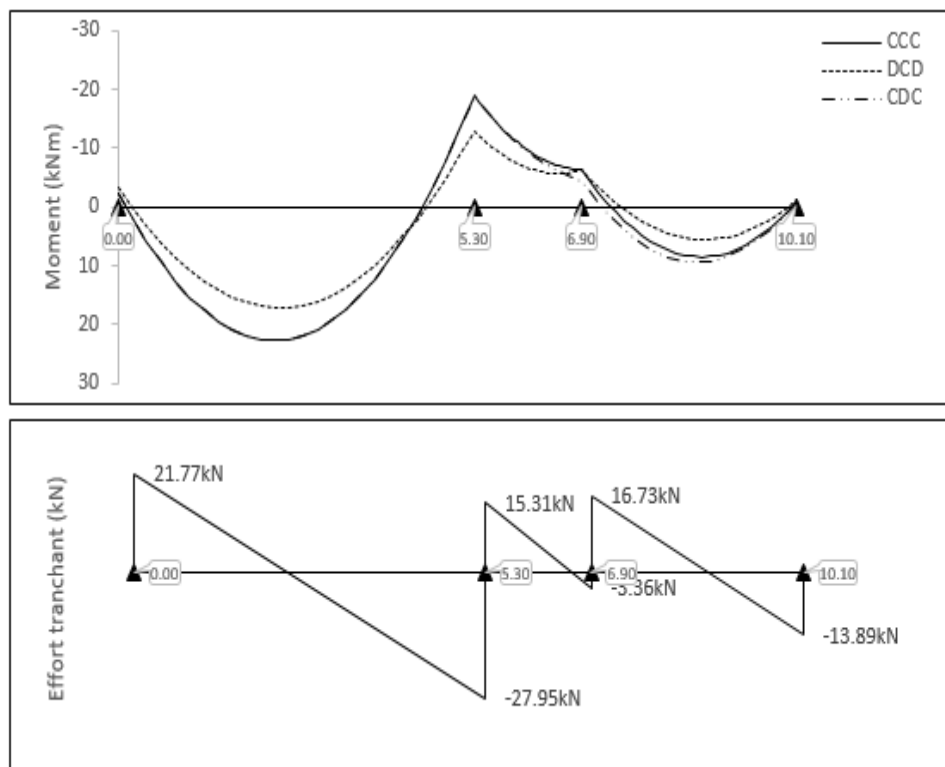


Tableau III.17. Moments sur travées (poutrelle type 2 étage).

Appui	ELS (KN.m)				ELU (KN.m)			
	A	B	C	D	A	B	C	D
Ma	-2.38	-13.55	-4.66	-0.87	-3.29	18.90	-6.41	-1.20
V_{max}	15.75	11.02	12.0	0	21.77	15.31	16.73	0
V_{max}	15.75	20.19	12.08	10.02	21.77	27.95	16.73	13.89

Tableau III.18. Moments en travées (poutrelle type3 (terrasse)).

Travées	V _{max}		Moments en travée M _t (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	-27.95	-20.19	22.80	16.54
BC	-3.36	-2.27	-2.60	-2.02
CD	-13.89	-10.02	9.39	6.76

**Figure III.21.** Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (étage) en ELU

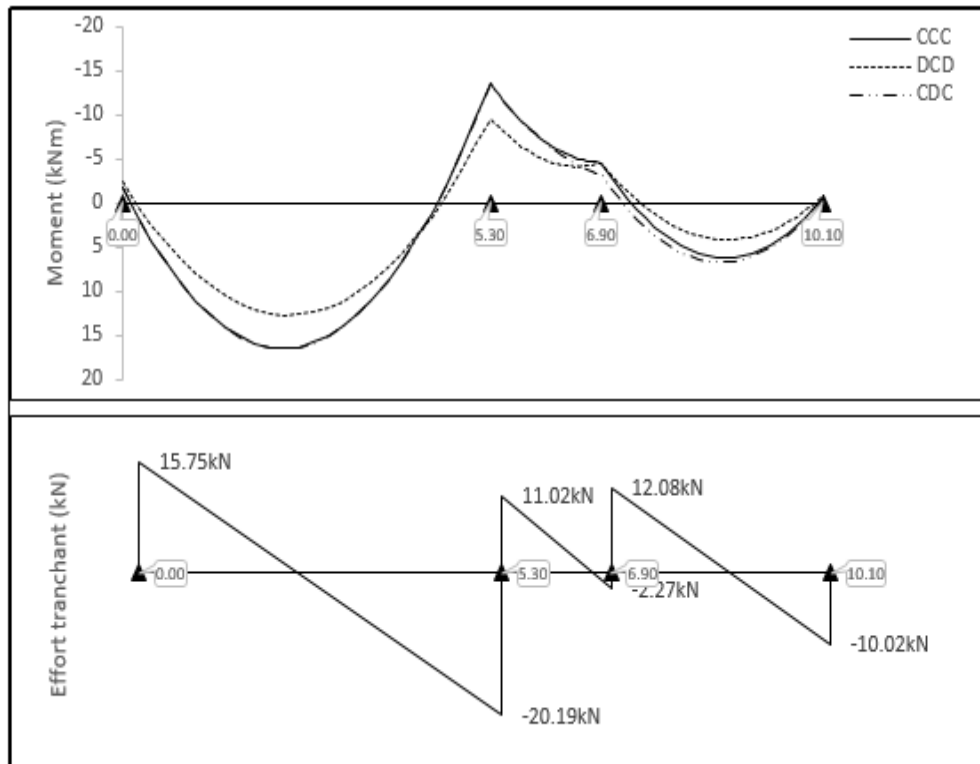
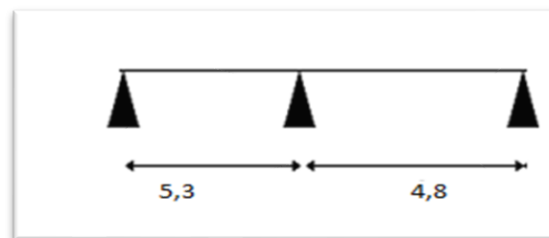


Figure III.22. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (étage) en ELS

Type 3 : Poutrelle sur 3 appuis à 2 travées



ELU

Tableau III.19. Sollicitation à l'ELU.

Travée	L (m)	q_u (KN /m)	M_a (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Travée 1	5.3	6.095	-16.46	26.88	- 27.34	24.85
Travée 2	4.8	6.095	-10.80	17.10	- 22.51	24.76

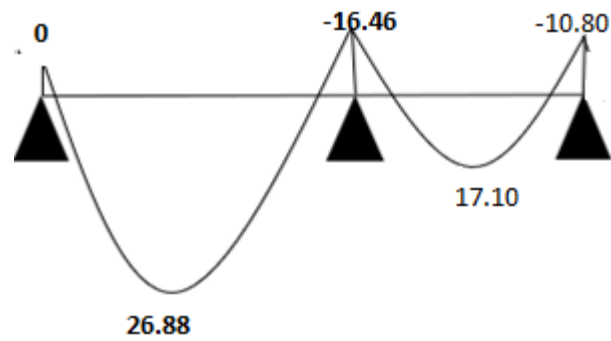


Figure III.23. Diagramme des moments type 3 à ELU .

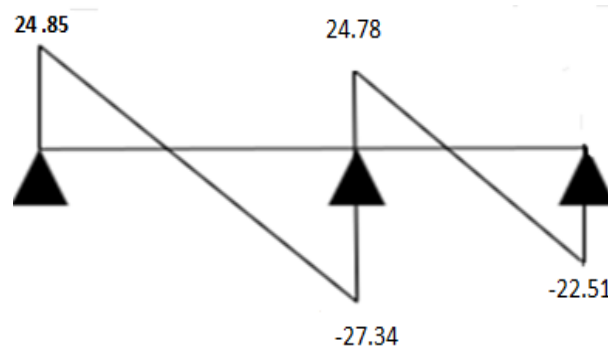


Figure III.24. Diagramme des efforts tranchants type 3 à ELU.

ELS

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L (m)	qs (KN /m)	M_a (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Travée 1	5.3	4.407	-11.90	19.43	- 19.76	17.97
Travée 2	4.8	4.407	-3.47	4.63	- 16.27	17.90

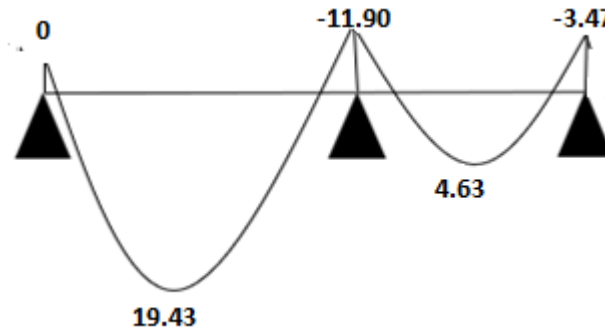


Figure III.25. Diagramme des moments type 3à ELS .

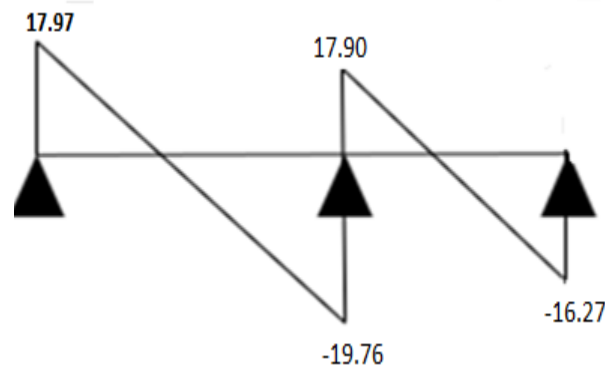


Figure III.26. Diagramme des efforts tranchants type 3à ELS.

Ferraillage des poutrelles dans l'étage.

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III.21. Les sollicitations les plus défavorables.

	$M_0 \text{ max}$ (KN. m)	$M_t \text{ max}$ (KN. m)	$M_a \text{ max}$ (KN. m)	V_{max} (KN)
ELU	21.40	13.93	19.57	19.27
ELS	15.47	10.08	11.96	14.35

ELU❖ **En travée**

$$M_u = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14,16 \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 58905600 \text{ N.mm}$$

$M_{t \text{ max}} = 13.93 \text{ KN.m} < M_u = 58,905 \text{ KN.m}$ la section est calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t \max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.93 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,16} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,058$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0,058) = 17,582 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{13.93 \times 10^6}{175.82 \times 347.82} = 227.786 \text{ mm}^2 = 2.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc } A_t = 2.27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{S \min} = \frac{0.23 b \times d \times f_{t28}}{f_e} ;$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 141,277 \text{ mm}^2 = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_t; A_{S \min}]$$

$$A_s = \max[2,27 \text{ cm}^2; 1,412 \text{ cm}^2] ; A_s = 2,27 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : 3HA10 = 2,36 cm².

❖ En appui

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 rectangulaire $d = 18 \text{ cm}$ et $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19,57 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,16} = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,05$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0,05) = 17,64 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{19,57 \times 10^6}{176,4 \times 347.82} = 318,96 \text{ mm}^2 = 3,18 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc } A_a = 3,18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,735 \text{ mm}^2 = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max[A_a; A_{S \min}]$$

$$A_S = \max[3.18 \text{ cm}^2; 0,217 \text{ cm}^2] ; A_S = 3.18 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_S = 3.39 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte: 3HA12 = 3.39 cm².

-Vérifications à l'ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19,27 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.107 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu nuisible. (BAEL 91 A.5.1,211)

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0.107 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Choix des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right\} = \min \{5,714; 10; 10\} = 5,714$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} ; A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'espaceur S_t (BAEL A.5.1 ,23) [2]

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$1) S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0,4 \times b_0)}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(0,57 \times 235)}{(0,4 \times 10)} = 33,48 \text{ cm}$$

$$3) S_{t3} \leq \frac{(0,8 A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0,3 f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8 \times 0,57 \times 235)}{10(0,797 - 0,3 \times 2,1)} = 64,16 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm}; 33,48 \text{ cm}; 64,16 \text{ cm})$$

On prend l'espaceur de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la bielle de béton (BAEL A.5.1 ,313) [2]

On limite la contrainte de bielle à:

$$\frac{2V_u}{b \times a} \leq \frac{0,8 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a \geq \frac{3,75 V_u}{b \times f_{c28}} = \frac{3,75 \times 19,27 \times 10^3}{1000 \times 25} = 2,89 \text{ cm}$$

$$a = \min(0,9d; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow 4,192 \text{ cm} < 16,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 b d h_0} < \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec } b_1 = 27,5 \text{ cm}; \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19,27 \times 10^3 \times 275}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,235 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des armatures longitudinales en partie basse de l'appui (BAEL A.5.1 ,321)

[2]

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant V_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{Z} ; \quad Z = 0,9d$$

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \begin{cases} M_u \geq 0,9dV_u ; dF_dV_u \text{ négligeable} \\ M_u \geq 0,9dV_u A_s \geq \frac{\gamma_s \left(|V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$13.93 > 0,9 \times 0,18 \times 19,27 = 3.12$ Donc les efforts V_u sont négligeables.

-Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes

En travée

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

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,63(18 - 4) = 177.7 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15(18 - y)1.63 = 0$$

$$32,5 y^2 + 24,45y - 440.1 = 0$$

$$y = 3,322 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3,322^3 + 15(18 - 3,322)^2 \times 1,63 = 6061.115 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{10,08 \times 10^6}{6061.115 \times 10^4} \times 33,22 = 5.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifiée.}$$

En appui

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_a(d - h_0) = \frac{100 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,93(18 - 4) = 394.7 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 + 15(18 - y)1.93 = 0$$

$$50y^2 + 28.95y - 521.1 = 0$$

$$y = 2,95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 1,93^3 + 15(18 - 1,93)^2 \times 1,93 = 7715.585 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{11,96 \times 10^6}{7715.585 \times 10^4} \times 29.5 = 4.572 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.572 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifier.}$$

Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_b (MPa)$	$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	10.08	1.63	3,322	6061.115	5.52	Vérifiée
Appuis	11,96	1.93	2,95	7715.585	4.57	

Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1)[2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h = 0,2 \text{ m} ; \quad l = 5,3 \text{ m} ; \quad A_{s_t} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{4,00} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.63}{65 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

Tel que:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc} \quad \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{4000}{500} = 11.1 \text{ mm} .$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$

I_{fi} : L'inertie fissurée.

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} ; \quad \mu = 1 - \frac{2,3f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}} ; \quad \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 0,23; \rho = 0,012; \lambda_i = 3,554 ; I_0 = 38326,315 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} = 22928,120 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 1,107 \text{ mm} < 11.1 \text{ mm} \quad \text{Donc } f \leq \bar{f} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

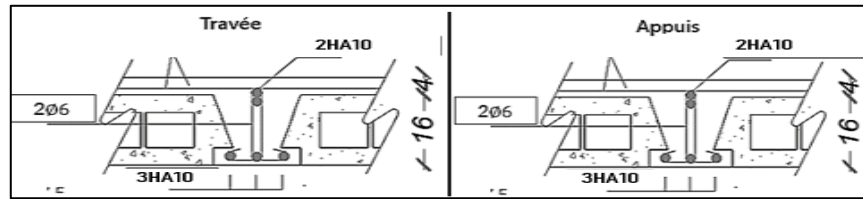


Figure III.27. Schéma de ferrailage des planchers étage.

B. Plancher terrasse :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on type de combinaison de charge :

Type1

Type 1: poutrelle sur 3appuis à 2 travées



ELU

Tableau III.23. Sollicitation à l'ELU.

Travée	L (m)	q_u (KN /m)	M_a (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Travée 1	3,7	10.05	-8,60	13.75	-13.27	27.48
Travée 2	3,2	10.05	-5.14	6.69	-20.41	13.91

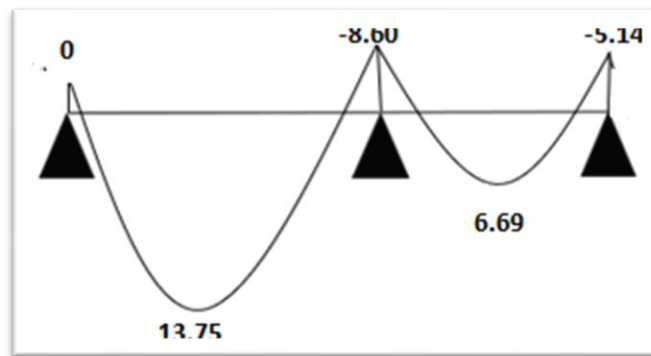


Figure III.28. Diagramme des moments type 1 à ELU .

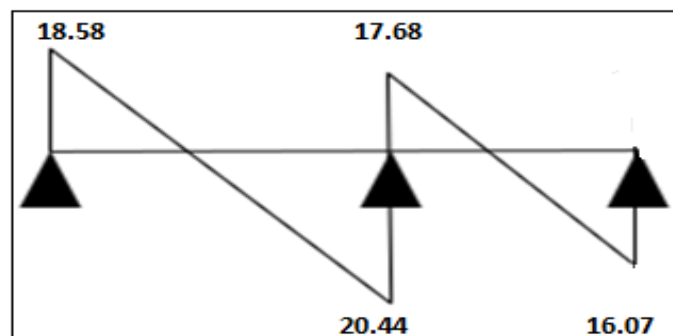


Figure III.29. Diagramme des efforts tranchants type 1 à ELU.

ELS

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L (m)	qs (KN /m)	Ma (KN. m)	M _t (KN. m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Travée 1	3,7	12.54	-6.27	10.03	-9.68	20.05
Travée 2	3,2	9.38	-3.75	4.88	- 14.90	10.15

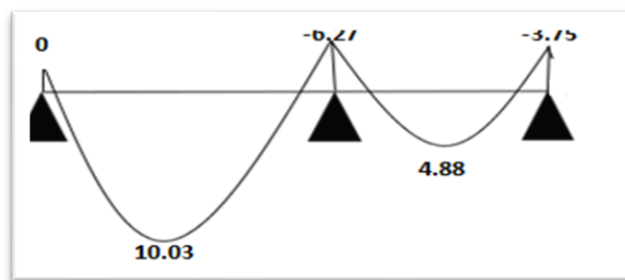


Figure III.30. Diagramme des moments type 1 à ELS.

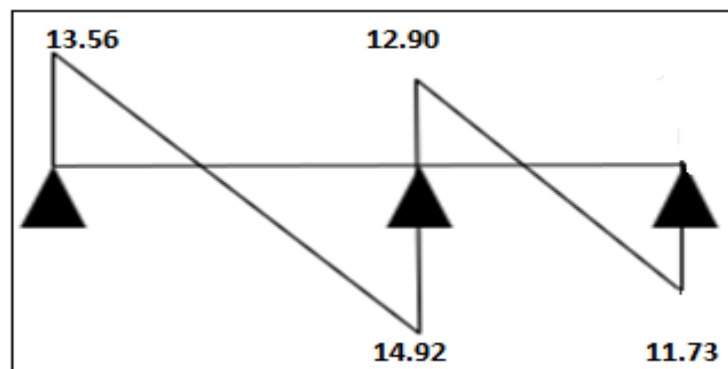
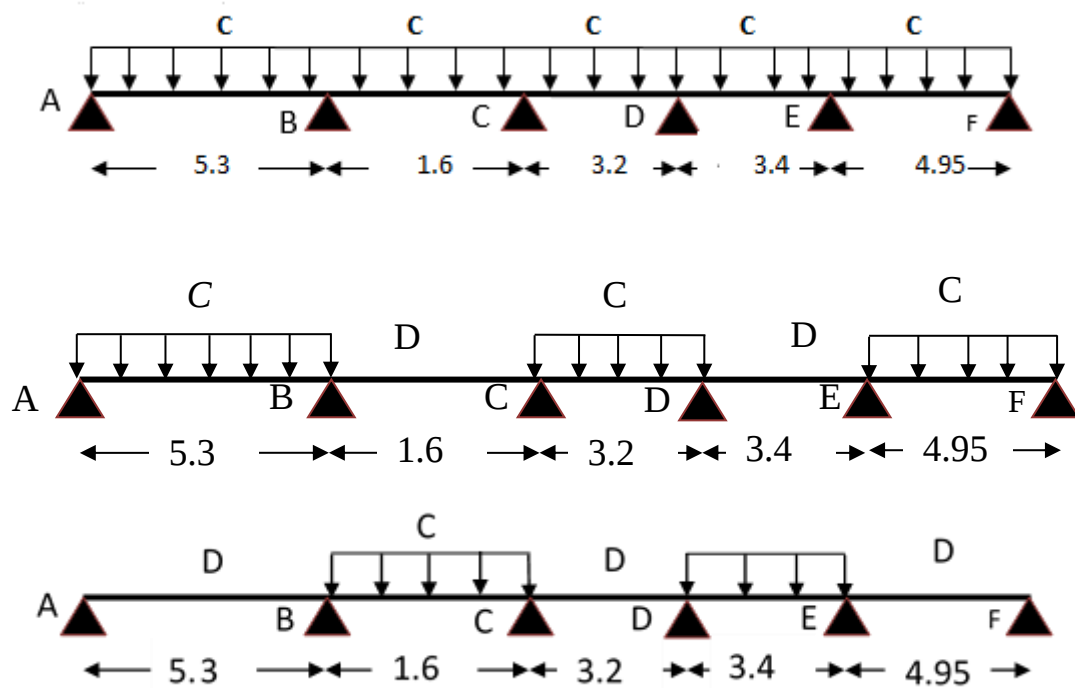


Figure III.31. Diagramme des efforts tranchants type 3 à ELS.

Type 2:

Cas 01 :



Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau III.25. Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
M_a	0.00	-	-4.16	-5.92	-	-0.00	0.00	-	-3.02	-4.29	-	-0.00
		19.43			15.61			14.09			11.32	
V_{ama}	-	-	-	-	-	/	16.77	12.78	11.45	10.83	20.43	/
x	22.97	17.58	15.70	14.88	28.02							
V_{ama}	-	-	-0.51	-	-	-	16.77	22.08	11.45	12.13	20.43	16.23
x	22.97	30.29		16.62	19.93	22.27						

Tableau III.26. Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).

	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	AB	BC	CD	DE	EF	AB	BC	CD	DE	EF
M_t	26.25	-	8.21	5.67	23.66	19.19	-	5.99	4.08	17.28
		3.38					2.50			
V_{amax}	30.29	-	-16.62	-19.93	-22.27	-22.08	-	-12.13	-14.53	-16.23
		0.51					0.29			

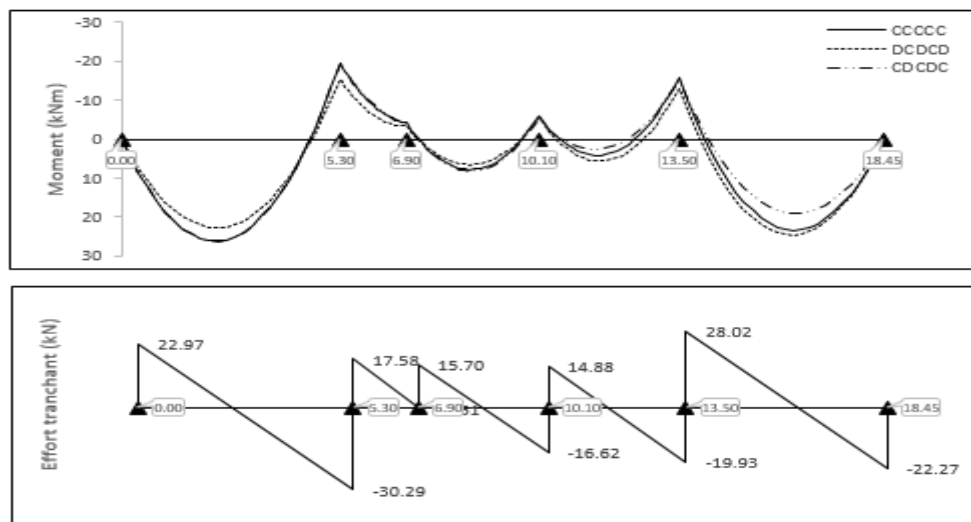


Figure III.32. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELU

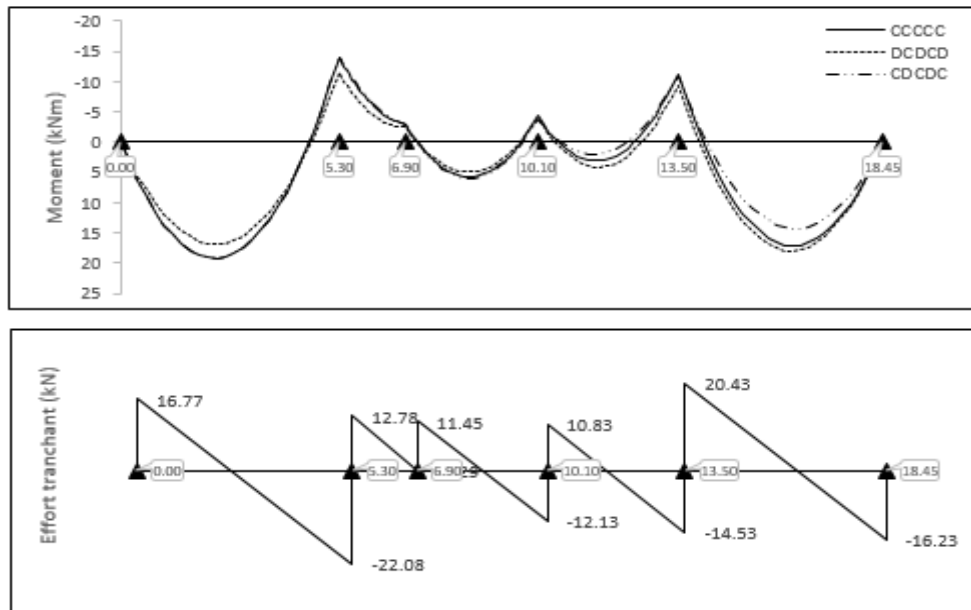
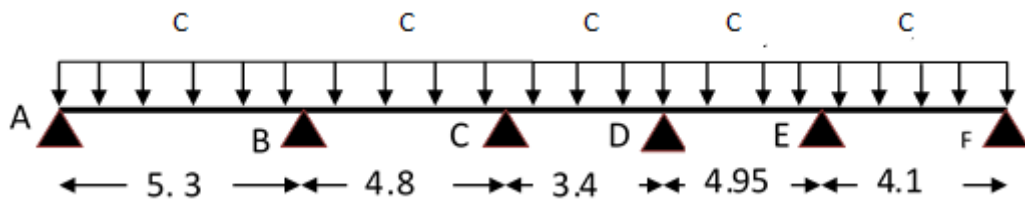


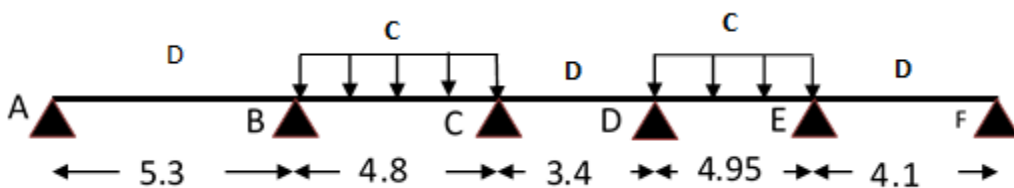
Figure III.33. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELS

Type 3:

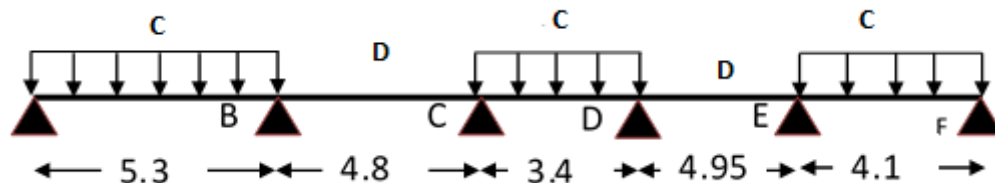
Cas 01 : CCCCC :



Cas 02 : DCDCD:



Cas 03 : CDCDC :



Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau III.27. Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Ma	0.00	- 19.04	-9.91	- 10.42	- 13.76	-0.00	0.00	- 13.81	-7.18	-7.56	-9.98	-0.00
V_amax	23.23	26.01	16.96	24.38	23.95	/	16.96	18.97	12.37	17.78	17.46	/
V_amax	- 23.23	30.21	22.69	24.38	25.54	17.60	16.96	22.03	16.54	17.78	18.63	12.84

Tableau III.28. Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).

	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	AB	BC	CD	DE	EF	AB	BC	CD	DE	EF
Mt	26.87	16.27	5.93	19.71	15.36	19.61	11.83	4.28	14.37	11.20
V_amax	- 30.21	-22.69	-17.23	-25.54	-17.60	-22.03	-16.54	-12.57	-18.63	-12.84

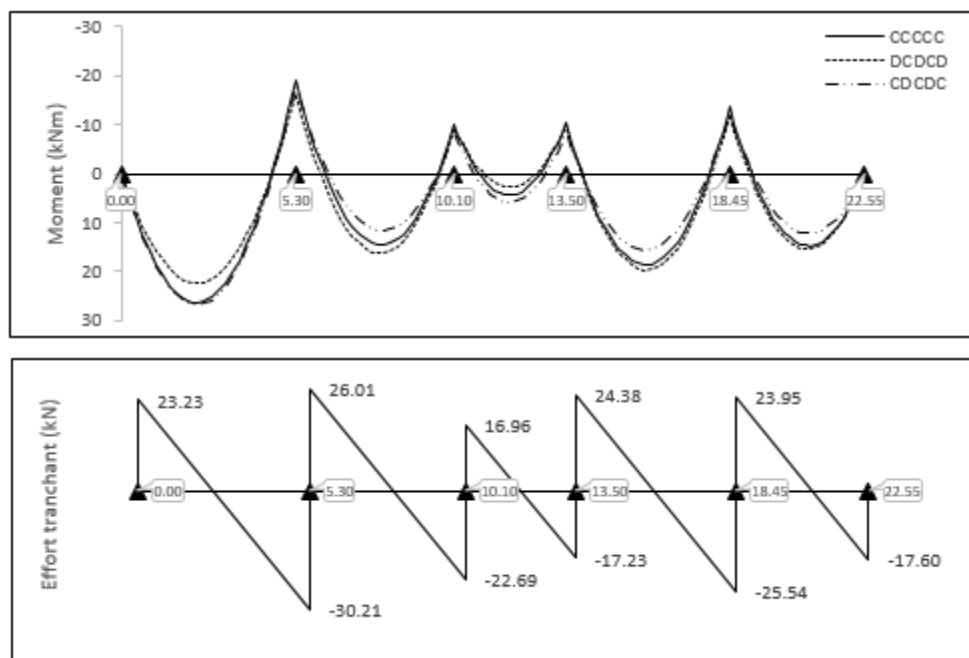


Figure III.34. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELU

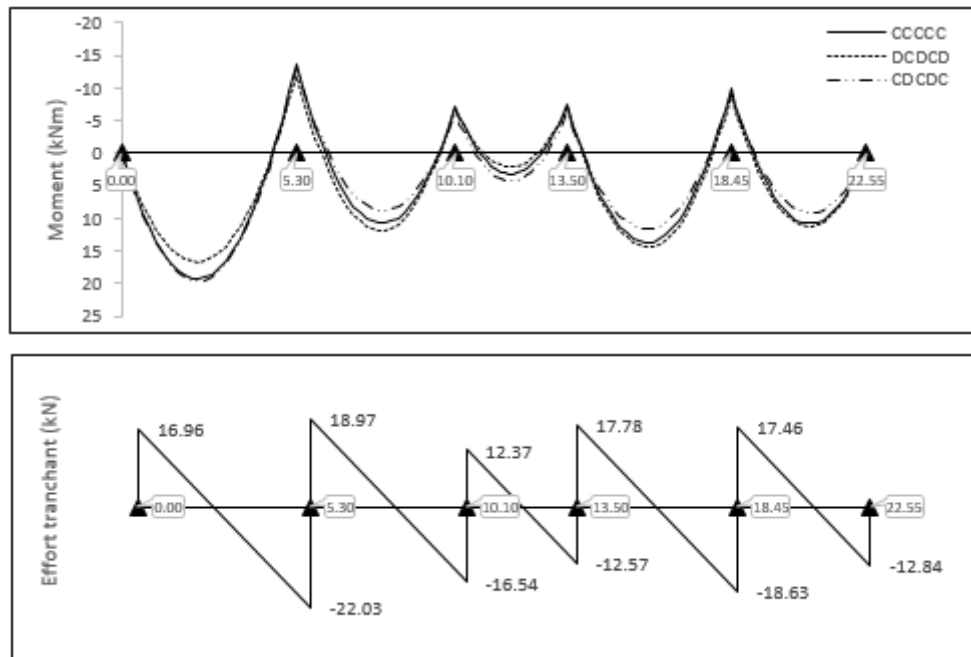


Figure III.35. Courbe des moments poutrelle et effort tranchant type1 (terrasse) en ELS

Ferrailage des poutrelles dans la terrasse

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III.29. Les sollicitations les plus défavorables.

	$M_0 \text{ max}$ (KN. m)	$M_t \text{ max}$ (KN. m)	$M_a \text{ max}$ (KN. m)	V_{max} (KN)
ELU	13,058	14.83	19.22	20.91
ELS	9,528	10.83	13.03	15.26

ELU

En travée

$$M_u = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_u = 650 \times 40 \times 14,16 \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 58905600 \text{ N.mm} = 58,905 \text{ KN.m}$$

$M_{t \text{ max}} = 14,83 \text{ KN.m} < M_u = 58,905 \text{ KN.m}$ la section est calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 18 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t \text{ max}}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.83 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.16} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,062$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0,062) = 17,55 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{14.83 \times 10^6}{175.5 \times 347.82} = 242.94 \text{ mm}^2 = 2,42 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc } A_t = 2,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 141,277 \text{ mm}^2 = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_t; A_{S \min}]$$

$$A_s = \max[2,42 \text{ cm}^2; 1,412 \text{ cm}^2]; A_s = 2,42 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 2,42 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

En appui

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 rectangulaire $d = 18 \text{ cm}$ et $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19.22 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.16} = 0,418 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,418}) = 0,192$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0,192) = 16,617 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{19,22 \times 10^6}{166,17 \times 347.82} = 332.54 \text{ mm}^2 = 3,32 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc } A_a = 3,32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,735 \text{ mm}^2 = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max[A_a; A_{S \min}]$$

$$A_S = \max[3,32 \text{ cm}^2; 0,217 \text{ cm}^2] ; A_S = 3,32 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_S = 3,32 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : 3HA12 = 3.39 cm².

-Vérifications à l'ELU

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0 \times d)} = \frac{20,91 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,16 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu nuisible. (BAEL 91 A.5.1,211)

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 1,16 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Choix des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right\} = \min \{5,714; 10; 10\} = 5,714$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \quad ; \quad A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'espaceur S_t (BAEL A.5.1 ,23) [2]

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$1) \quad S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0,4 \times b_0)}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(0,57 \times 235)}{(0,4 \times 10)} = 33,48 \text{ cm}$$

$$3) \quad S_{t3} \leq \frac{(0,8 A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0,3 f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8 \times 0,57 \times 235)}{10(0,797 - 0,3 \times 2,1)} = 64,16 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm} ; 33,48 \text{ cm} ; 64,16 \text{ cm})$$

On prend l'espaceur de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la bielle de béton (BAEL A.5.1 ,313) [2]

On limite la contrainte de bielle à:

$$\frac{2V_u}{b \times a} \leq \frac{0,8 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a \geq \frac{3,75 V_u}{b \times f_{c28}} = \frac{3,75 \times 20,91 \times 10^3}{1000 \times 25} = 3,136 \text{ cm}$$

$$a = \min(0,9d; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow 3,136 \text{ cm} < 16,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

Vérifiée.

$\Rightarrow$ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 b d h_0} < \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec } b_1 = 27,5 \text{ cm} ; \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20.91 \times 10^3 \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,365 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui (BAEL A.5.1 ,321) [2]

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant V_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{Z} ; \quad Z = 0,9d$$

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \begin{cases} M_u \geq 0,9dV_u ; d \text{ et } V_u \text{ négligeable} \\ M_u \geq 0,9dV_u A_s \geq \frac{\gamma_s \left(|V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$9,434 > 0,9 \times 0,18 \times 20,91 = 3,387$; $9,434 > 3,387$ Donc les efforts V_u sont négligeables.

-Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes

En travée

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

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,76(18 - 4) = 150,4 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15(18 - y)1,76 = 0$$

$$32,5 y^2 + 26,4 y - 475,2 = 0$$

$$y = 3,43 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.43^3 + 15(18 - 3.43)^2 \times 1.76 = 6477,775 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{10,83 \times 10^6}{6477,775 \times 10^4} \times 34.3 = 5,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

En appui

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

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,76(18 - 4) = 150,40 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 + 15(18 - y)1,76 = 0$$

$$32,5 y^2 + 26,4y - 475,2 = 0$$

$$y = 3,43 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3,43^3 + 15(18 - 3,43)^2 \times 1,76 = 6477,77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{13,03 \times 10^6}{6477,77 \times 10^4} \times 34,3 = 5.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	σ_b (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	10.83	1.76	3.43	6477,77	1,73	Vérifiée
Appuis	13.03	1.76	3.43	6477,77	5.73	

Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1)[2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h = 0,2 \text{ m} \quad ; \quad l = 5,3 \text{ m} \quad ; \quad A_{st} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{5,3} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,76}{65 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \dots \dots \dots ; \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

Tel que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm} .$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$

I_{fi} : L'inertie fissurée.

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \quad ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 0,236; \quad \rho = 0,012; \quad \lambda_i = 3,554 ; I_0 = 38326,315 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 22928,120 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 2,046 \text{ mm} < 8 \text{ mm}$$

Donc $f \leq \bar{f}$... Condition Vérifiée.

Schéma de ferrailage

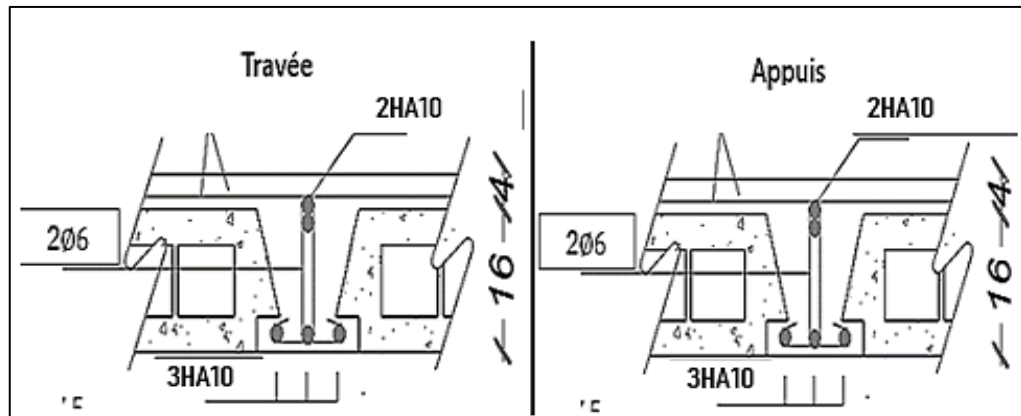


Figure III.36. Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse.

III.6.3.3. Ferrailage de la table de compression CBA93 article (B.6.8.4.2.3).[3]

D'après le CBA 93 la dalle surmontant les corps creux doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions de maille ne doivent pas dépasser 20 cm (pour les armatures perpendiculaires aux nervures) et 30 cm (pour les armatures parallèles aux nervures).

Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

On utilise des barres de type rond lisse (RL) de nuance $f_e = 235 \text{ MPa}$.

$$L_0 = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq L_0 \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte } 5\emptyset 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte } 4\emptyset 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\parallel} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

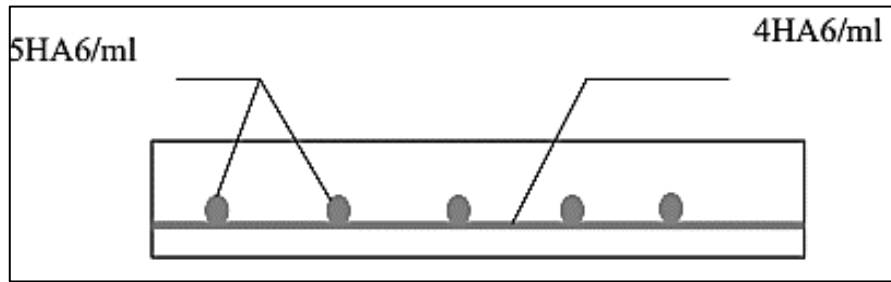


Figure III.37. Schéma de ferraillage de la dalle de compression

III.7. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA 93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferraillés. Dans le prochain chapitre on va entamer l'étude dynamique pour puisse calculer le ferraillage

CHAPITRE IV :
Modélisation de la structure et étude
dynamique

IV.1. Introduction

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière est basée sur une méthode dynamique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique

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 utilisateurs.

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.

IV.3. Présentation des méthodes d'estimation des forces sismiques

En Algérie, le « RPA99 modifié en 2003 » (art 4.1.1)[1] propose trois méthodes de calcul:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente (article 4.2 du RPA99/2003)[1]

a. Principe

C'est une méthode simple qui traite seulement le 1^{er} mode de vibration et elle néglige les autres modes. Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictif.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. 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 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.

c. Domaine d'application (article 4.1.2 du RPA99/2003)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

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

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale (article 4.3 du RPA99/2003)

a. 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.

b. Modélisation

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

1. 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,
2. 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 (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical),
3. 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,

4. 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,

5. 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),

6. 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.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan,
- La rigidité ou non des planchers,
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées,
- La déformabilité du sol de fondation.

Spectre de calcul : **L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

c. Domaine 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.

IV.3.3. 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.

IV.4. Choix de la méthode de calcul**IV.4.1. Critères de classification par RPA 99 version 2003****a. Classification des zones sismiques (RPA 99, Art.3.1)[1]**

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.

- **ZONE 0:** Sismicité négligeable,
- **ZONE I:** Sismicité faible,
- **ZONE II:** Sismicité moyenne,
- **ZONE III:** Sismicité élevée.

Dans notre cas, Jijel se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa.

b. Classification de l'ouvrage selon leur importance (RPA 99, Art.3.2)[1]

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 courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur est 30.60 m (ne dépasse pas 48 m).(Groupe d'usage 2).

c. Classification des sites (RPA 99, Art.3.3)[1]

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols. Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage site meuble (**catégorie S3**).

d. Classification des systèmes de contreventement (RPA 99, Art.3.4)[1]

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R**.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

D'après **RPA99V2003** notre projet consiste de choisir :

4. **b** système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

e. Classification de l'ouvrage selon leur configuration (RPA 99, Art.3.5)[1]

- Régularité en plan

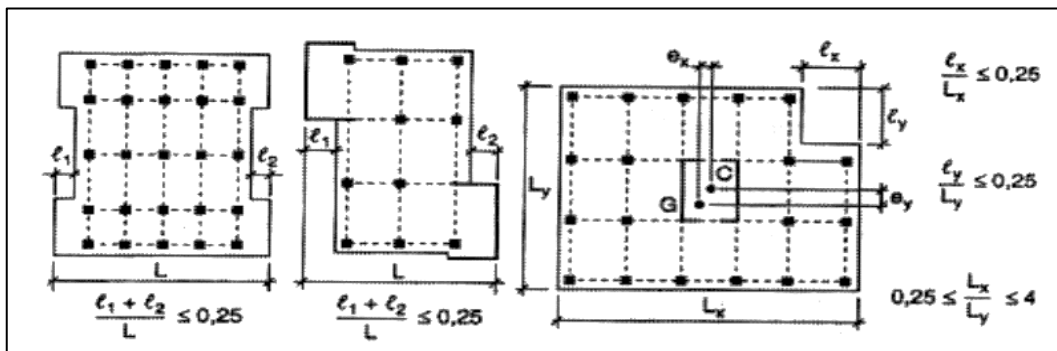


Figure IV.1. Limite décrochement en plan.

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{24,45}{20,4} = 1,198 \leq 4 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{1.5}{24,45} = 0.06. > 0,25 \quad CNV$$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. → *CNV*

- **Régularité en élévation**

b2. Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment → *CV*

La méthode statique équivalente n'est pas applicable notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites).

-Une configuration irrégulière,

-Les conditions complémentaires : groupe d usage 2, si la hauteur est inférieure à l'égale à 7 niveaux ou 23 m.

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5. Modélisation par Robot

IV.5.1. Introduction

Robot structural analyses professionnelle2014 est u logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures,
- Les calculer,
- Vérifier les résultats obtenus,
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque

élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles C.B.A/93 [7]

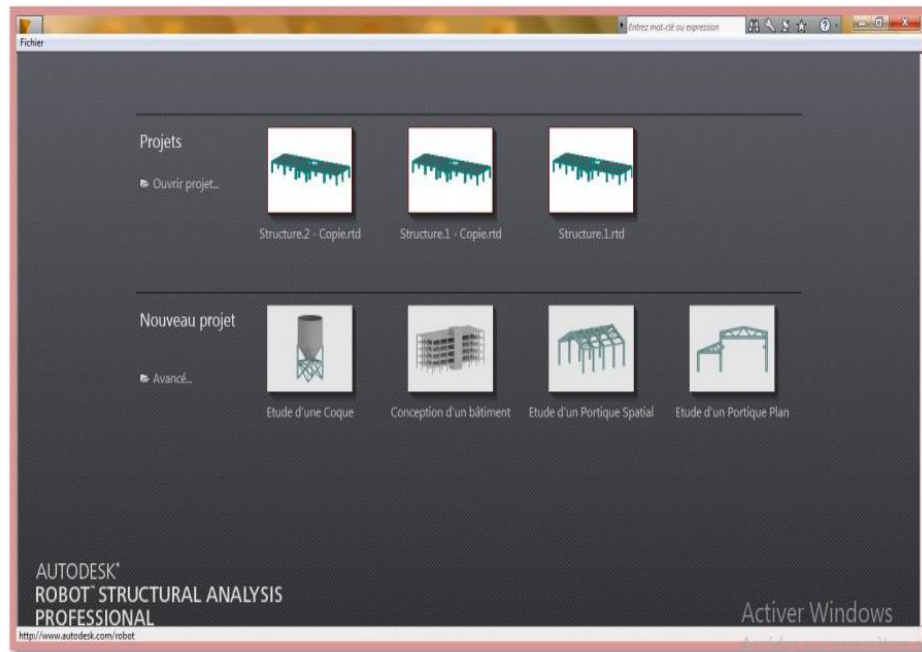
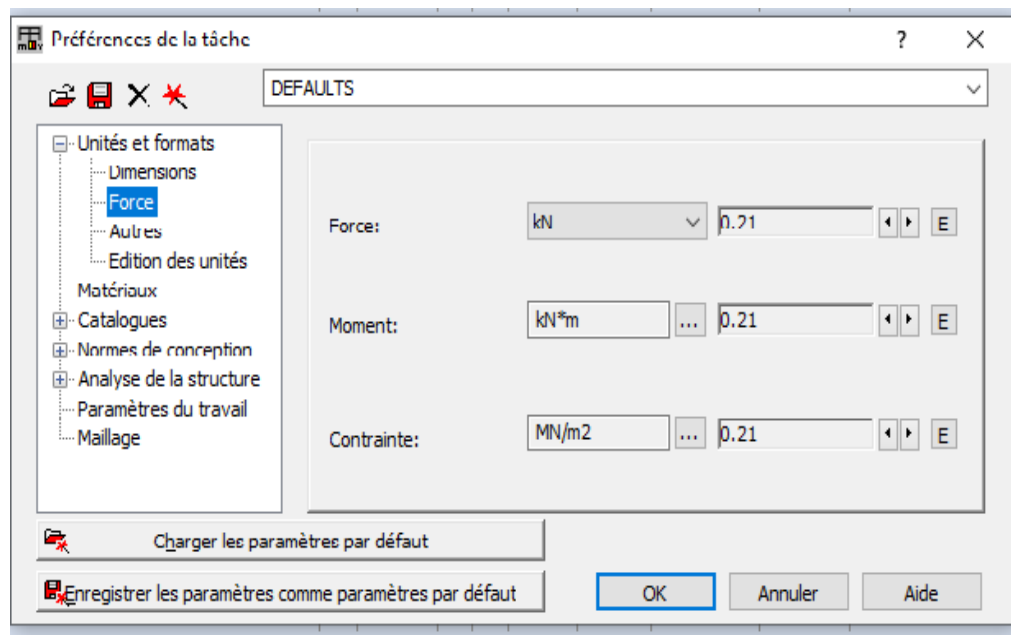


Figure IV.2. Les différents types de structures.

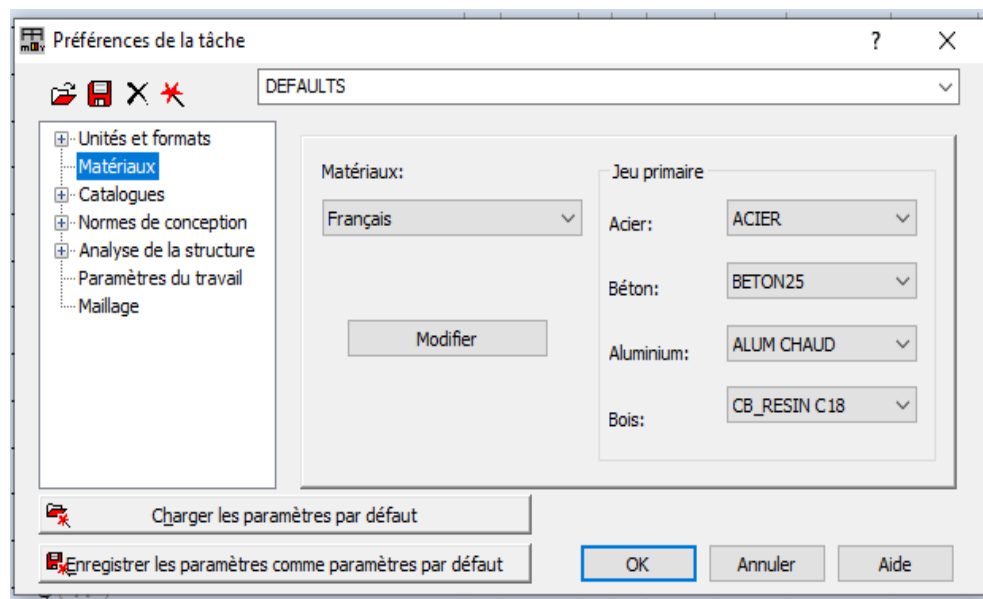
IV.5.2. Robot de travail

A. Les préférences de l'affaire

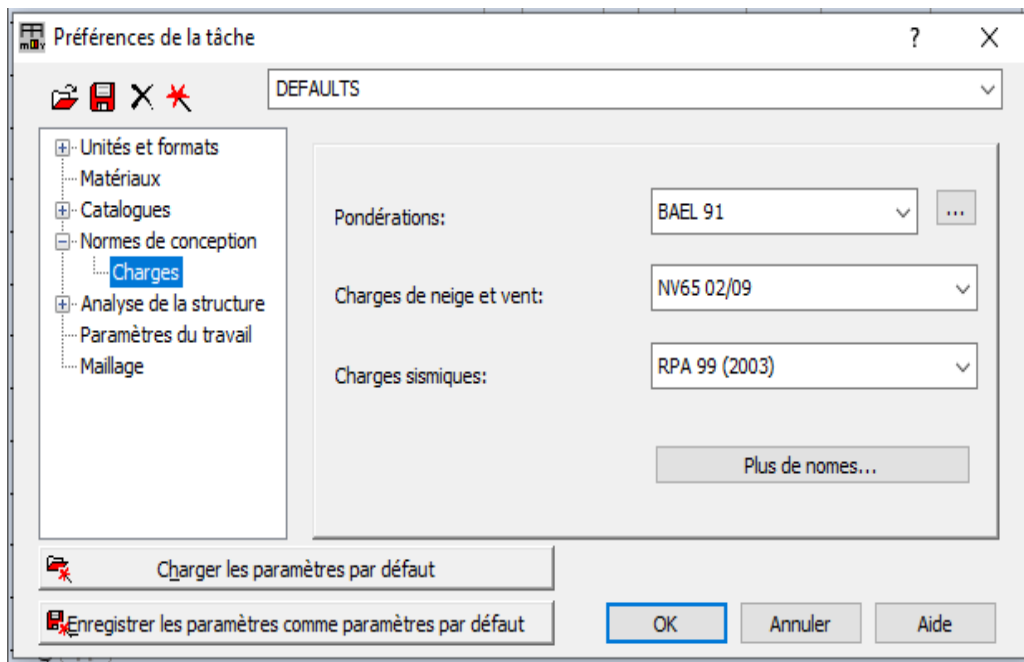
- Les préférences de l'affaire vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.
- Tout comme les préférences, vous y accédez dans le menu déroulant outils.
- Vous naviguez dans l'arborescence de ROBOT afin de régler les différentes unités de forces, dimensions et Normes.

Réglage des unités**Matériaux**

La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans la figure ci-après :

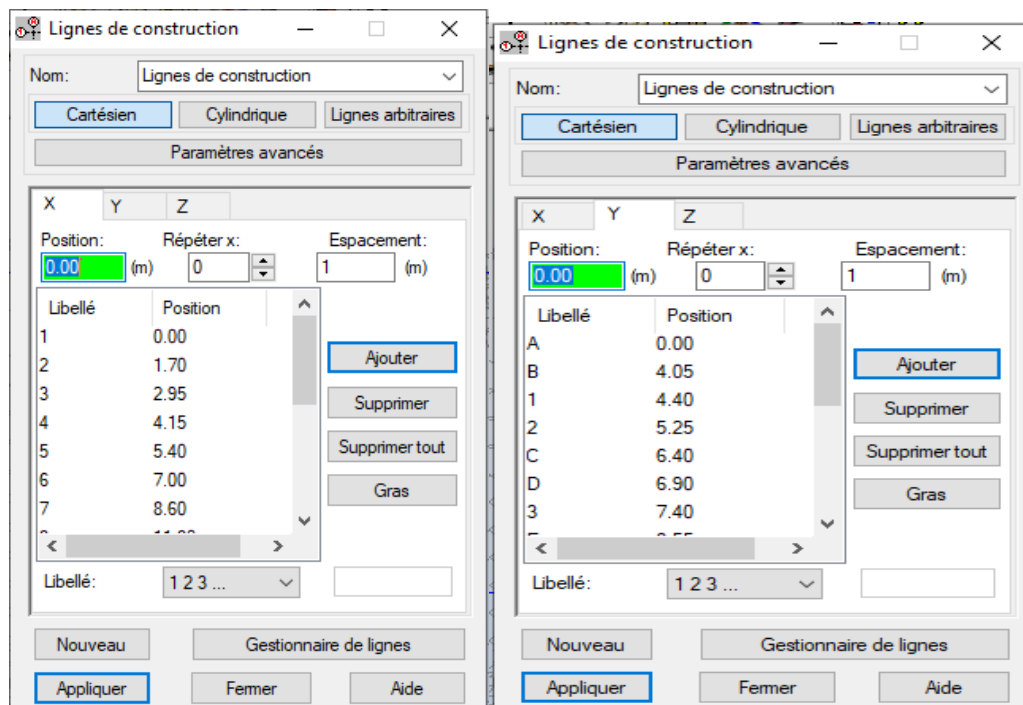
**Réglage des normes**

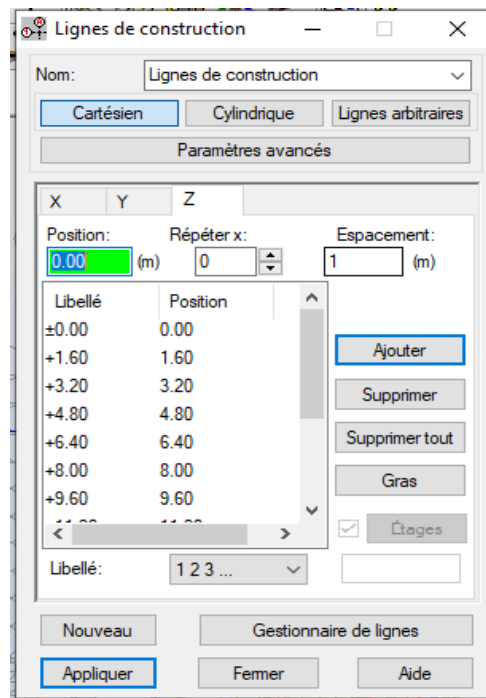
La fenêtre de réglage des normes est présentée sur la figure ci-après



B. Lignes de construction

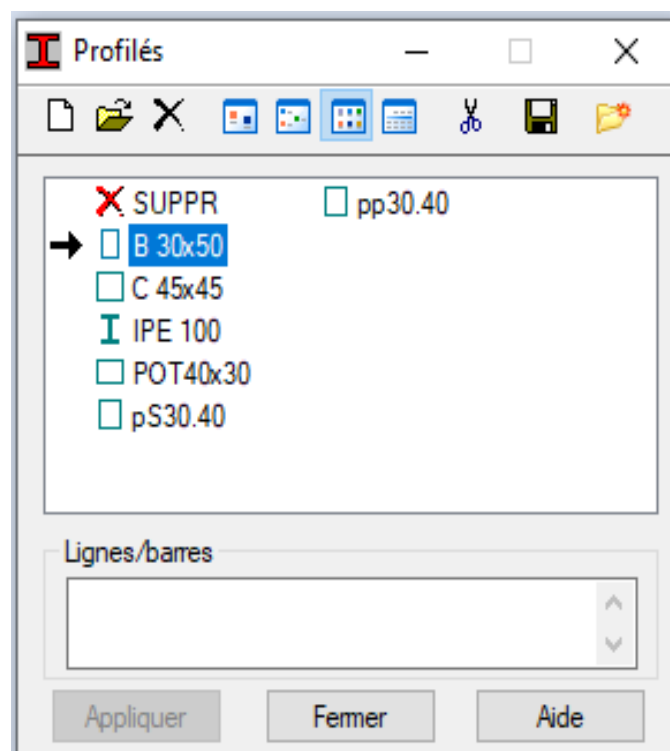
On va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur insérer pour introduire.





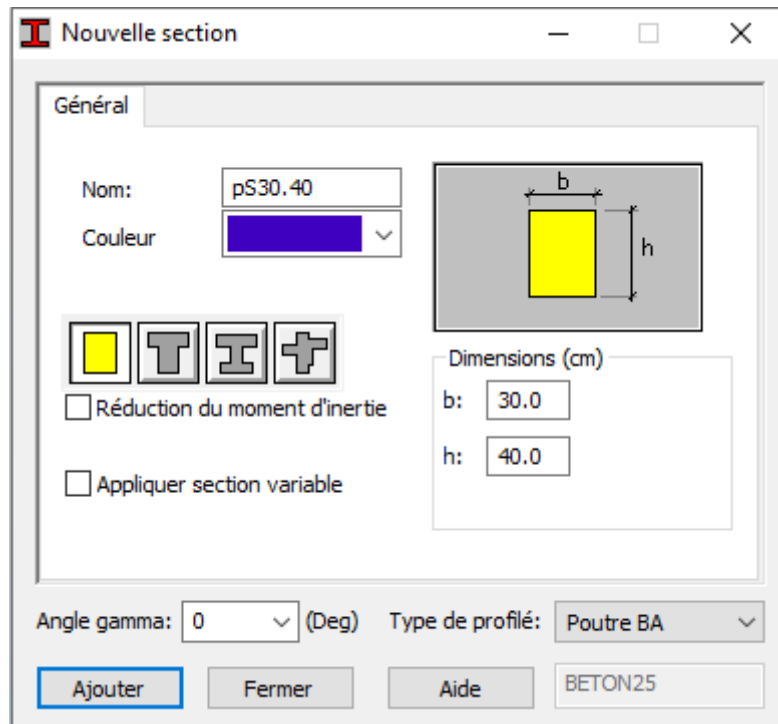
C. Définie la section

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé.

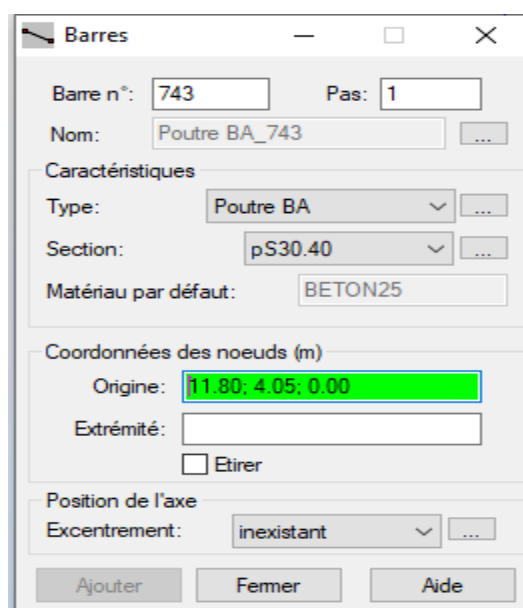


- Dans la boîte de dialogue (nouvelle section) cliquez sur le champ (type de profilés) et sélectionnez (poutre BA),

- Donnez le nom, la couleur et les dimensions de la poutre puis cliquez sur (ajouter).



- Refaire la même opération pour définir les autres sections des poutres et des poteaux.
- Après la définition des sections, on clique sur l'icône Barre pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure.

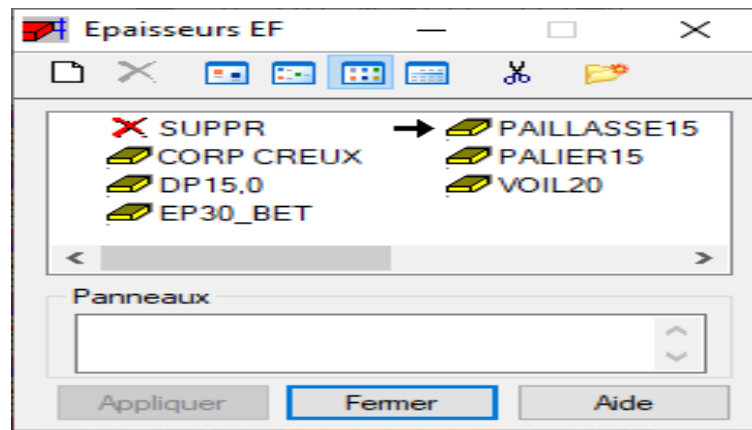


- Dans le champ (type) sélectionnez poutre BA,

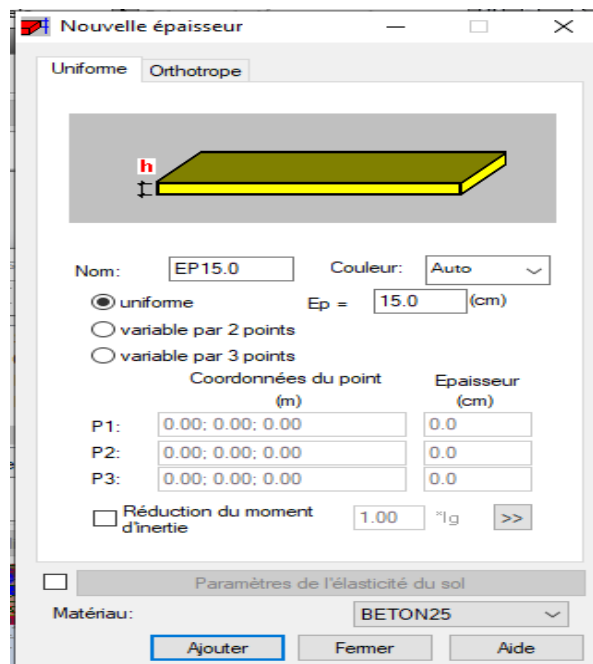
- Dans le champ (section) sélectionnez (Ps 30x35).
- Cliquez sur le champ (origine) et commencez le dessin des poutres de chaînage,
- Par le même principe on peut dessiner toutes les poutres principales et secondaires et les poteaux.

D. Définie la section des voiles, escalier et plancher

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône de définition de Epaisseur EF, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre :

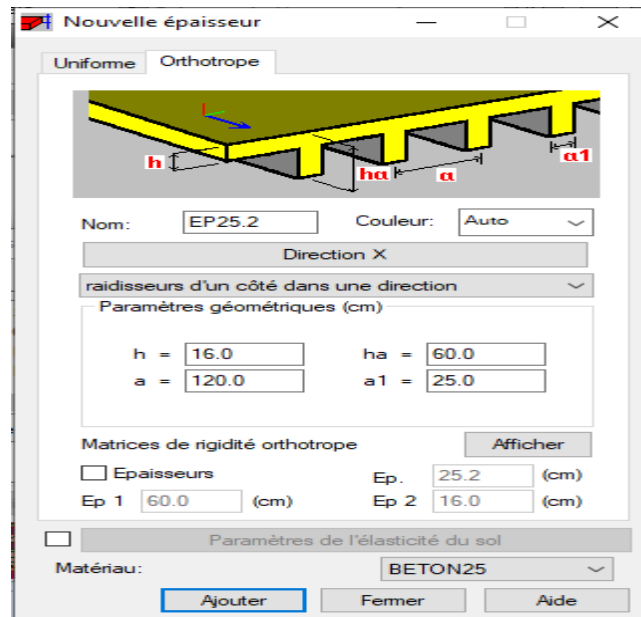


- Dans la boîte de dialogue (Epaisseur EF) cliquez sur supprimer toutes les épaisseurs de panneaux non utilisées dans l'affaire,
- Cliquez sur définir nouvelle épaisseur et saisissez le nom, l'épaisseur et le matériau puis cliquez sur ajouter.



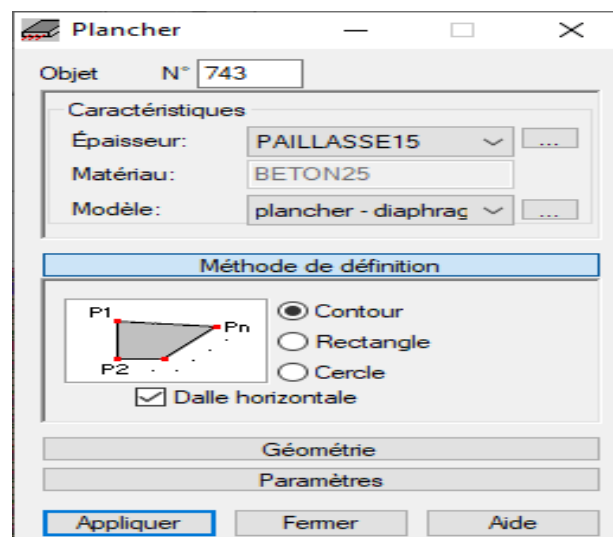
- Refaire la même procédure pour définir : Paillasse, Palier, voile et fermer.

Dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessous illustre le dimensionnement de ce plancher:



Dessin des dalles plein:

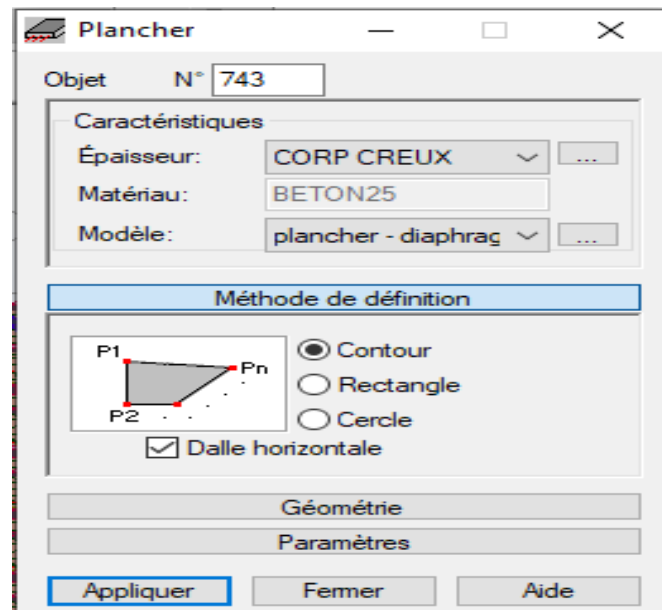
- Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 3.20 plan XY,
- Cliquez sur le menu déroulant structure → planchers, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants:



Dessin de plancher à corps creux:

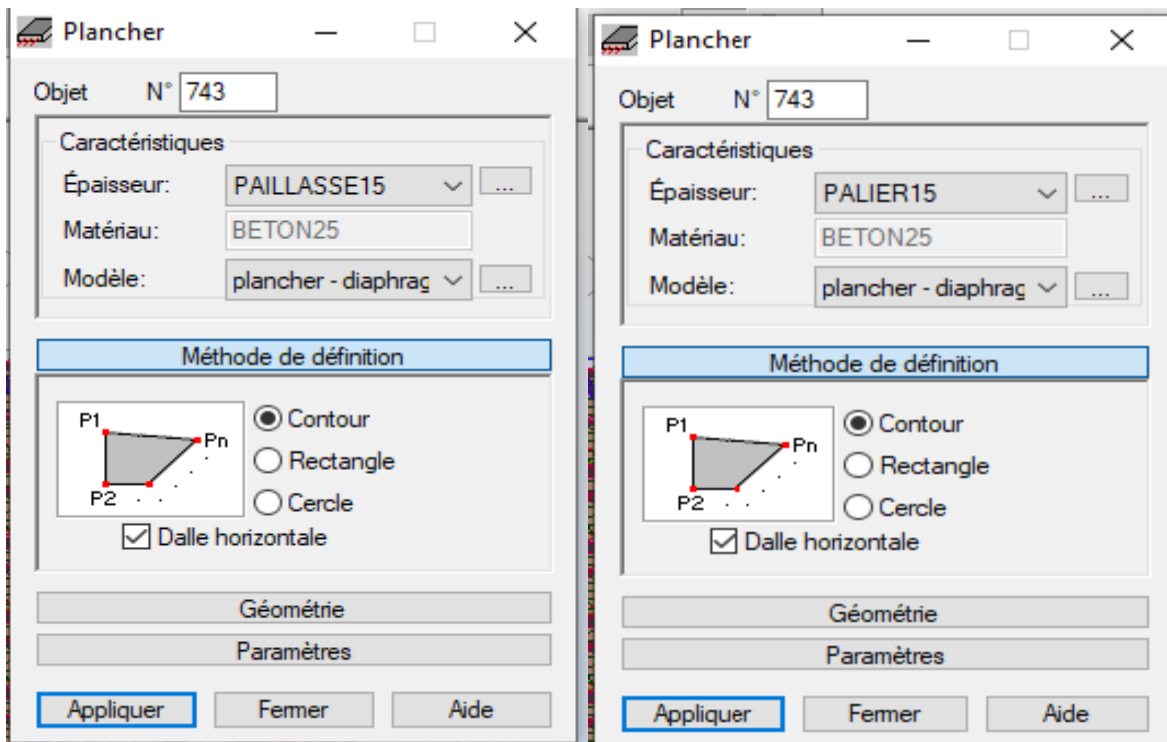
- Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 3.20 plan XY,

- Cliquez sur le menu déroulant structure → planchers, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants :

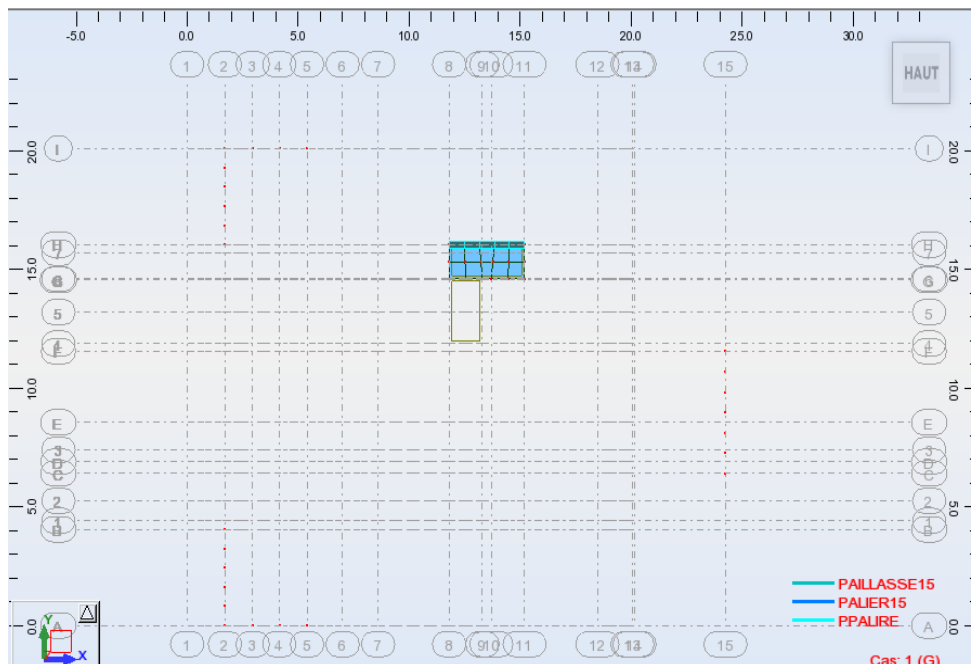


Dessin des palliés de repos et volé:

- Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 0.00 plan XY,
- Cliquez sur le menu déroulant structure → planchers, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants :

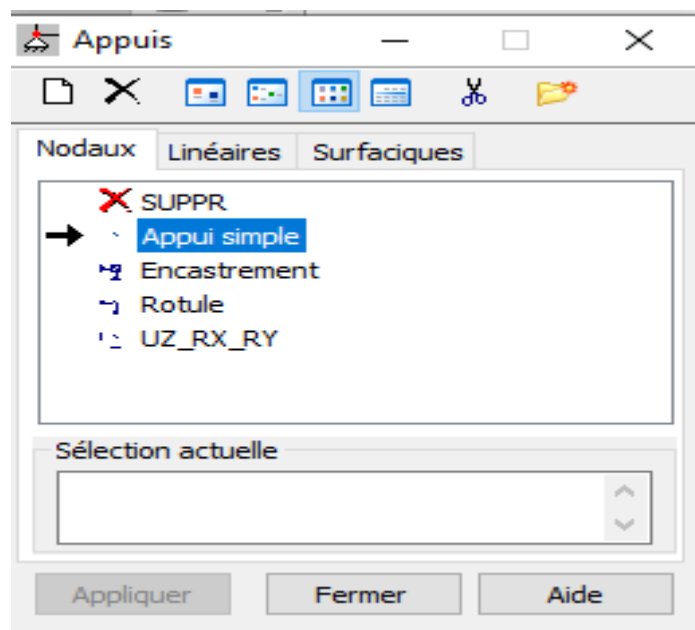


- Dessiner le pallié de repos comme montre la photo suivante:

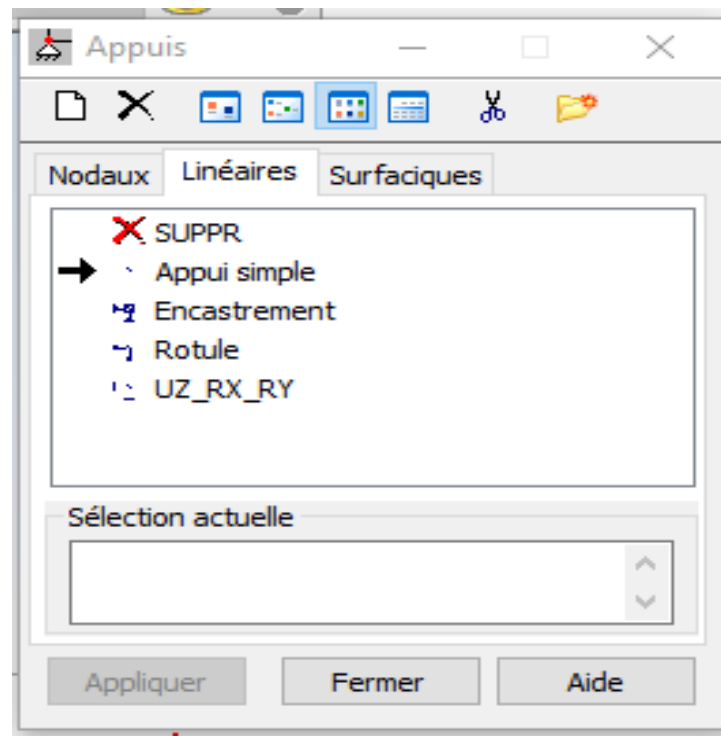


E. Définition des appuis:

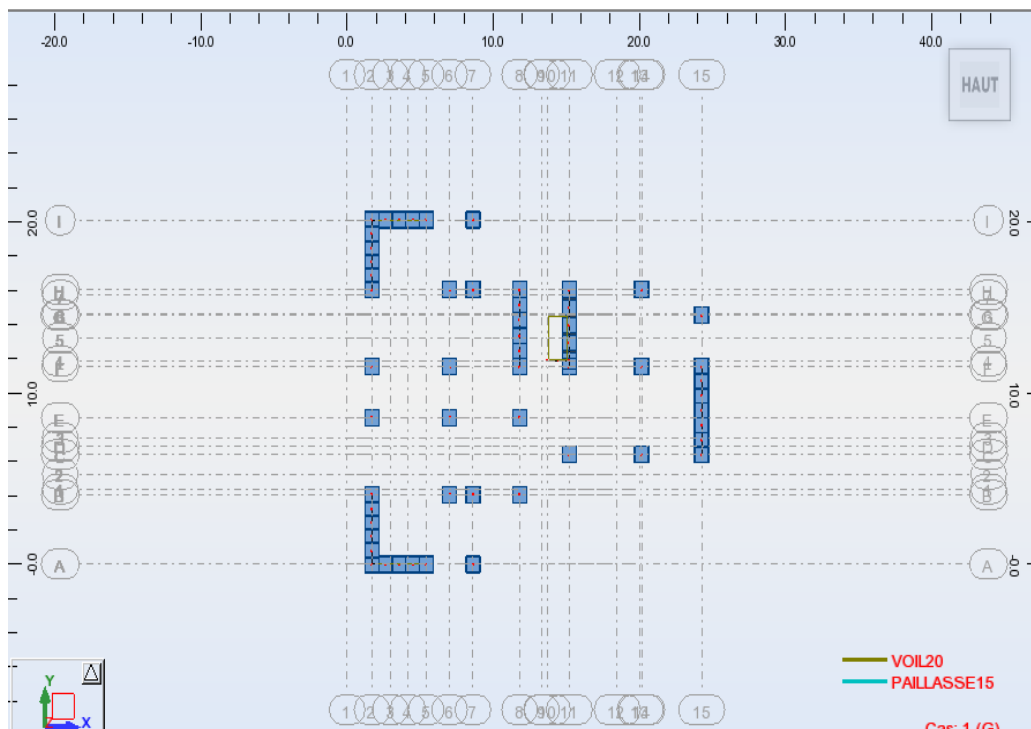
- Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 0.00 plan XY,
- Sélectionné tous les nœuds,
- Sélectionner l'icône de définition des Appuis, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants:



- Dans la boîte de dialogue Appuis faire les réglages suivants :

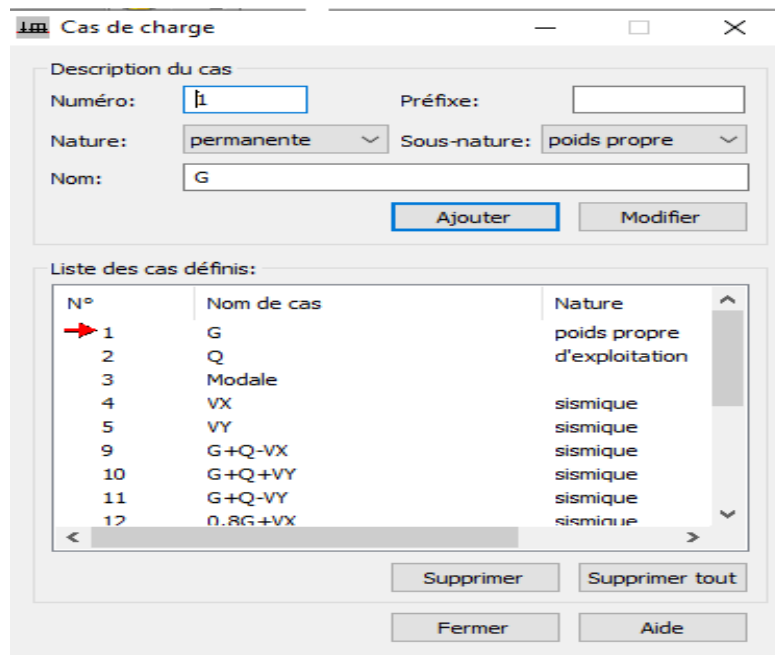


- Appliquer et fermer, après activer la vue 2D vous aurez les résultats suivants :



F. Définition des cas de charges:

On clique sur l'icône cas de charge pour définir la nature de chaque charge (permanente, d'exploitation ou sismique) on choisit ça dans la liste nature.



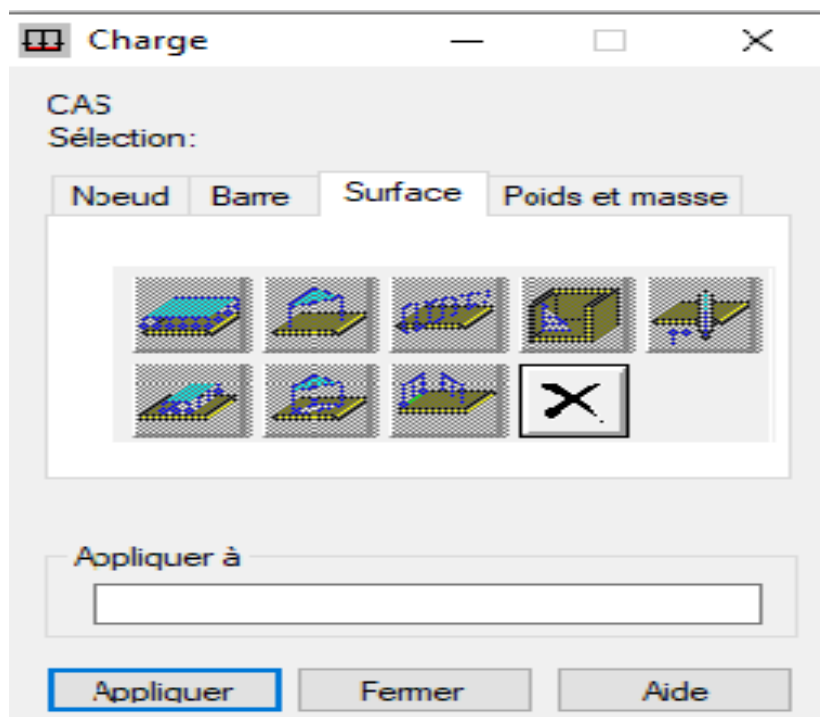
- La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné, le nom et nature de charge on clique sur le bouton nouveau pour ajouter le cas de charge.

- Cliquer fermer

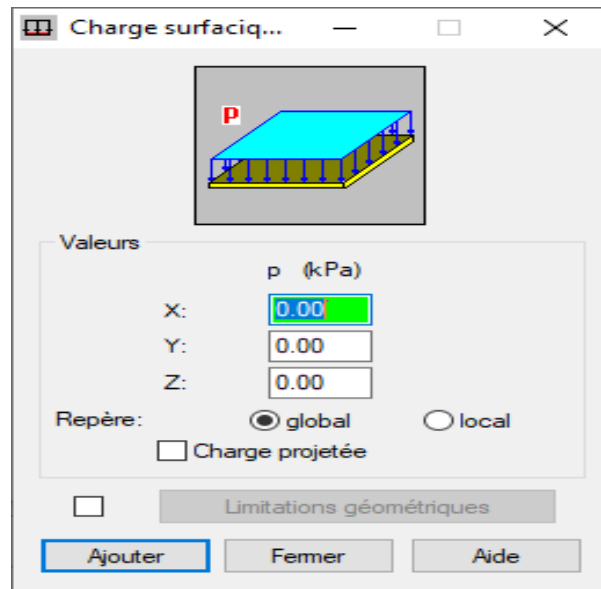
G. Saisir la valeur de la charge

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure,

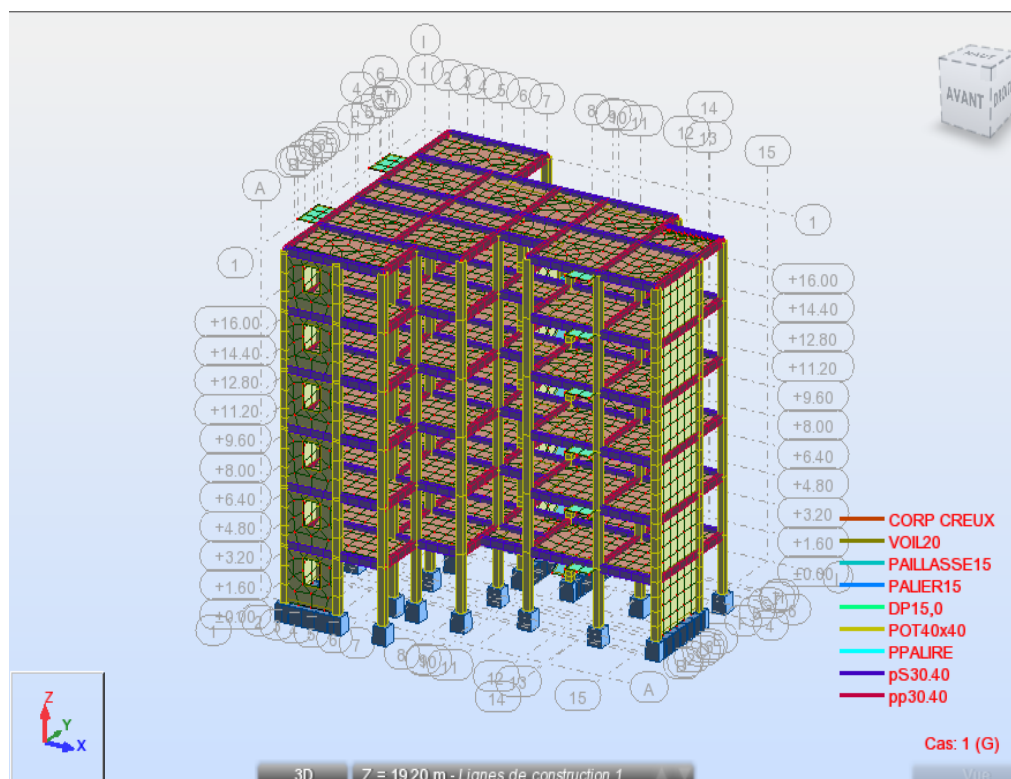
- On clique sur l'icône et la boîte de dialogue suivante va apparaître:



- On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge surfacique),
- Une fois la valeur est introduite, on clique sur l'élément pour appliquer la charge.



La vue en 3d de structure:



H. Type d'analyse

- Cliquez sur le menu déroulant : → analyse → Type d'analyse.
- Dans la boîte de dialogue (option de calcul) cliquez sur → nouveau
- Sélectionnez : type d'analyse → modale et cliquez sur ok.

Dans la boîte de dialogue paramètres de l'analyse modale faire les réglages suivants:

- Puis cliquer Ok
- Cliquez une autre fois sur nouveau, choisir → sismique, et sélectionnez → RPA 99 (2003):

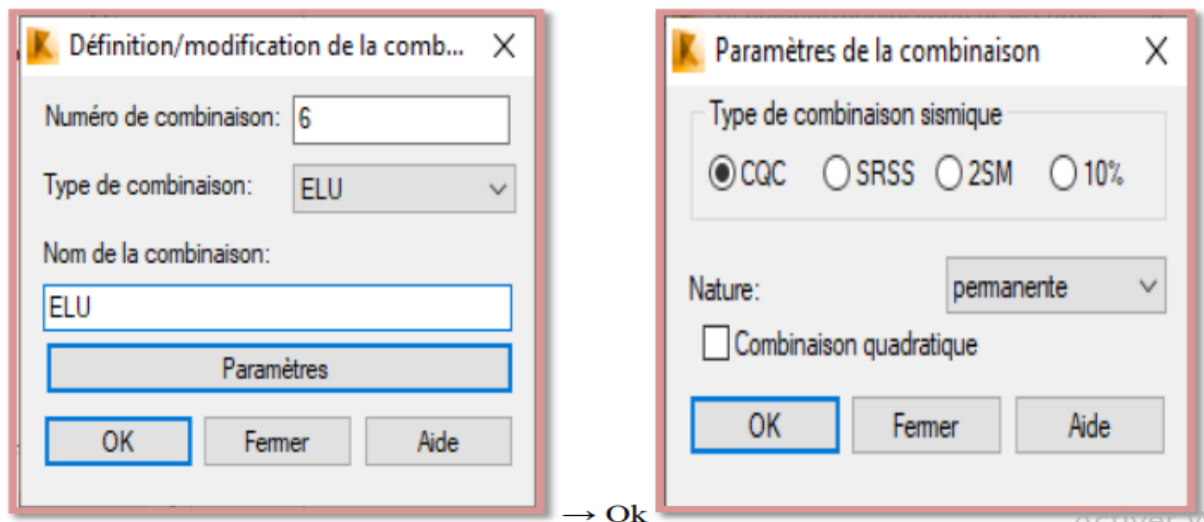
- Cliquer Ok

N°	Nom	Type d'analyse
1	G	Statique linéaire
2	Q	Statique linéaire
3	Modale	Modale
4	Ex	Sismique-RPA 99 (2003)
5	Ey	Sismique-RPA 99 (2003)

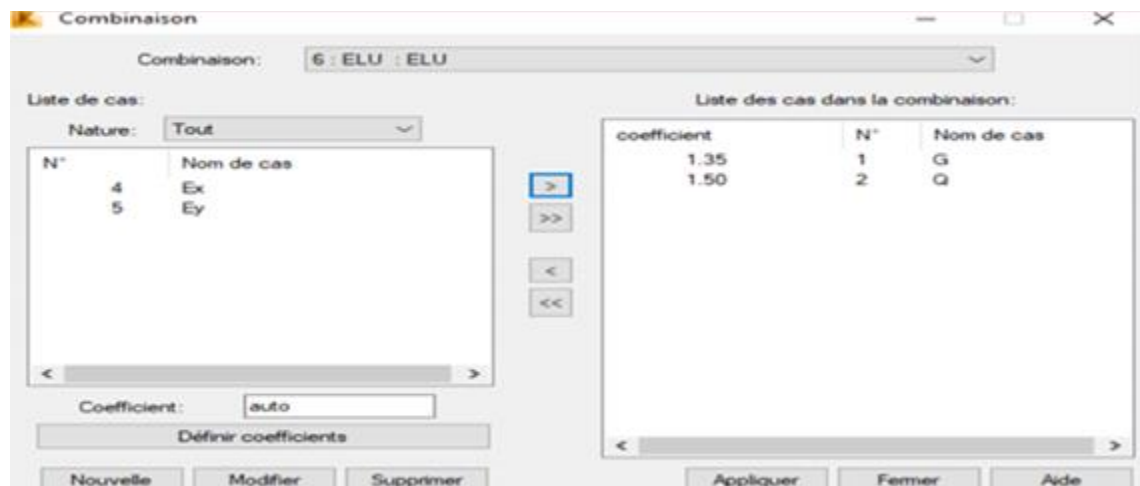
- Les deux cas sont les cas de charge sismique selon la direction d'excitation X, Y.

Définition des combinaisons:

- Cliquez sur le menu déroulant: → Chargements → Combinaisons manuelles, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivant :



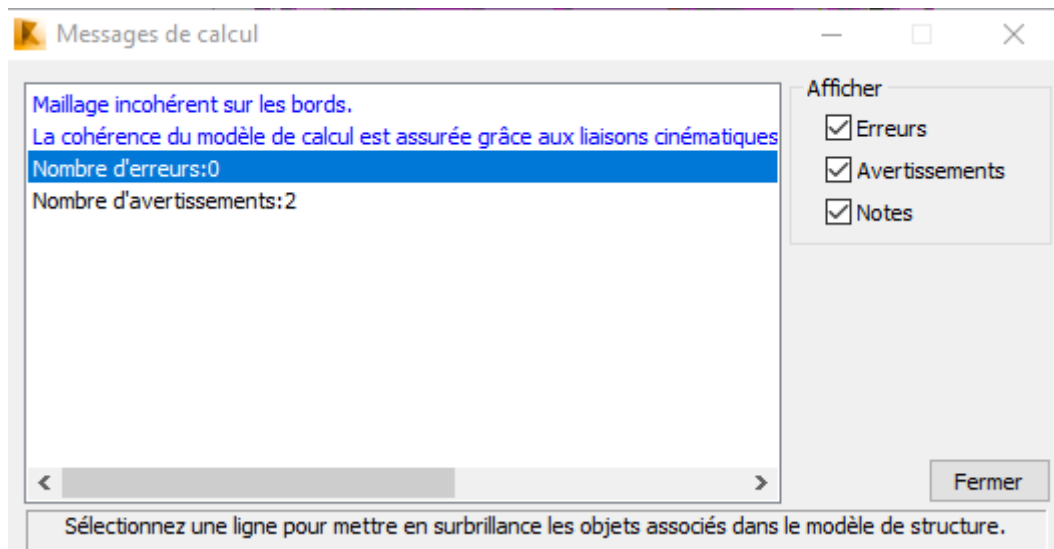
- Cliquer Ok,



• Dans la boîte de dialogue ci-dessus appuyer sur appliquer puis nouvelle pour mettre d'autres combinaisons

- Par le même principe on suit les 07 étapes précédentes
- Refaire la même procédure pour définir les combinaisons accidentelles suivantes :
 - ELU
 - ELS
 - $G + Q \pm Ex$ et $G + Q \pm Ey$
 - $G + Q \pm 1.2Ex$ et $G + Q \pm 1.2Ey$
 - $0.8G \pm Ex$ et $0.8G \pm Ey$

Le lancement du calcul : Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse en cliquant sur le bouton calculer dans le menu.



IV.6. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ROBOT, Nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.6.1. Disposition des voiles de contreventement :

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau. Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translations pures suivant les deux directions principales de la structure.

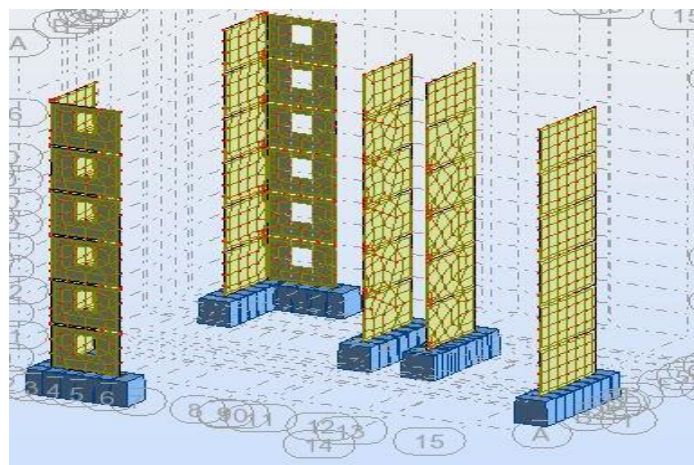


Figure IV.3. Disposition des voiles de contreventement

IV.6.2. Justification du système de contreventement (détermination du coefficient de comportement R)[1]

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

a. Sous charges verticales

Tableau IV.1. Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage %	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-7949,62	-3245,39	70	30
1	-6606,28	-2731,05		
2	-5287,2	-2230,51		
3	-3986,19	-1712,04		
4	-2692,01	-1186,73		
5	-1426,81	-638,04		

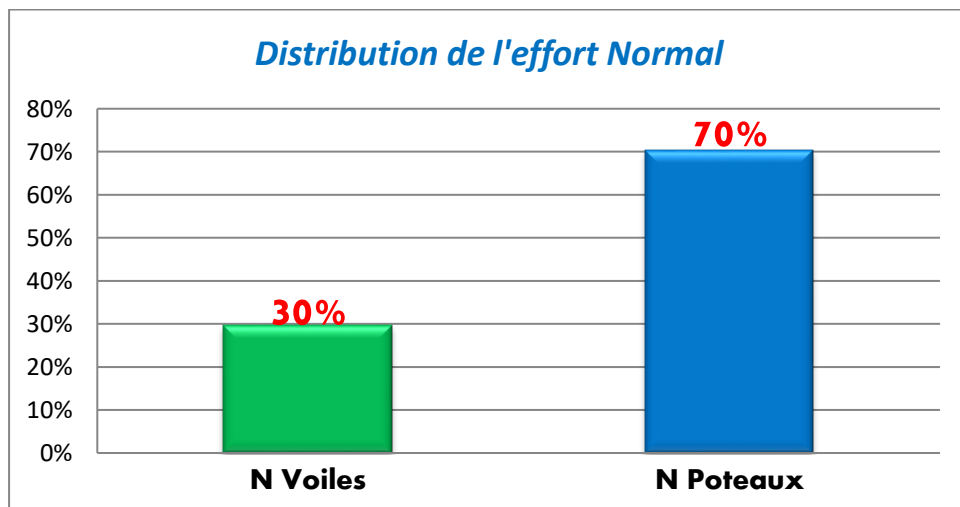


Figure IV.4. Distribution de l'effort normal

b. Sous charges horizontales

Tableau IV.2. Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales.

Niveau	Charges (KN)				Pourcentage %			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$
RDC	347,45	244,46	842,2	978,43				
1	227,03	130,9	910,01	1042,06				
2	242,07	161,23	789,59	909,47				
3	264,19	163,73	612,73	761,98	30	18	70	82
4	259,14	150,79	410,51	577,79				
5	254,92	153,05	144,61	295,88				

F_x : La charge horizontale suivant X.

F_y : La charge horizontale suivant Y.

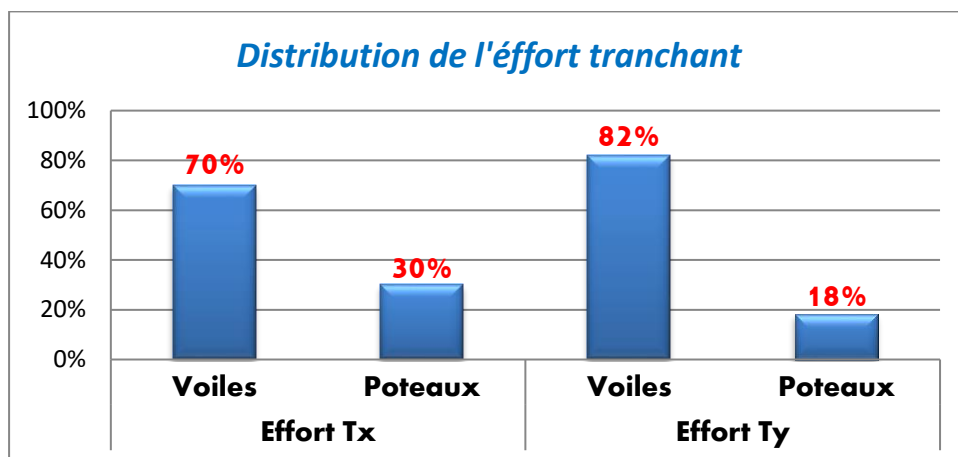


Figure IV.5. Distribution de l'effort normal

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, selon le RPA 2003, on adopte un coefficient de comportement $R = 3,5$

IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques [1]

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

Il faut que $V_{\text{dynamique}} > 0,8 \times V_{\text{Statique}}$ dans les deux sens.

IV.6.3.1. Calcul de la force sismique

D'après le RPA 99 article 4.2.3 pages 25[1], la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{RPA 99 (Art: 4.2.3)}$$

A: Coefficient d'accélération de zone,

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage (**tableau 4.1 du RPA**). Dans notre cas **A = 0.15**

D: Facteur d'amplification dynamique moyen.

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.2)}$$

Période caractéristique, associée à la catégorie du site. D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S3)

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 7\%$ **RPA99 (Tableau 4.2)**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,881 \geq 0,7$$

➤ **Estimation de la période fondamentale (T) : RPA99 (Article 4.2.4)**

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.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, $h_N=20.4$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par

(Le tableau 4.6 du RPA) $C_T=0,05$.

- On peut également utiliser aussi la formule:

$$T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

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

$$D_x = 24.25 \text{ m}; \quad D_y = 20.10 \text{ m}$$

➤ **Calcul de période fondamentale de la structure T**

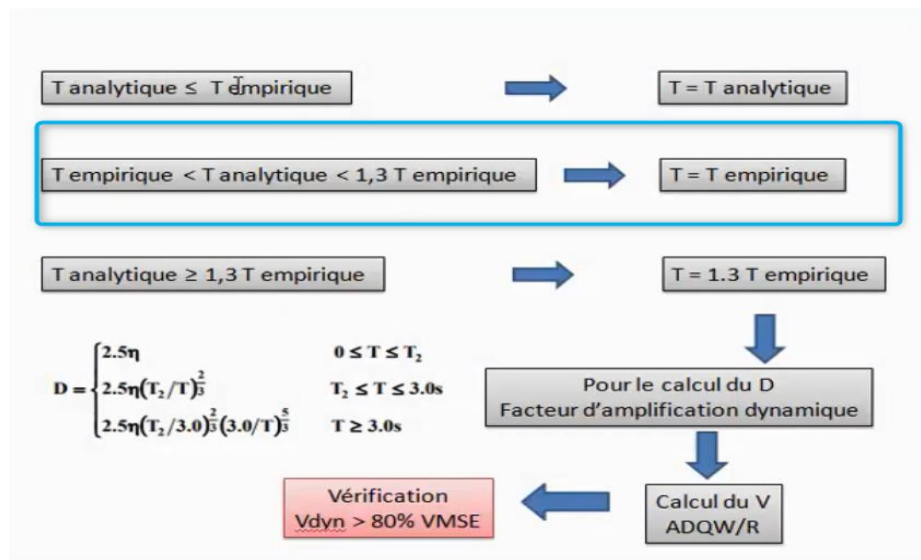
$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0,47 \text{ s}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,48 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,40 \text{ s}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs.

$$T = \min (T_x; T_y; T) = \min (0,48; 0,40; 0,47) = 0,40 \text{ s.}$$



a) Remarques :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_x = 0,37s$ et $T_y = 0,23s$

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 10 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

$T=37\text{ s}$

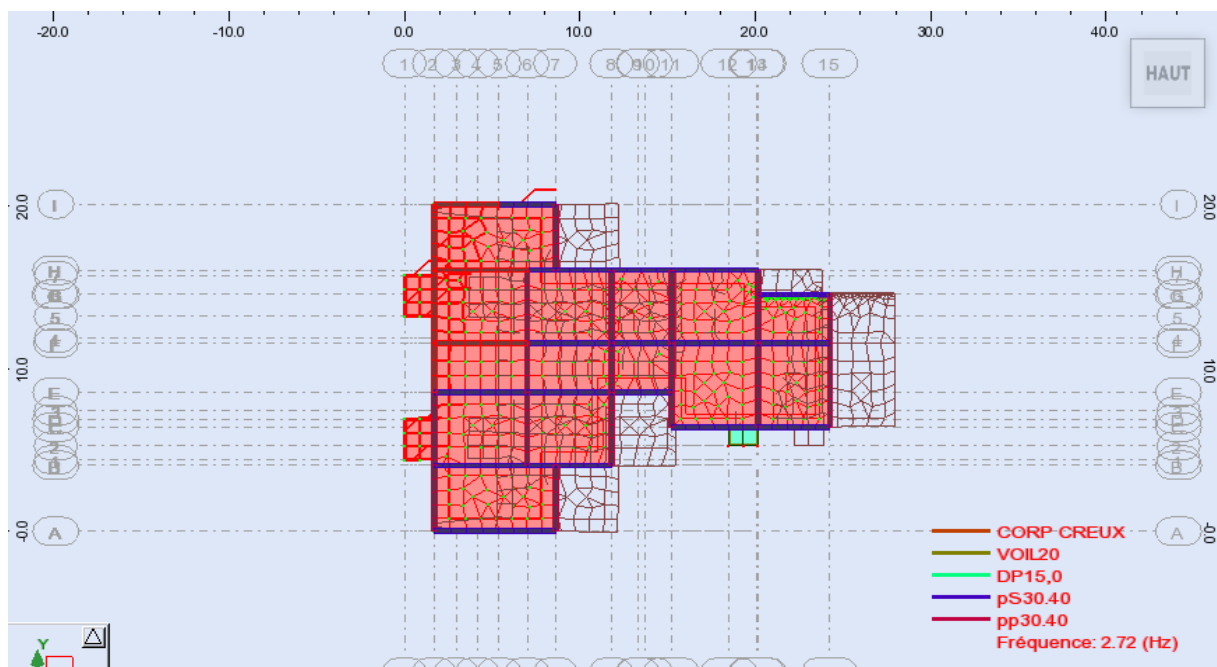


Figure IV.6. Translation T de bâtiment selon l'axe X-X.

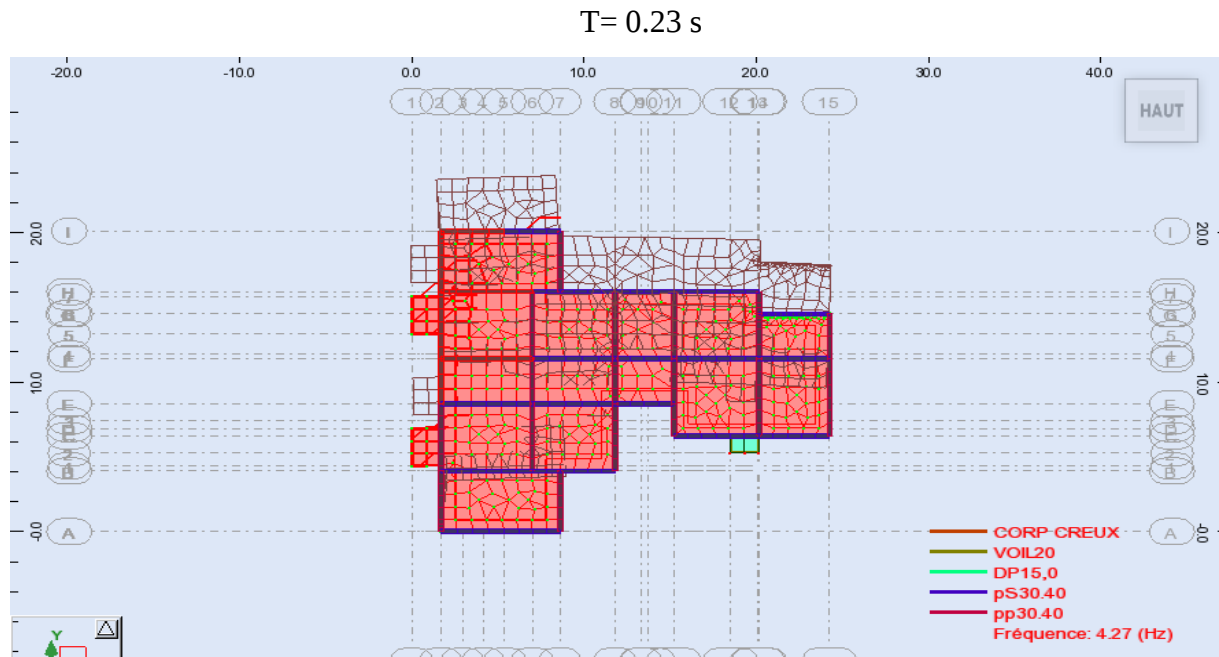


Figure IV.7. Translation T de bâtiment selon l'axe y-y.

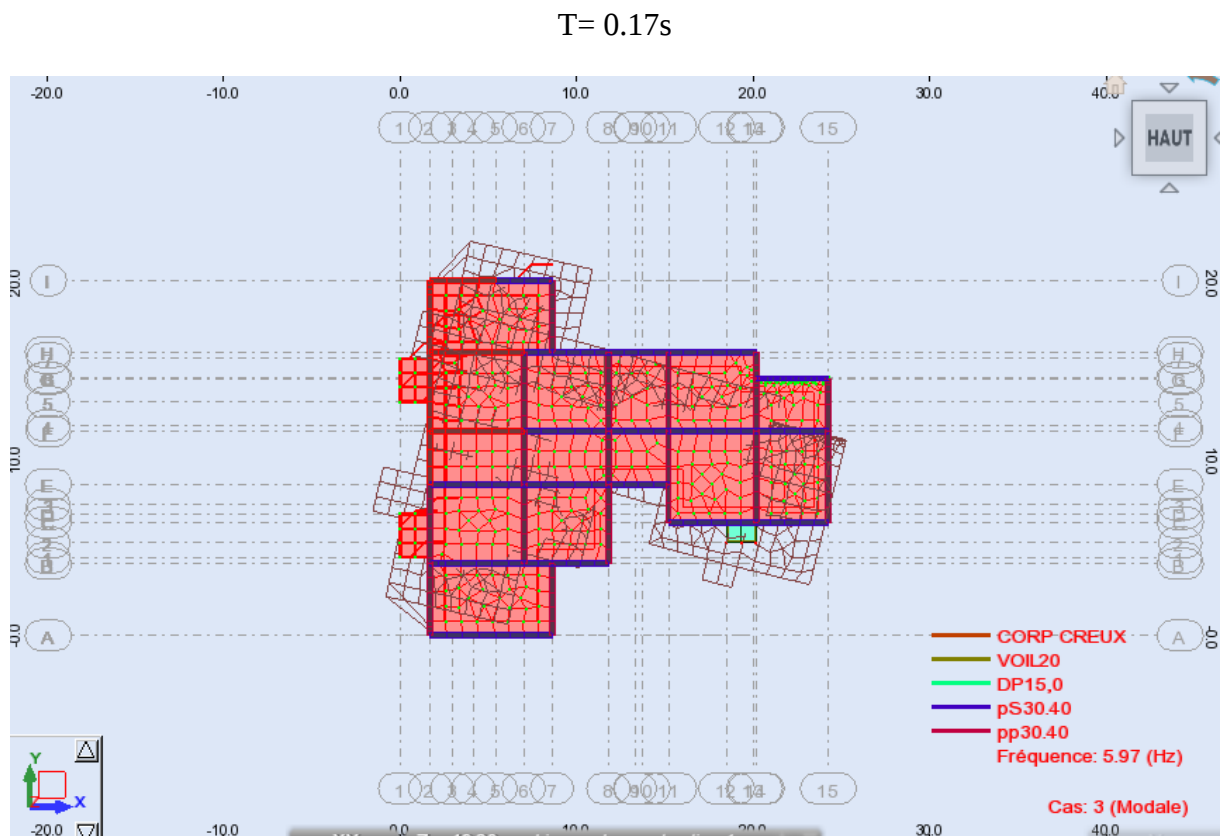


Figure IV.8. Rotation selon z-z.

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b)**, les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.37	76.09	0.00	76.09	0.00	1196791.23	1196791.23
3/ 2	0.23	76.09	69.48	0.00	69.48	1196791.23	1196791.23
3/ 3	0.17	76.10	69.48	0.01	0.00	1196791.23	1196791.23
3/ 4	0.12	91.21	69.48	15.10	0.00	1196791.23	1196791.23
3/ 5	0.08	95.50	69.48	4.29	0.00	1196791.23	1196791.23
3/ 6	0.06	95.51	69.49	0.02	0.01	1196791.23	1196791.23
3/ 7	0.06	95.52	87.82	0.00	18.33	1196791.23	1196791.23
3/ 8	0.06	97.61	87.83	2.09	0.01	1196791.23	1196791.23
3/ 9	0.05	97.62	88.86	0.01	1.03	1196791.23	1196791.23
3/ 10	0.04	98.58	88.88	0.96	0.01	1196791.23	1196791.23
3/ 11	0.04	98.61	90.01	0.03	1.13	1196791.23	1196791.23
3/ 12	0.04	98.82	90.02	0.21	0.01	1196791.23	1196791.23
3/ 13	0.04	98.83	93.61	0.01	3.58	1196791.23	1196791.23
3/ 14	0.04	98.84	93.68	0.02	0.07	1196791.23	1196791.23
3/ 15	0.03	98.85	93.69	0.00	0.01	1196791.23	1196791.23

Figure IV.9. Valeur de T trouvé par ROUBOT.

$$T_{\text{numérique}} = 0,37 \text{ s (Calculé par le logiciel ROUBOT)}$$

$$1,3 \times T_{\text{imérique}} = 1,3 \times 0,40 = 0,52 \text{ s}$$

$$T_{\text{numérique}} \leq 1,3 \times T_{\text{imérique}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On a: } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,881 \left(\frac{0,5}{0,48}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,263 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,881 \left(\frac{0,5}{0,40}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.555 \end{cases}$$

R: Coefficient de comportement global de la structure, $R = 4$.

Q: facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

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)**.

Tableau IV.3. Valeur de facteur de qualité.

Critère q	Observé	P _{qx}	Observe	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.00	Non	0.00
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en elevation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1	Oui	0.1

$$Total \sum_1^6 P_q$$

0.25

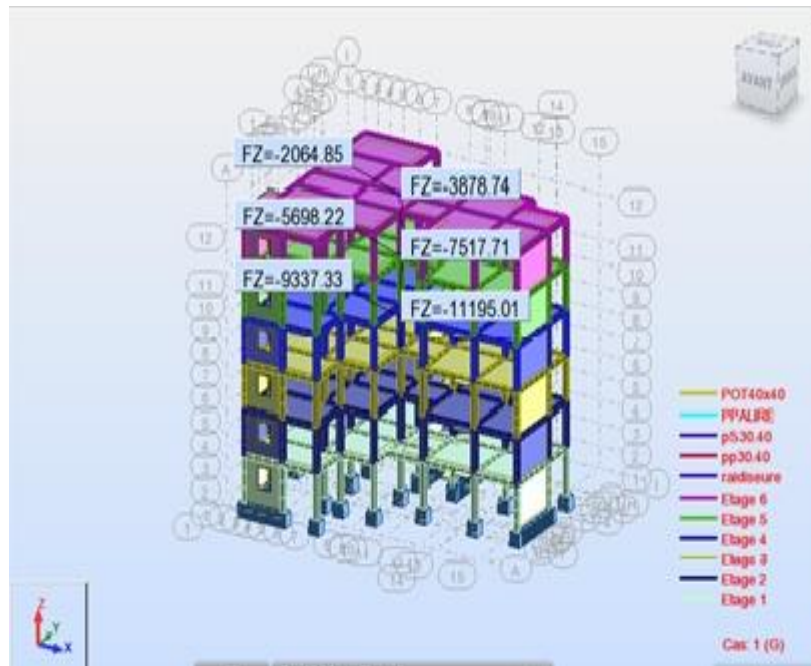
0.25

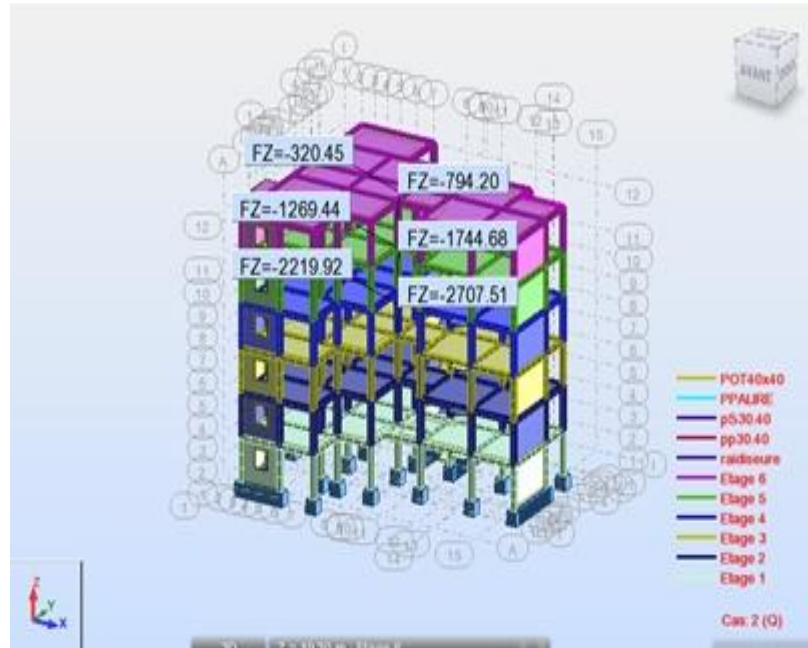
$$Q_{x,y} = 1 + \sum_1^6 P_q$$

 $Q_x = 1.25$ $Q_y = 1.25$

W: Poids total de la structure.

A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve:





$$G=11195.01\text{KN}; Q =2707.51\text{KN}$$

$$W= G+0,2Q = 11736.512 \text{ KN}$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W = \frac{0.15 \times 1.79 \times 1.25}{4} \times 11736.512 = 984.76 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ Statique}} = \frac{AD_x Q_x}{R}W = \frac{0,15 \times 2.263 \times 1.25}{4} \times 11736.512 = 1244.98\text{KN}$$

$$V_{y \text{ Statique}} = \frac{AD_y Q_y}{R}W = \frac{0,15 \times 2.555 \times 1.25}{4} \times 11736.512 = 1405.63\text{KN}$$

Il faut que $V_{\text{dynamique}} > 0,8 \times V_{\text{Statique}}$ dans les deux sens.

$$E_x = V_{x \text{ dynamique}}=1189.36\text{KN}$$

$$E_y = V_{y \text{ dynamique}}=1221.48\text{KN}$$

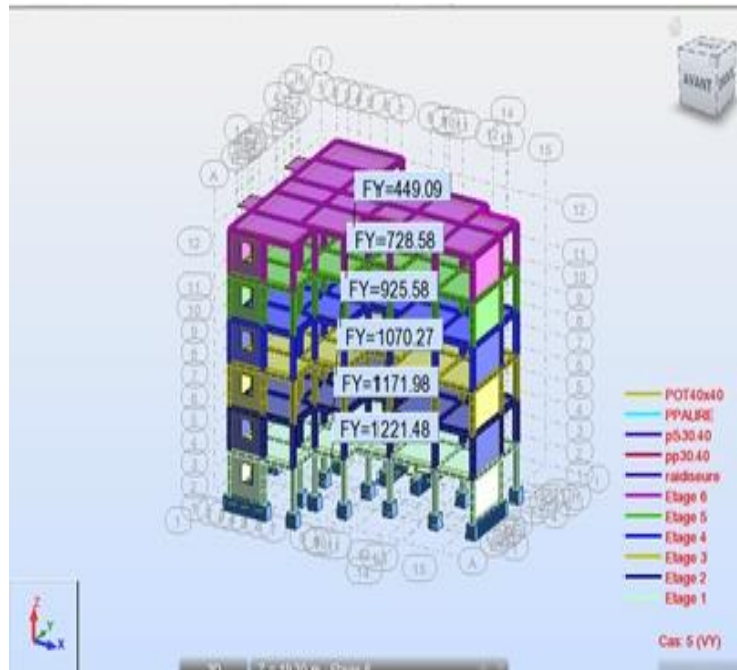


Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismique.

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$0,8 V_{\text{Statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 0,8 \times V_{\text{Statique}}$
E_x	1189.36	787.80	Condition vérifiée
E_y	1221.48	787.80	Condition vérifiée

Centre de masse et centre de torsion :

→ Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Etages

On cliquant sur la feuille → valeurs

- Les coordonnées de centre de masse G (x,y,z) apparaitre sur la quatrième colonne
- Les coordonnées de centre de torsion R (x,y,z) apparaitre sur la cinquième colonne

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	3.59	10.61	3.26	10.43
1 ^{er} Etage	3.56	10.66	3.26	10.43
2 ^{eme} Etage	3.56	10.66	3.26	10.43
3 ^{eme} Etage	3.56	10.66	3.26	10.43
4 ^{eme} Etage	3.56	10.66	3.26	10.43
5 ^{eme} Etage	3.56	10.66	3.26	10.43

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculé dans les deux direction

L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_R| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_R|$$

L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
RDC	0.33	0.18	1,21	1.01	Condition vérifié
1 ^{er} Etage	0.30	0.23	1,21	1.01	Condition vérifié
2 ^{eme} Etage	0.30	0.23	1,21	1.01	Condition vérifié
3 ^{eme} Etage	0.30	0.23	1,21	1.01	Condition vérifié
4 ^{eme} Etage	0.30	0.23	1,21	1.01	Condition vérifié
5 ^{eme} Etage	0.30	0.23	1,21	1.01	Condition vérifié

On peut tirez directement les cordonnées de l'excentricité théorique ou accidentelle à partir du robot on suivre les étapes suivantes :

→ Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Etages

➤ Dans la feuille : Etages : sur les deux dernières colonnes apparaitre les cordonnées de l'excentricité accidentelle

➤ Dans la feuille : valeurs : sur les deux les avants dernière colonnes apparaitre les cordonnées de l'excentricité théorique

Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme :

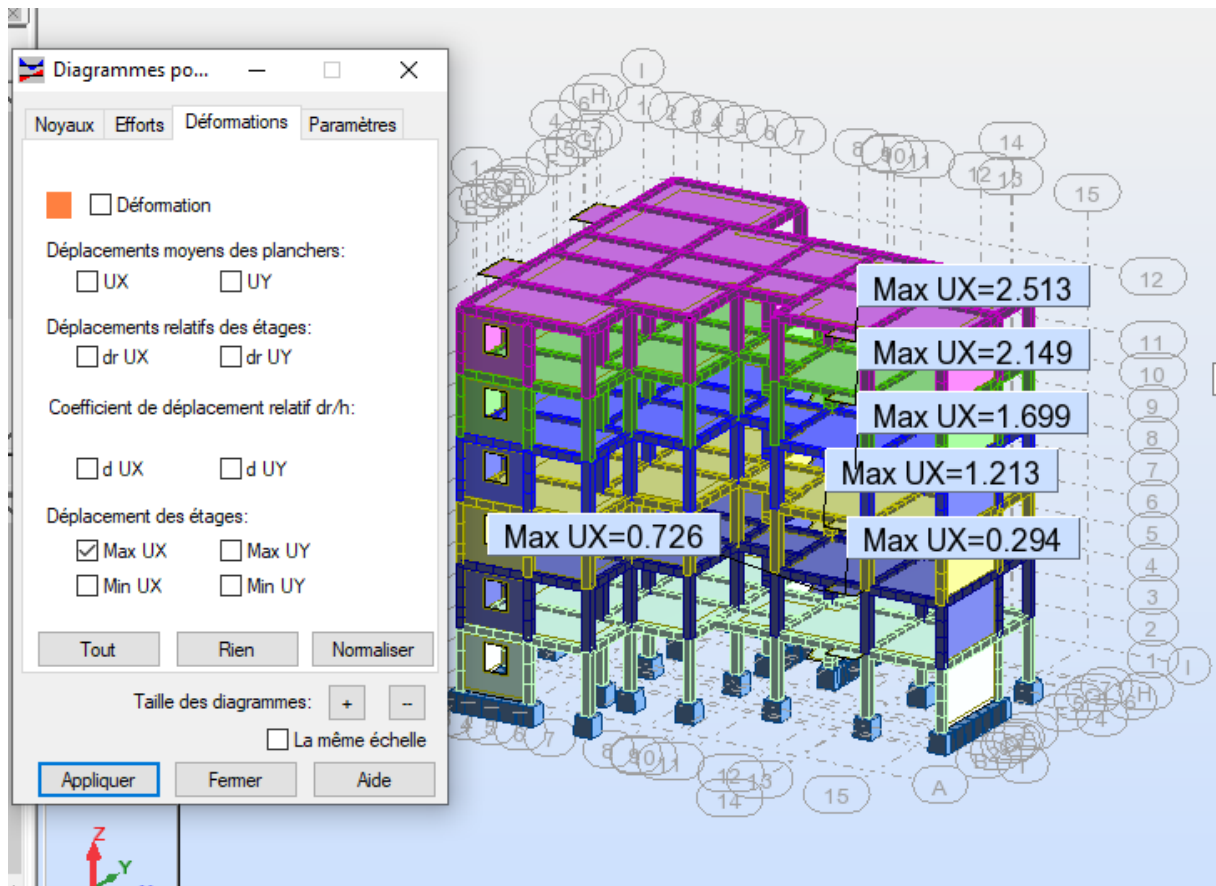
Plancher	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
<i>RDC</i>	0.294	0.067	1189.36	1221.48
<i>1^{er} Etage</i>	0.726	0.204	1136.77	1171.98
<i>2^{eme} Etage</i>	1.213	0.384	1031.61	1070.27
<i>3^{eme} Etage</i>	1.699	0.592	876.95	925.58
<i>4^{eme} Etage</i>	2.149	0.813	669.63	728.58
<i>5^{eme} Etage</i>	2.513	1.024	399.42	449.09

IV.6.4. Les déplacements

Méthode :

→ Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Diagrammes-bâtiment

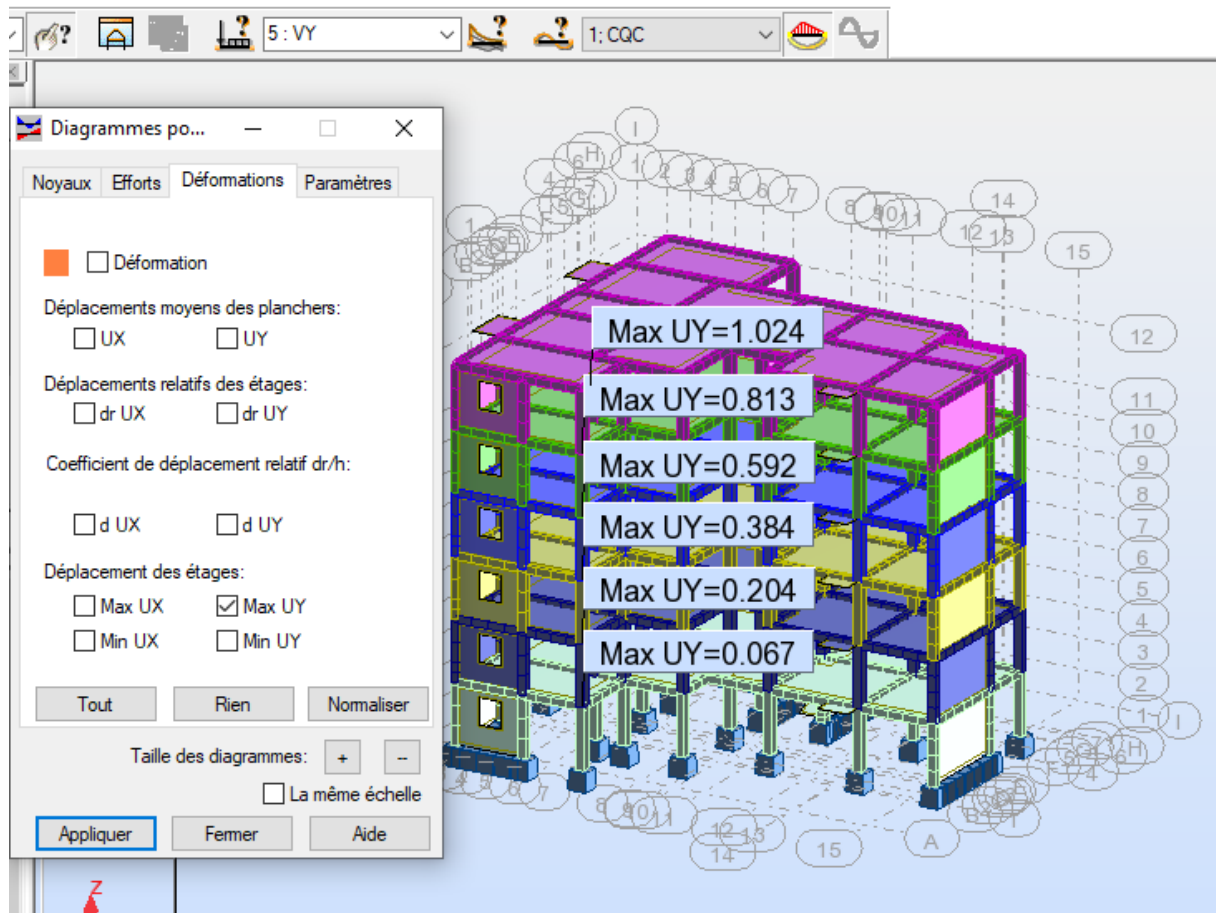
La boite de dialogue s'ouvrir et en faire les réglages suivants :



→ Dans la fenêtre cas de charge on choisit :

➤ Le cas 4 : Ex : les déplacements des étages suivant la direction x « Ux » apparaissent sur la structure

De la même manière on peut tirer les déplacements des étages suivant la direction y



IV.6.5. Les Efforts tranchant :

Méthode :

→ Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Etages

On choisit la feuille : Efforts réduits

→ Dans la fenêtre cas de charge on choisit :

➤ Le cas 4: E_x : les efforts tranchants des étages suivant la direction x « V_x » apparaissent dans la colonne F_x

➤ Puis Le cas 5: E_y : les efforts tranchants des étages suivant la direction y « V_y » apparaissent dans la colonne F_y

Calcul des déplacements :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion),

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec: $\Delta_k \leq 1\% \times h_k$... **RPA 99 article 5.**

Plancher	U_x (m)	δ_k (m)	Δk (m)	U_y (m)	δ_k (m)	Δk (m)	$1\% \times h_k$ (m)	Remarque
RDC	0,00294	0.011	0.00294	0.00067	0.00268	0.00067	0.032	CV
1 ^{er} Etage	0,00726	0.02904	0.00432	0.00204	0.00816	0.00137	0.032	CV
2 ^{eme} Etage	0,01213	0.04852	0.00487	0.00384	0.01536	0.0018	0.032	CV
3 ^{eme} Etage	0,01699	0.06796	0.00486	0.00592	0.02368	0.00208	0.032	CV
4 ^{eme} Etage	0,02149	0.08596	0.0045	0.00813	0.03252	0.00221	0.032	CV
5 ^{eme} Etage	0,02513	0.10052	0.00364	0.01024	0.04096	0.00211	0.032	CV

Le règlement parasismique algérien « RPA 99 version 2003 » impose un déplacement admissible qui de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage. Pour notre cas soit égale a 0.032 pour le tous les étages, comme est indiquer dans la dernière colonne du tableau précédant.

A partir de l'analyse des résultats de déplacement horizontal calculé pour chaque niveau de la structure et suivant les deux directions on constate :

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dans la direction x sont plus grande que celle de la direction y , qui peut être justifie par le système de contreventement que nous avons disposé que dans la direction y , qui rigidifie la structure et induit des faibles déplacements dans cette direction.

IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

Vérification au renversement :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé an compte le poids total de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Il faut donc vérifie :

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

Sens x :

Plancher	$W_k(KN)$	$B_i (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{kx}(KN)$	$h_k (m)$	$F_{kx} \times h_k$
RDC	11736.512	3.59	42134,07	399.42	3,20	1278.14
1 ^{er} Etage	9781.314	3.56	34821,47	270.21	3.20	864.67
2 ^{eme} Etage	7866.646	3.56	28005,24	207.32	3.20	663.42
3 ^{eme} Etage	5952.108	3.56	21189,50	154.66	3.20	494.91
4 ^{eme} Etage	4037.58	3.56	14373,78	105.16	3.20	336.51
5 ^{eme} Etage	2128.94	3.56	7579,03	52.59	3.20	168.29
			$\sum W_k \cdot b_i$ 148103.09		$\sum F_k \cdot h_k$	3805.94

Sens y:

Plancher	$W_k(KN)$	$B_i\ (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{kx}(KN)$	$h_k\ (m)$	$F_{kx} \times h_k$
RDC	11736.512	10.61	124524.39	449.09	3,20	1437.09
1 ^{er} Etage	9781.314	10.66	104268.80	279.49	3.20	1050.91
2 ^{eme} Etage	7866.646	10.66	83858.44	197.0	3.20	763.87
3 ^{eme} Etage	5952.108	10.66	63449.47	144.69	3.20	556.8
4 ^{eme} Etage	4037.58	10.66	43040.60	101.71	3.20	386.02
5 ^{eme} Etage	2128.94	10.66	22694.50	49.5	3.20	197.95
	$\sum W_k \cdot b_i$		441836.2		$\sum F_k \cdot h_k$	4392.64

Sens x :

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
148103.09	3805.94	38.91	Condition vérifié

Sens y:

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
441836.2	4392.64	100,59	Condition vérifié

IV.6.7. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

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

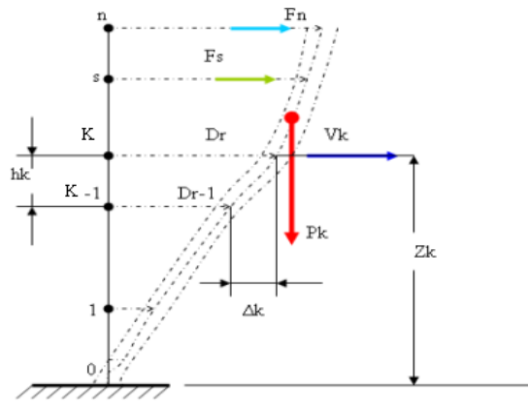


Figure IV.10. Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Sens x :

Plancher	P_k (KN)	Δk_x (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	Remarque
RDC	11736.512	0.00294	1189.36	3.20	0.009	CV
1 ^{er} Etage	9781.314	0.00432	1136.77	3.20	0.011	CV
2 ^{eme} Etage	7866.646	0.00487	1031.61	3.20	0.011	CV
3 ^{eme} Etage	5952.108	0.00486	876.95	3.20	0.010	CV
4 ^{eme} Etage	4037.58	0.0045	669.63	3.20	0.008	CV
5 ^{eme} Etage	2128.94	0.00364	399.42	3.20	0.006	CV

Sens y :

Plancher	P_k (KN)	Δk_x (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	Remarque
RDC	11736.512	0.00067	1221.48	3.20	0.004	CV
1 ^{er} Etage	9781.314	0.00137	1171.98	3.20	0.003	CV
2 ^{eme} Etage	7866.646	0.0018	1070.27	3.20	0.004	CV
3 ^{eme} Etage	5952.108	0.00208	925.58	3.20	0.004	CV
4 ^{eme} Etage	4037.58	0.00221	728.58	3.20	0.003	CV
5 ^{eme} Etage	2128.94	0.00211	449.09	3.20	0.003	CV

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négliger l'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) dans tous les niveaux du bâtiment

IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

N : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par logiciel ROBOT

B_c : Section brute du poteau.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort réduit

Poteau	B_c	N_d	V	Remarque
40 40	0,160	1143,61	0,285	Cv

40*30 augmenter a 40*40

IV.7. Conclusion:

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets $P-\Delta$ sont négligeables dans notre structure (vérifié).

La modélisation de notre structure avec le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure. On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE V :

Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (**BAEL91, RPA99, CBA93**). Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, poutres et voiles

- Les poutres seront ferrillées en flexion simple.
- Les poteaux, voiles seront ferrillés en flexion composée.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagné de leurs schémas de ferrailage.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : RPA **article 5.2**.

$$- 1.35G+1.5Q \quad - G+Q \quad - G+Q\pm E \quad - 0.8G\pm E.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations :

$$\begin{array}{ll} - M^{\max} & \longrightarrow N^{\text{cor}} \\ - N^{\max} & \longrightarrow M^{\text{cor}} \\ - N^{\min} & \longrightarrow M^{\text{cor}} \end{array}$$

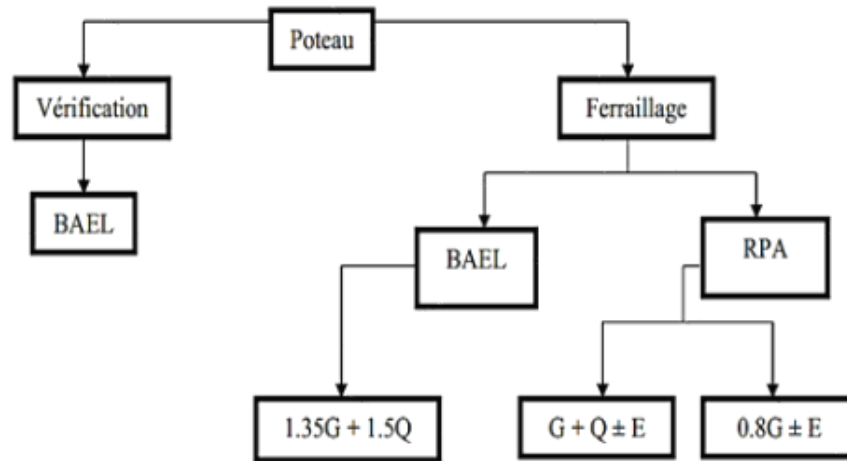


Figure V.1. Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux.

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003[1]

V.2.1.1. Armatures longitudinales RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (**zone IIa**).
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$.

a. Section armature selon l'RPA99V2003

$$A_{\min} = 8\% \times b \times a$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

b. Section d'armature selon BAEL91

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 et BAEL91 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

/	Section (cm ²)	$A_{\min}$ BAEL (cm ²)	$A_{\max}$ BAEL (cm ²)	$A_{\min}$ RPA (cm ²)	$A_{\max}$ RPA (cm ²)	
					Zone courante	Zone de recouvrement
RDC à 5 ^{ème} étage	40 × 40	3.2	80	12.80	64	96

V.2.1.2. Armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales $f_e = 400$ MPa

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement Géométrique ≥ 5 ;

$\rho_a = 3,75$ Si l'élancement Géométrique < 5

t : Espacement des armatures transversales.

- **Dans la zone nodale**

$t \leq \min(10\phi ; 15\text{cm}) \rightarrow$ En zone IIa

- **Dans la zone courante**

$t \leq 15\phi \rightarrow$ En zone IIa

Où :

ϕ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t}\right)$ est donnée par:

- 0,3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$
- $3 < \lambda_g < 5$

Par interpolation Avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et b : les dimensions de la section du poteau.

l_f : Longueur de flambement $\rightarrow l_f = 0,7l_0$.

l_0 : Hauteur libre d'étage

V.2.2. Calcule Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M). Les poteaux seront ferrillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel Robot.

-Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- ✓ Effort Normal
- ✓ Effort Tranchant.
- ✓ Moment Fléchissant.

-Le résumées des sollicitations données par le logiciel Robot.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$N > 0$: effort de traction.

$N < 0$: effort de compression.

Tableau V.2. Les sollicitations dues aux poteaux.

	ELU		0,8G ± V		ELU		
	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$V_{\max}$
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	V(KN)
Poteau 40×40	1143.61	25.30	-742.25	91.72	83.55	17.37	78.34

Méthode de calcul

On calcule le poteau de section (40×40) et le reste des résultats de ferrailage seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$b = 0.40 \text{ m}$; $h = 0.40 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$; $d' = 0.04 \text{ m}$; Fissuration préjudiciable.

V.2.2.1. Armatures longitudinales

1^{er} cas:

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} = 1143.61 \text{ kN} \\ M^{\text{corr}} = 25.30 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25.30}{1143.61} = 0.022 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [3]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.28 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 4.2 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.24}{0.4} \leq \left(15; 20 \times \frac{0.042}{0.4} \right) = 4.28 < \max (15; 2.1) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée : On calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre: (CBA93 A.4.3.5) [2]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

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

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{44.85}{44.85 + 7} = 0.86$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.2)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.86 \times 2) = 0.013 \text{ m}$$

$$e_2 = 1.3 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.5\text{cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0)\left(\frac{h}{2} - d'\right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272\text{N}$$

$$M_2 = (1143.61 - 2272)\left(\frac{0.4}{2} - 0.04\right) = -180.54\text{KN} \dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u\left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0.337h - 0.81d')N_0 \leq M_u$$

$$1143.61\left(\frac{0.4}{2} - 0.04\right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2272 = 1626.15 \dots \text{CNV}$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u\left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0.8571h - d')N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0.4 + 1143.61\left(\frac{0.4}{2} - 0.04\right) - 25.30}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2272}$$

$$\Psi = 0.711 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = N_u \times e = 1143.61 \times 0.055 = 62.898\text{KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = 25.30 + A_1 = 25.30 + 1143.61\left(0.36 - \frac{0.4}{2}\right) = 208.277\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{208.277 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 14.2} = 0.28$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73\text{‰}$$

$$\alpha_{lim\ t} = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.669$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.28 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.28}) = 0.42$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.42) = 0.83$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{208.277 \times 10^3}{0.83 \times 0.36 \times 347.82}$$

$$A_1 = 20.04 \text{ cm}^2$$

On revient a la fessions composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 16.76 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} cas**

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\min} = -742.25 \\ M^{\text{corr}} = -91.72 \end{array} \right.$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-91.72}{-742.32} = 0.123 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (36 - \frac{40}{2}) \Rightarrow 12.3 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

$$M_u = +N_u(d - \frac{h}{2} + e_G) = -742.32 \times (0.36 - \frac{0.4}{2} + 0.123) = -210.07 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d') \sigma_s} = \frac{-91.72 \times 10^6}{(360 - 40) 347.82} = 824 \text{ mm}^2 = 8.24 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{-742.25 \times 10^3}{347.82} + 824.06 = -1309.94 \text{ mm}^2 = 13.09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 21.33 \text{ cm}^2$$

Calcul $A_{\min}$:

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = 8.4 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{eme} cas**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} : 131.58 \text{ KN.m} \\ N^{\text{corr}} :- 40.12 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{131.58}{40.12} = -3.27 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [3]

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max[2\text{cm}, 1.22\text{cm}] = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 3.29\text{cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.24}{0.4} \leq \left(15; 20 \times \frac{3.29}{0.4} \right) = 5.6 < \max(15; 164.5) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [2].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{44.85}{44.85 + 7} = 0.86$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.2)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.86 \times 2) = 0.0139\text{m}$$

$$e_2 = 1.3\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.303\text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272\text{KN}$$

$$M_2 = (40.12 - 2272) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -314.43\text{KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$40.12 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2272 = -226.25\text{KN.m.}$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d')N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0.4 + 40.12(0.2 - 0.04) - 131.58}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2272}$$

$$\Psi = 0.308 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_u = N_u \times e = 40.12 \times 3.03 = 121.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u(d - \frac{h}{2}) = 131.58 + 40.12(0.36 - \frac{0.4}{2}) = 137.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{137.99 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 14.2} = 0.187$$

$$\mu_{bu} = 0.187 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.187}) = 0.20$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.20) = 0.92$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{137.99 \times 10^3}{0.92 \times 0.36 \times 347.82} = 1197.85 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 11.97 \text{ cm}^2$$

On revient à la fessions composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 11.57 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{\text{calculer}}, A_{\text{BAEL}} \cdot A_{\text{RPA}})$$

Tableau V.3. Ferrailages longitudinaux des poteaux.

Niveaux	Sections		A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	Choix cm^2	A_{adp} cm^2
	cm^2					
	h	B				
RDC et 5	4	4	21.3	12.	8HA16+4HA1	22.24
étages	0	0	3	80	4	

V.2.2.1. Armatures transversales (RPA article.7.4.2.2).[1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

On calcule les armatures transversales du poteau de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\phi_{l \min} = 2 \text{ cm} ; L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,2$$

$$L_f = 2,24 \text{ m}$$

V_u : Effort tranchant de calcul $V_{\max}$.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espacement des armatures transversales.

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égale à:

$$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \text{ En zone nodale (zone II).}$$

On adoptera $t = 10 \text{ cm}$

$$t \leq 15\phi_l \text{ En zone courante}$$

On adoptera $t = 10 \text{ cm}$

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à:

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,24}{0,4} = 5,6 \text{ ou}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,24}{0,4} = 5,6 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{78,34 \times 10^3 \times 2,5}{400 \times 400} \times 100 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale $A_{t \min}$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%(t \times b_1)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%(t \times b_1)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Tableau V.4. Les armatures transversales des poteaux.

$b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	40× 40
$V_{\max}(\text{KN})$	78,34
$L_f \text{ (m)}$	2,26
λ_g	5,65
ρ_a	2,5
$t \text{ (cm)}$	10
$A_t(\text{cm}^2)$	1.22
$A_{t \min}$	1,20
$A_{t \text{ adop}}(\text{cm}^2)$	6T8 = 3,01

D'après le code de béton armé (CBA93. Article A7.1.3). Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1 \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

V.2.3. Vérifications nécessaires

V.2.3.1. Vérification aux sollicitations tangentielles

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

- **Selon BAEL99** : Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

- Selon RPA99 v 2003 : $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda < 5 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau

Tableau V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	$b \times h$ (cm ²)	$V_{\max}$ (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_{uRPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{uBAEL}$ (MPa)	Observation
RDC + les 5 étages	40× 40	30.58	0,19	5,65	0,075	1,87	2,5	Condition Vérifiée

V.2.3.2. Vérification de stabilité de forme (CBA 93 Article B.8.4.1) [3]

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 0,7L_0 = 2,24 \text{ m}$$

Tableau V.6. Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	RDC+5 étages
$b \times h(\text{cm}^2)$	40× 40
$L_0(\text{m})$	3,2
$L_f(\text{m})$	2,24
$i(\text{m})$	0,115
λ	19.39
α	0.8
$B_r(\text{m}^2)$	0,14
$\bar{N}(\text{KN})$	2692.09
$N_u(\text{KN})$	1143.61
Observation	Condition Vérifiée

Longueur de recouvrement

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)**. La longueur minimale de recouvrement est:

$$L_r = 40\phi_{l\max} \text{ En zone II}_a$$

Tableau V.7. Longueur de recouvrement.

$b \times h(\text{cm}^2)$	40×40
$\phi_{l\max}(\text{mm})$	12
$40\phi_{l\max}$	48

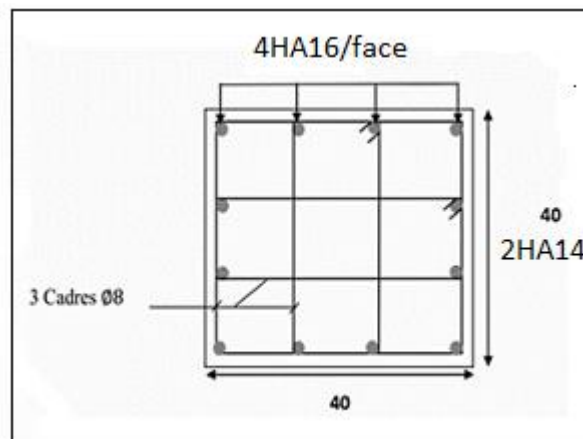
V.2.3.3. Vérification de la contrainte à l'E.L.S

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau V.8. Vérification des poteaux à l'ELS.

Section	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
40×40	832.18	40.69	0,99	15	1,61	201,63	Condition Vérifiée

Schéma de ferrailage**Figure V.2.** Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 5^{ème} étage.

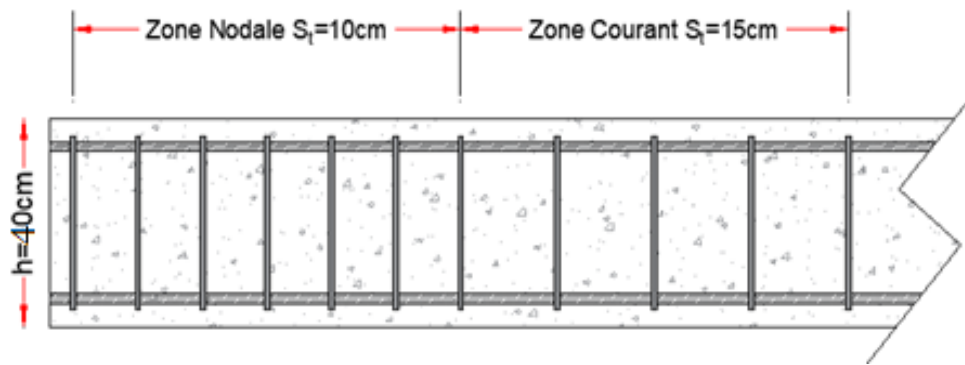


Figure V.3. Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 Modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

V.3.1. Combinaisons des charges

➤ État limite ultime

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G + 1,5Q \text{ (BAEL91)}$$

➤ État limite de service

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G + Q \text{ (BAEL91)}$$

➤ État limite accidentelle

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G + Q \pm E_y \text{ (RPA99/v2003)}$$

$$0,8G \pm E_y \text{ (RPA99/v2003)}$$

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

Selon BAEL 91 : Situation durable

$1,35G+1,5Q \Rightarrow$ pour déterminer le moment maximum en travée.

Selon les R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 49)

$0,8G \pm E_y \Rightarrow$ pour déterminer le moment négatif en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage inférieur au niveau des appuis.

$G + Q \pm E_y \Rightarrow$ pour le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra

de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Tableau V.9. Résumée de résultats.

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	1,15	25	14,2	400	347,82
Accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

V.3.2. Calcul de ferrailage

Ferrailage en travée $\Rightarrow$ ELU.

Ferrailage sur appui (nappe supérieure) $\Rightarrow G + Q \pm E_y$.

Ferrailage sur appui (nappe inférieure) $\Rightarrow 0,8G \pm E_y$

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91[2]**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}; \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}});$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) ;$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

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

Tableau V.10. les valeurs des moments sur appuis et en travées

	En Appuis	En Travée
Poutre principale (30×40)	131.09	58.34
Poutre secondaires (30×40)	--60.13	52.88

Mettre diagramme moments

On va prendre les moments max dans tous les étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres principales ensemble;(cas défavorable extrait à l'aide du logiciel robot

V.3.2.1. Ferrailage des poutres principal**Tableau V.11.** Calcul du ferrailage des poutres Principales.

Position	$M_{\max}$ (KN.m)	d (cm)	b (cm)	Z (mm)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{\min RPA}$ (cm ²)	$A_{sadopte}$ (cm ²)
Travée	58,34	36	30	335,50	1,304	4,99	6	3HA16+2HA12= 8.29
Appuis	-131.09	36	30	315,64	1,304	11,94	6	6HA16= 12,06

V.3.2.2. Vérification du ferrailage**Section minimale (RPA)**

$$b = 30 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm } A_{\min} = 0,5 \% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

Section maximale (RPA)

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Donc condition vérifiée.

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

a) Vérification à l'état limite ultime (E.L.U)

• Contrainte de cisaillement

La vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 108,09 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{108,09 \times 10^3}{300 \times 360} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Calcul de la section des armatures transversales

Choix du diamètre

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right] \Rightarrow \phi_t \leq \min [11,42 ; 30 ; 12] \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$

Espacement entre les cadres

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 36 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times 300 \times 250}{400} \Rightarrow A_t = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après B.A.E.L

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400 \times 10^2}{0,4 \times 300} = 67 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min [S_{t1} ; S_{t2}] \Rightarrow S_t \leq \min [25 ; 67] \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

Espacement exigé par RPA

$$\text{En zone nodale } \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = 10 \text{ cm}$$

En zone courante $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante

La section minimale des armatures transversales selon le RPA99

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

N.B: Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la **zone IIa** est de $40\emptyset$ poutre longitudinale : **$40\emptyset$**

$$L_r = 40 \times \emptyset_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \times \emptyset_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \times \emptyset_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm}$$

b) Vérification à l'état limite de service (E.L.S)

• Contrainte de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

Tableau V.12. Vérification à l'ELS de la poutre principale.

	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	42,60	13,62	87548,19	6,62	15	Vérifiée
Appuis	95,73	15,66	113245,05	1,92	15	Vérifiée

• Vérification flèche BAEL de la 91(articleB.6.5.1) [2]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,075 > 0,062 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \Rightarrow 0,075 \geq 0,065 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

$$3) \quad \rho = \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0072 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B: Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{max}}{5} : \text{Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 0,88 m}$$

$$\frac{L_{max}}{4} : \text{Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1,1 m.}$$

V.3.2.3. Schéma de ferrailage

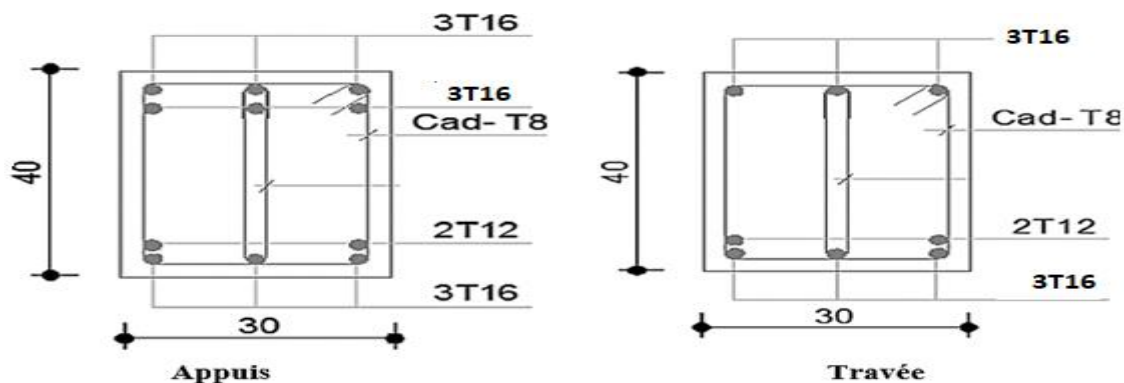


Figure V.4. Ferrailage des poutres principales

V.3.2.4. Ferrailage des poutres secondaires

D'après les résultats de robot

En Travée $\Rightarrow M_{max} = 52,88 \text{ KN.m}$

Sur appuis $\Rightarrow$ Nappe sup : $M_{max} = -60,13 \text{ KN.m}$

Tableau V.13. Ferrailage des poutres secondaires.

Position	M_{max} (KN.m)	d (cm)	b (cm)	Z (mm)	A_{min} (m ²)	A_s (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{sadopte}$ (cm ²)
----------	---------------------	-----------	-----------	-----------	---------------------------------	-----------------------------	------------------------------------	----------------------------------

Travée	52,88	36	30	266,4	1,304	5,70	6	3HA16= 6,03
Appuis	-60.13	36	30	351,21	1,304	4,92	6	3HA16+2HA12=8,29

V.3.2.5. La vérification du ferrailage

Section minimale (RPA) $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Section maximale (RPA)

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Donc Condition vérifiée.

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

A. Vérification à l'état limite ultime (E.L.U)

Contrainte de cisaillement

La vérification de la contrainte de cisaillement

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 32,44 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{32,44 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de la section des armatures transversales

Choix du diamètre

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right] \Rightarrow \phi_t \leq \min [11.42 ; 30 ; 12] \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

→ On prend $\phi = 8 \text{ mm}$

Espacement entre les cadres

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 32 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times 300 \times 250}{400} \Rightarrow A_t = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après B.A.E.L

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400 \times 10^2}{0,4 \times 300} = 67 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min [S_{t1} ; S_{t2}] \Rightarrow S_t \leq \min [25 ; 67] \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Espacement exigé par RPA

$$\text{En zone nodale} \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante} \Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte $\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm En zone courante}$$

La section minimale des armatures transversales selon le RPA99

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ poutre longitudinale : 40ϕ

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm}$$

B. Vérification à l'état limite de service (E.L.S)

• Contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.14. Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	16,11	12,02	69378,94	2,79	15	Vérifiée
Appuis	43,53	13,62	87548,187	6,77	15	Vérifiée

• Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,09 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \Rightarrow 0,09 \geq 0,075 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

$$3) \rho = \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0083 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B: les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à:

$$\frac{L_{max}}{5} : \text{Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : } 0,8 \text{ m}$$

$\frac{L_{\max}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1 m.

V.3.2.6. Schéma de ferrailage

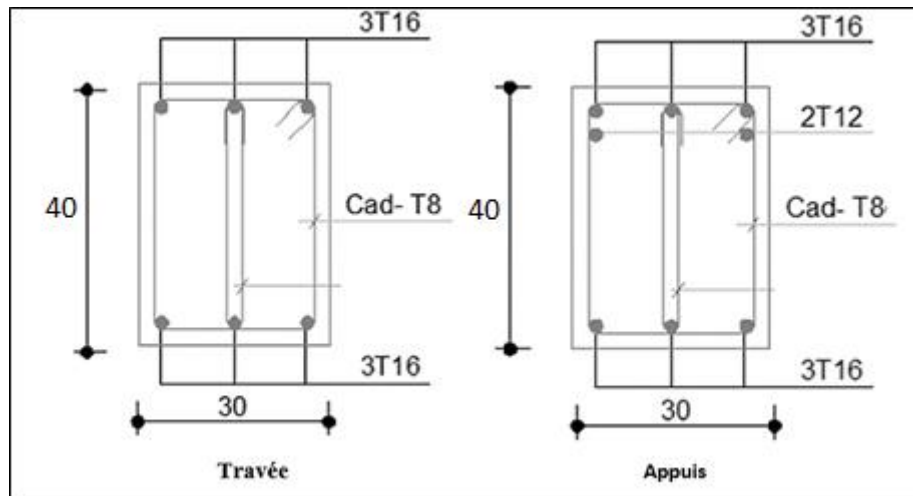


Figure V.5. Ferrailage des poutres secondaires.

V.4. Étude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. 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 calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assuré la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.4.3. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.6.4 Avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.6.5 Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 [3]: $\{G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le RPA 99 [1] : $\{1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.4.4. Recommandations du RPA99[1] :

V.4.4.1. Aciers verticaux :

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/V2003.

- 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.

V.4.4.2. Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° 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.

V.4.5. Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{\min} = 0.15 \%$ section globale du voile. $A_{\min} = 0.1 \%$ zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

L : est la longueur de la **zone comprimée**.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.4.6. Méthode de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode des contraintes (simplifiée), cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1^{er} cas (σ_a, σ_b) > 0 (Section entièrement comprimée):

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

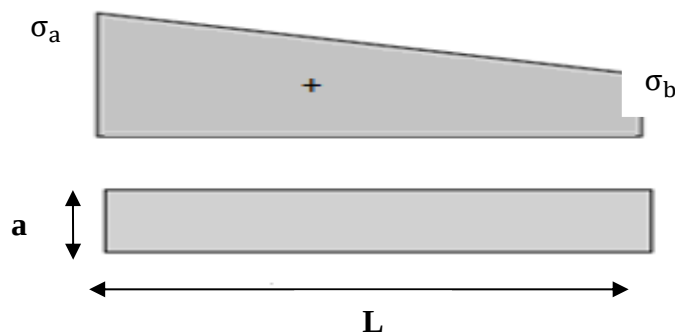


Figure V.6. Section entièrement comprimée.

- 2^{ème} cas (σ_a, σ_b) < 0 (Section entièrement tendue) :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (L_t) est égale à (L) l'effort de traction est égal à :

$$T = \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \times L \times a$$

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s}$$

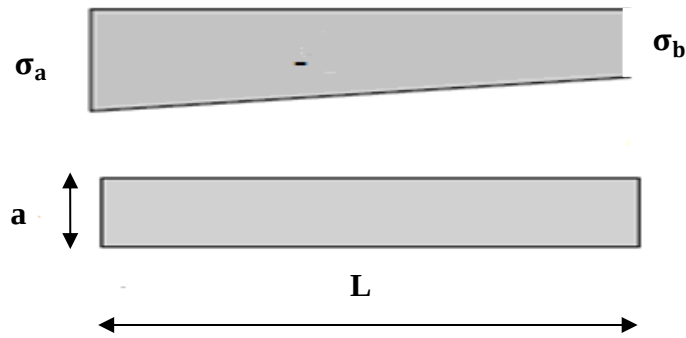


Figure V.7. Section entièrement tendue.

- 3^{ème} cas (σ_a , σ_b) sont de signes différents (Section partiellement comprimée) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - L_t} = \frac{\sigma_b}{L_t} \rightarrow L_t = \frac{\sigma_b \cdot L}{\sigma_a + \sigma_b}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{\sigma_b \times L_t \times a}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s}$$

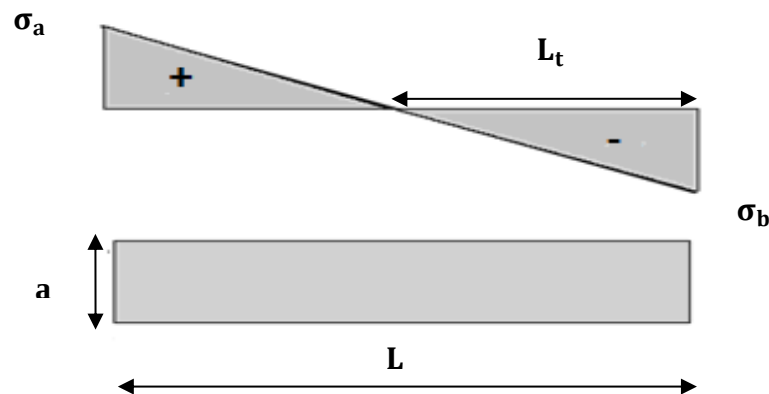


Figure V.8. Section partiellement comprimée.

V.4.7. Exemple d'application 01 (voile pleine):

Nous proposons le calcul détaillé du voile le plus sollicité :

On a:

$$L = 5.25\text{m}; a = 0.2 \text{ m};$$

$$A = 1.05 \text{ m}^2;$$

$$I = \frac{a.L^3}{12} = 2.4 \text{ m}^4;$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.625 \text{ m}.$$

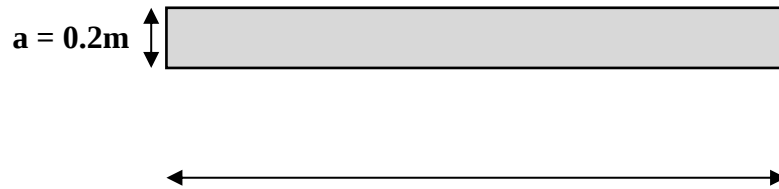


Figure V.9. Les dimensions du voile étudié.

V.4.7.1. Détermination des sollicitations :

Nous avons 3 voiles plein selon l'axe y et un voile avec ouverture selon L'axe x

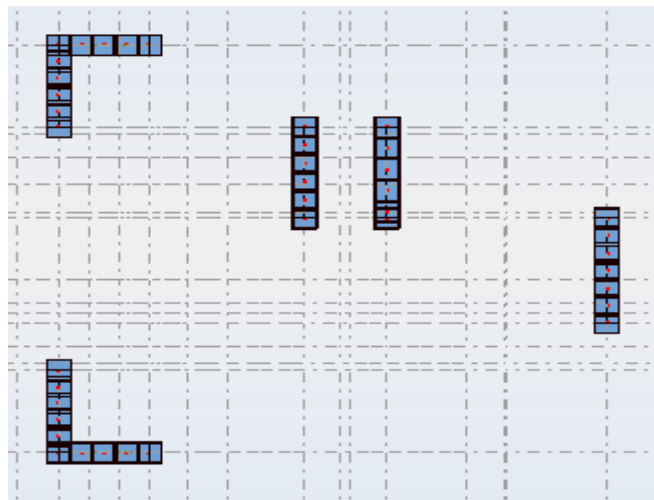


Figure V.10. Types des voiles

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel **ROBOT** (le voile le plus sollicité):

Tableau V.15. Caractéristique géométrique des voiles.

	L(m)	e (m)	V(m) = l/2	B(m ²) = L*e	I(m ⁴) = e (L ³ /12)
Voile X 1 :					
(L=5.25 m)	5.25	0,20	2.625	1.05	2.41
(e=0,20m)					
Voile X 2 :					
(L=4.6m)	4.6	0,20	2.3	0.92	1.6
(e=0,20m)					
Voile Y1 :					
(L=4.15 m)	4.15	0,20	2.075	0.83	1.19
(e=0,20m)					

• La quantité d'armatures verticales nécessaires pour R+5 ,é est résumé dans le tableau su-ivant :

Tableau V.16. Calcul des sections d'armature verticale

	Cas	N(KN)	M (KN.m)	V _{max}	$\sigma_a KN$	$\sigma_b KN$	AS (cm ²)
Voi le X1	N _{max}	884.43	375.52	361.36	1251.33	433.29	21
	M _{corr}						
	N _{cor}	81.59	1949.01	//	2200.58	-2045.17	1.39
	M _{max}						
	N _{min}	-1678.34	81.12	//	-1510.06	-1686.77	4.19
	M _{cor}						
Voi le X2	N _{max}	224.50	273.54	350.70	637.23	-149.19	0.13
	M _{cor}						
	N _{cor}	-276.38	1949.01	//	2501.28	-3102.11	1.59
	M _{maxr}						
	N _{min}						
	M _{corr}	-1002.20	-57.74	//	1006.34	-1006.34	0.57
Voi le Y1	N _{max}	522.48	981.85	388.73	2341.54	-1082.55	0.76
	M _{corr}						
	N _{cor}	1949.01	316.66	//	2900.36	-1796.04	1.15
	M _{max}						
	N _{min}	1678.34	-106.83	//	2208.37	1835.81	16.6
	M _{corr}						

On prend le max entre (A_s , A_{RPA} , A_{BAEL}) pour le choix de la quantité nécessaire des armatures verticales :

BAEL

$$P.C \rightarrow A_{min} \geq \left(0.23B \times \frac{ft_{28}}{fe}; 0.05 \times B \right)$$

$$E.C \rightarrow A_{min} \geq \left(4 \times p; \frac{0.2 \times B}{100} \right)$$

$$P = e \times l$$

RPA

$$P.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times lt \times e$$

$$E.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times lc \times e$$

Tableau V.17. Choix des armatures verticales

L (m)	LT(m)	A_{RPA} , (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_s (calcule) (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
5.25	5.25	21	15.09	21	21.56	7HA16	30
4.6	2.05	8.2	13.22	8.2	10.05	5HA16	30
4.15	4.15	16.6	11.93	16.6	18.10	9HA16	30

• Les résultats de calculs des armatures horizontales sont affichées dans les tableaux ci-dessous:

$$Ah = \frac{\tau u \times e \times st}{0.8 \times fe} \rightarrow \tau u = \frac{1.4 \times vd}{e \times d}$$

$$A = 0.15\% \times e \times l$$

$$St = \min(1.5 \times e \bullet 30cm)$$

Tableau V.18. Choix des armatures horizontales

	A_{BAEL} (cm ²)	A_H (cm ²)	Choix des barres	A_{adp} (cm ²)	Espacement(cm)
Voile X1					
(L=5.25m)	15.75	0.47	8HA16	16.08	30
(e=0,20m)					
Voile X2					
(L=4.6m)	13.8	0.46	7HA16	14.07	30
(e=0.20m)					
Voile Y1					
(L=4.15m)	12.45	0.51	6HA14+2HA16	13.26	30
(e=0.20m)					

- Vérification a l'état limite ultime (ELU) :
- Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99 (art 7.7.2) à : [1]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d} \rightarrow \bar{v} = 1.4 \times v$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5MPa$$

Ou :

b : Epaisseur de voile ; d : hauteur utile d=0.9h ; $\bar{v}$: L'effort tranchant. Selon BAEL : [2]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau = \frac{vu}{b_0 \times d}$$

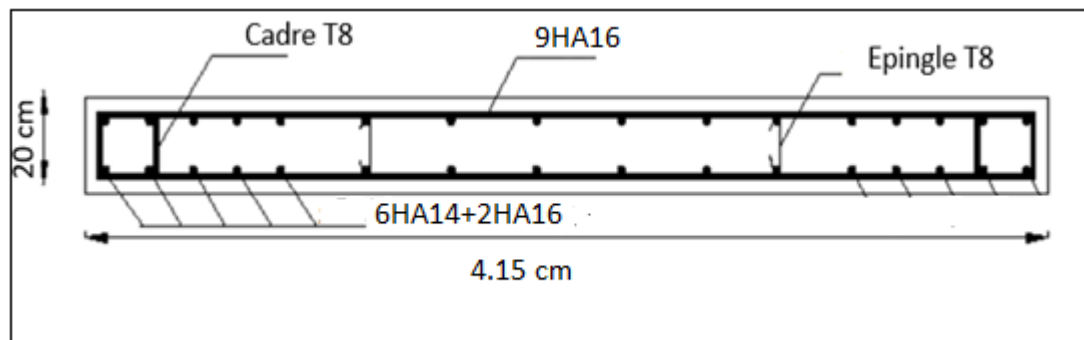
$$\bar{\tau} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.5MPa$$

Tableau V.19. Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement

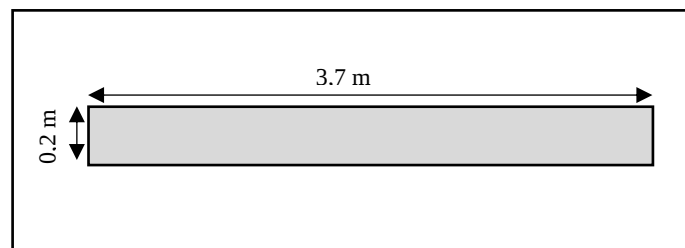
Voile L (m)	V(KN)	$\bar{V}$	B ₀	D	τ_{bael}	τ_{rpa}	$\bar{\tau}_{bael}$	$\bar{\tau}_{rpa}$	Observations
L = 5.25	361.36	505.904	0,20	4.725	0.38	0.53	2,5	5	Vérifier
L = 4.6	350.70	490.98	0,20	4.14	0.42	0.59	2,5	5	Vérifier
L = 4.15	388.73	544.22	0,20	3.73	0.52	0.72	2,5	5	Vérifier

Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi le voile Y1:

**Figure V.11.** Schéma de ferrailage du voile.**V.5. Trumeau :**

Le trumeau se calcule comme un voile plein.

**Figure V.12.** Dimensions du voile calculé.

- Détermination des sollicitations :**

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2022** :

Tableau V.20. Sollicitations de calcul (Voile plein).

G+Q±EX (Situation accidentale)

N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
-702,96	-1041,66	-454,89

Le tableau suivant contient le calcul de ferrailage vertical du trumeau le plus sollicité.

Tableau V.21. Ferrailage vertical de trumeau.

	Résultats
Effort Normal N (KN)	-702,96
Moment de flexion M (KN.m)	-1041,66
$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$ (MPa)	1,18
$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$ (MPa)	0,72
La longueur de la Zone tendue L_t (m)	1,40
Effort de traction F_t (KN)	101,43
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $\gamma_s = 1$ (SA)	400
Section d'armature A_{vt} (cm ²)	2,54
$A_{RPA \min} = 0,2 \% \cdot L_t \cdot e$ (cm ²)	5,62
Sur toute la section du voile $A_{\min} = 0,15 \% \cdot L \cdot e$ (cm ²)	11,1
Dans la Zone Courant $A_{\min} = 0,1 \% \cdot L_t \cdot e$ (cm ²)	7,40
$A_s \text{ adopte} = \max \{A_{vt}; A_{RPA \min}\}$ (cm ²)	5,62
Espacement $S_t \leq (1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$ (cm)	20
Espacement dans la zone d'about $S_a = \frac{S_t}{2}$ (cm)	10
Choix des barres	12 HA 12

V.5.1. Ferrailage Horizontal des voiles :

V.5.1.1. 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% (**Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003**).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e \times d}$$

- **T** : Effort tranchant à la base du voile.
- **e** : Épaisseur du voile.
- **d** : Hauteur utile. $d = 0,9 \times h$

D'après (l'article 7.7.2 des RPA 99/Version 2003). La contrainte limite est :

$$\overline{\tau_u} = 0,2 \times f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

V.5.1.2. Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après l'article (A.5.1.2.3 de CBA 93) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t \times e} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \times K)}{0,9 \times f_e}$$

- **K = 0** : Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ou dans le cas de bétonnage non muni d'indentations de la surface de reprise.
- **K = 1** : En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- **K = $\frac{1+3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$** : En flexion composée avec N, effort de compression.
- **K = $\frac{10-10\sigma_{cm}}{f_{c28}}$** : σ_{cm} et σ_{tm} Étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenue en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- **0,15%** : globalement dans la section des voiles.
- **0,10 %** : dans les sections courantes.

V.5.1.3. Exemple d'application :

a. Voile plein :

Les données sont citées dans l'exemple précédent :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e \times d} = 1,4 \frac{454,89}{0,2 \times 0,9 \times 3,70} \times 10^{-3} \Rightarrow \tau_u = 0,683 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 \Rightarrow \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,683 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Calcul de la section des armatures horizontales :

Dans notre cas $K = \frac{1+3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$ (cas d'une flexion composée avec N, effort de compression).

$$\sigma_{cm} = \frac{N}{A} = \frac{702,96 \times 10^3}{3700 \times 200} \Rightarrow \sigma_{cm} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1 + 3(0,95)}{25} \Rightarrow K = 0,154$$

V.5.1.4. Espacement :

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$\gamma_s = 1$: (situation accidentelle)

$$A_t \geq \frac{S_t \times e \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K)}{0,9 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{20 \times 0,2 \times 1 (0,683 - 0,3 \times 2,1 \times 0,154)}{0,9 \times 400}$$

$$A_t = 121,66 \text{ mm}^2 = 0,65 \text{ cm}^2$$

V.5.1.5. Armatures transversales minimales $A_{\min}$:

- $A_{\min} = 0,15 \% . e . h = 3 \text{ cm}^2$ Globalement dans la section des voiles.
- $A_{\min} = 0,10 \% . e . h = 2 \text{ cm}^2$ Dans les sections courantes.

Choix des barres :

On adopte **5T8 = 2,58 cm²** pour chaque **1m** de hauteur (1nappe).

V.6. Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillement minimum préconisé par les règles parasismiques Algériennes.

CHAPITRE VI :

Analyse statique non linéaire

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI.2. Solidarisation des points d'appui :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrine ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

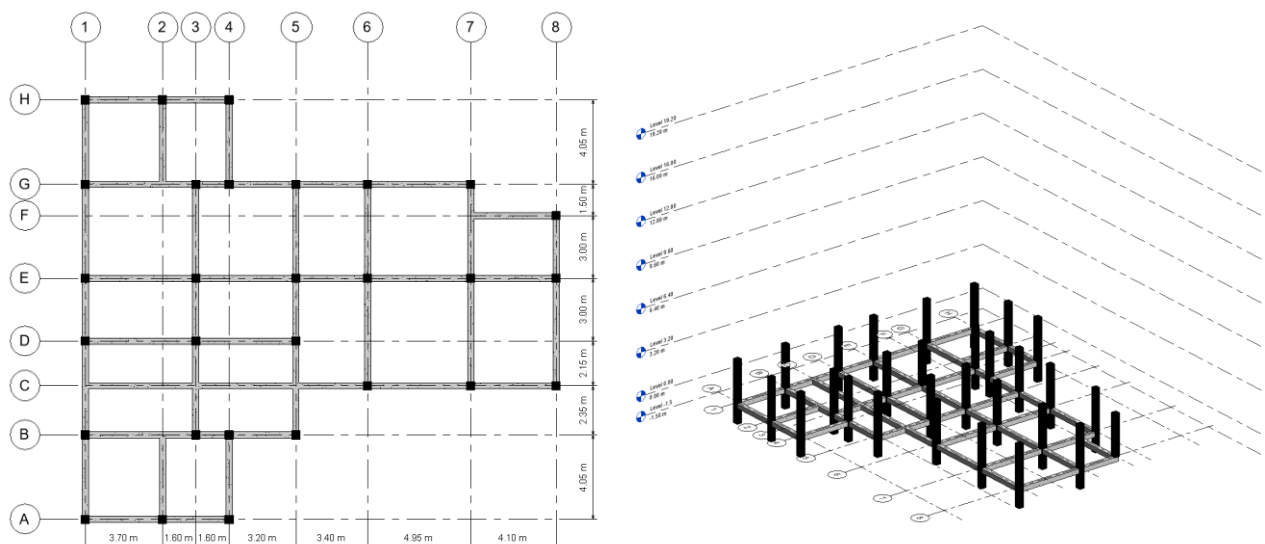


Figure VI.1. Schéma des longrines.

VI.2.1. Prédimensionnement des longrines :

Selon (Art 10.1.1.) RPA 99/2003 les dimensions minimales de la section des longrines sont [3] :

- 25 cm x 30 cm : site de catégorie S2 et S3.
- 30 cm x 30cm : site de catégorie S4.

Donc d'après cet article on adopte une section de longrine $(30 \times 35)cm^2$

VI.2.2. Calcul des sollicitations :

Selon (Art 10.1.1.) RPA 99/2003 ; les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à [3] :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- N : égale à la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appui solidarisés tiré depuis **Robot structural analysis 2022**.

Tableau VI.1. Coefficient α des longrines.

	Zone		
Site	I	II	III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Tableau VI.2. Sollicitations de longrine.

Nu (KN)	Ns (KN)
1188,44	864,62

VI.2.3. Calcul de ferrailage des longrines :**VI.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales :**

- **Ferrailage à ELU :**

Le ferrailage des longrines se calcule en traction simple.

$$F_u = N_u / \alpha$$

Avec :

$$N_u = 1188.44 \text{ KN} ; \alpha = 15$$

Allors :

$$F_u = 1143,65/15$$

On obtient :

$$F_u = 76,243 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

$$A_s = \frac{F_u}{\sigma_s} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s = \frac{76,243 \times 10^3}{348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimum de RPA99/2003 :**

Selon (Art 10.1.1) RPA 99/2003 :

$$A_{s \min} = 0,6\% b \times h$$

$$A_{s \min} = 0,6\% 30 \times 35$$

Donc :

$$A_{s \min} = 6,30 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

Selon le BAEL 91 :

$$A_s = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; \quad \text{Avec : } B \text{ section de béton}$$

$$A_s = \frac{300 \times 350 \times 2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en ELS :**

On considère que la fissuration très préjudiciable.

$$F_{ser} = N_{ser} / \alpha$$

Avec :

$$N_{ser} = 828,40 \text{ KN} ; \alpha = 15$$

Alors :

$$F_{ser} = 828,40/15$$

On obtient :

$$F_{ser} = 55,23 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

$$A_s = \frac{F_{ser}}{\sigma_s}; \eta=1,6$$

Avec : $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_s = \min\{0,5f_e ; \max[240 \text{ MPA} ; 90\sqrt{(\eta \cdot f_{t28})}]\}$$

Alors :

$$\sigma_s = 150 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{55,23 \times 10^3}{150} = 3,68 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage on choisit A_s la plus grande :

$$A_{s \text{ calculer}} = \max\{A_{s \text{ ELU}} ; A_{s \text{ min}} ; A_{s \text{ RPA}} ; A_{s \text{ ELS}}\}$$

$$A_{s \text{ calculer}} = \max\{2,19 \text{ cm}^2 ; 5,51 \text{ cm}^2 ; 6,30 \text{ cm}^2 ; 3,68 \text{ cm}^2\}$$

Donc :

$$A_{s \text{ calculer}} = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopter:

$$A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.2. Calcule des armatures transversales :

D'après le **BAEL91 (Art G.I.4)** :

$\emptyset \geq 8 \text{ mm}$ (fissuration très préjudiciable).

On adopte :

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

D'après (**Art 10.1.1.b**) **RPA 99/2003** :

$$S \leq \min [20 \text{ cm} ; 15 \emptyset] ;$$

$$S \leq \min [20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}] ;$$

$$S \leq 18 \text{ cm.}$$

On adopter:

$$S = 15 \text{ cm}$$

VI.3. Etude de fondations :

VI.3.1. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et les dimensions des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.4. Choix de type de fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1,5 bars**, la profondeur d'ancrage est de **2 m** il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.

- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Combinaisons d'actions à considérer sont :

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

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

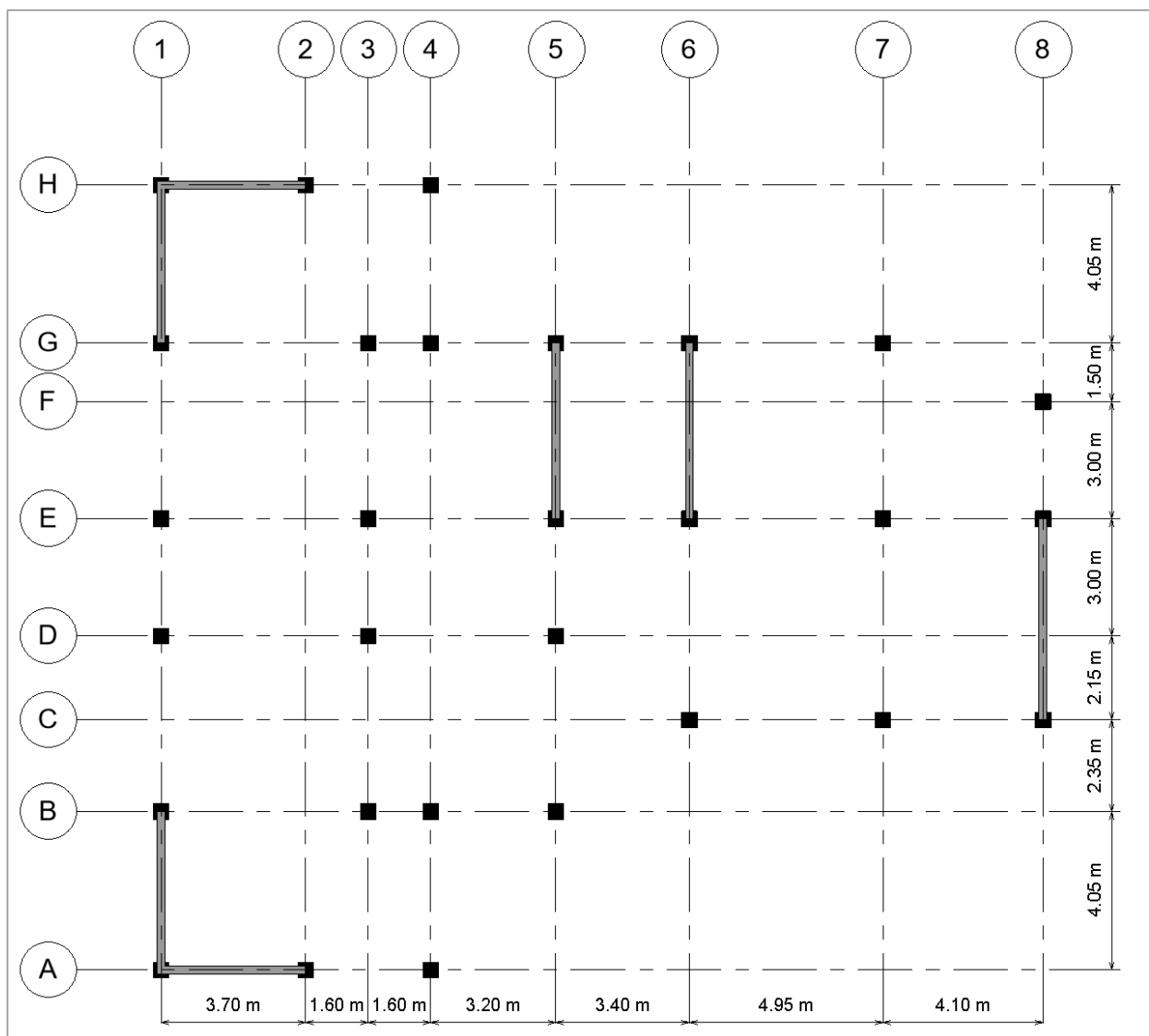


Figure VI.2. Disposition des semelles filantes.

VI.5. Calcule des fondations :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations. On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_s}{S_s} \geq \sigma_{sol} \Rightarrow S_s = \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- S_s : Surface de la fondation.
- N_s : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.5.1. Choix du type de fondation :

On remarque que la largeur B de la semelle dépasse 50 % de la distance entre les poteaux dans les deux directions, l'utilisation des semelles isolées ou carrée ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, dans ce cas, on doit vérifier les semelles

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:

$$\frac{S_s}{S_B} \leq 50 \%$$

- S_s : Section des semelles filantes
- S_b :Section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

VI.5.1.1. Vérification :

Le cas d'une semelle filante : L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On suppose que :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$N = \sum N_i$: Effort normal provenant de chaque file de poteaux, tiré depuis **Robot structural analysis 2022** avec la combinaison accidentelle.

- S_s : Section des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Effort normal des poteaux agit sur les semelles.

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7 (C)/ 1	10,56 10,60 2,4	-13902,52	-9840,18	-4062,34
7 (C)/ 2	10,53 10,64 5,6	-11557,25	-8146,00	-3411,25
7 (C)/ 3	10,53 10,64 8,8	-9262,39	-6487,94	-2774,44
7 (C)/ 4	10,53 10,64 12,	-6967,66	-4852,19	-2115,47
7 (C)/ 5	10,53 10,64 15,	-4672,94	-3224,69	-1448,25
7 (C)/ 6	10,48 10,57 18,	-2385,30	-1633,24	-752,06

On a $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Avec : $\sigma_{sol} = 1,5$ bars

$$S_s \geq \frac{9840,18}{150} = 65,601 \text{ m}^2$$

$$S_s = 65,601 \text{ m}^2$$

Avec :

$$S_b = (6,90 \times 20,10) + (11,55 \times 9,65) + (4,10 \times 8,15) + (3,20 \times 2,15)$$

$$S_b = 290,442 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$$

$$\frac{65,601}{290,442} = 22,59 \% \leq 50 \% \dots \dots \dots \text{C: V}$$

Donc on est dans le cas d'une semelle filante.

VI.5.2. Prédimensionnement de fondation :

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times A}$$

- B : Largeur de la semelle filante
- A : **1ml** parce que on travaille sur un mètre linéaire.
- N : effort normal du poteau le plus sollicité (poteau $N^\circ=7$)

- On multiplie σ_{sol} par un coefficient de sécurité de 2 selon (Art 10.1.4.1) RPA99/2003.

Sens « x » :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
84/ 7 (C)	-3,58	8,22	513,07	-9,02	-3,71	-0,03
86/ 7 (C)	-2,86	-3,60	357,80	3,66	-2,97	-0,02
88/ 7 (C)	-2,31	6,76	256,73	-7,37	-2,39	-0,01
Cas 7 (C)	ELS					
Somme totale	-8,75	11,37	1127,59	-12,73	-9,07	-0,06
Somme réactions	0,00	0,00	13902,52	146218,68	-148039,45	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-13902,52	-146218,67	148039,45	0,0
Vérification	0,00	0,00	0,00	0,01	-0,00	0,00
Précision	1,54840e-05	7,11709e-15				

$$B \geq \frac{513,32 + 357,80 + 256,74}{4,80 \times 150 \times 2}$$

$$B \geq 0,78 \text{ m}$$

Sens « y » :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
60/ 7 (C)	-1,36	5,30	785,28	-5,80	-1,28	-0,04
72/ 7 (C)	-1,05	-5,29	810,93	5,49	-0,99	-0,01
Cas 7 (C)	ELS					
Somme totale	-2,41	0,01	1596,21	-0,31	-2,26	-0,06
Somme réactions	0,00	0,00	13902,52	146218,68	-148039,45	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-13902,52	-146218,67	148039,45	0,0
Vérification	0,00	0,00	0,00	0,01	-0,00	0,00
Précision	1,54840e-05	7,11709e-15				

$$B \geq \frac{785,28 + 810,93}{3,00 \times 150 \times 2}$$

$$B \geq 1,77 \text{ m}$$

On adopte :

$$B = 1,50 \text{ m}$$

- h : épaisseur de la semelle.

$$h = d + 0,05$$

$$d \geq \frac{B - a}{4} \Rightarrow d \geq \frac{1,50 - 0,4}{4}$$

$$d \geq 0,27,5 \text{ m}$$

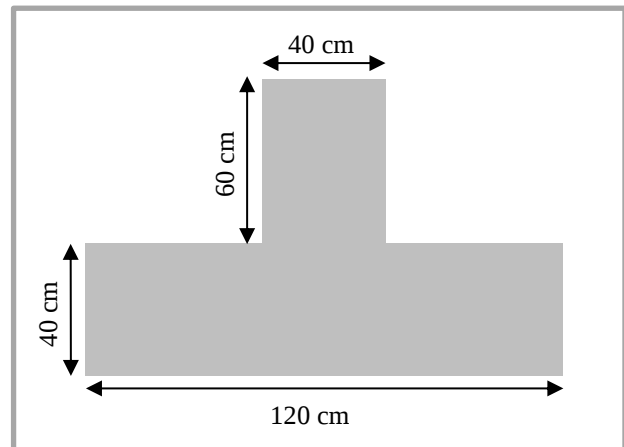


Figure VI.3. Dimension de fondation.

On adopte :

$$d = 0,35 \text{ m}$$

$$h = d + 0,05$$

$$h = 0,35 + 0,05$$

On adopte :

$$h = 0,40 \text{ m}$$

VI.5.3. Vérification de condition de rigidité :

Pour les semelles continues, sous poteaux, nous allons voir que la loi de répartition des contraintes sur le sol est fonction, également de la raideur de la semelle.

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calculera en premier lieu la longueur élastique de la semelle :

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

- **I** : est l'inertie de la semelle;
- **L** : est le module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $20 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$) ;
- **b** : est la largeur de semelle;
- **K** : est le coefficient de raideur du sol
 - $0,5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un « très mauvais sol » ;
 - 4 Kg/cm^3 pour un « sol moyen » (contrainte admissible 2 bars) ;
 - 12 Kg/cm^3 pour un « très bon sol » ;

Données:

- **I** = $6080 \ 000 \text{ cm}^4$
- **E** = $200 \ 000 \text{ Kg/cm}^2$
- **K** = 4 Kg/cm^3 pour un « sol moyen »
- **b** = 120 cm

- $L_{\max} = 320 \text{ cm}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^5 \times 608 \times 10^4}{4 \times 120}}$$

$$L_e = 317,27 \text{ cm}$$

On vérifie que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a = \frac{\pi}{2} \times 317,27 + 40 = 538,36 \text{ cm}$$

Alors :

$$L_{\max} = 320 \text{ cm} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a = 538,36 \text{ cm}$$

Donc les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire sur la longueur totale de la semelle, en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

VI.5.4. Calcul des sollicitations :

On a utilisé pour tirer les sollicitations (N, M) qui agissent sur chaque file des poteaux dans le sens « X ».

Tableau VI.4. Sollicitations des fondations en ELA sens « X ».

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
84/ 12 (C)	-15,87	5,37	227,06	-6,05	-30,06	0,17
84/ 13 (C)	11,35	4,92	429,99	-5,24	25,31	-0,21
86/ 12 (C)	-16,03	-2,81	303,01	1,52	-30,29	0,13
86/ 13 (C)	12,57	-1,90	168,26	3,27	26,63	-0,16
88/ 12 (C)	-12,05	3,78	253,29	-4,24	-26,07	0,12
88/ 13 (C)	8,99	4,91	93,74	-5,25	22,82	-0,13
Cas 12 (C) (CQC) 0.8G+VX						
Somme totale	-43,95	6,33	783,35	-8,77	-86,42	0,42
Somme réactions	-1189,63	5,60	8956,01	94261,73	-112753,56	13665,24
Somme efforts	1189,63	-5,59	-8956,01	-94261,74	112753,61	-13665,26
Vérification	0,00	0,01	0,00	-0,02	0,05	-0,02
Précision	5,20268e-02	1,30666e-04				
Cas 13 (C) (CQC) 0.8G-VX						
Somme totale	32,91	7,94	692,00	-7,22	74,76	-0,50
Somme réactions	1189,63	-5,60	8956,01	94295,40	-79669,63	-13665,24
Somme efforts	-1189,63	5,59	-8956,01	-94295,37	79669,58	13665,26
Vérification	-0,00	-0,01	0,00	0,03	-0,05	0,02
Précision	-5,20138e-02	-1,30666e-04				

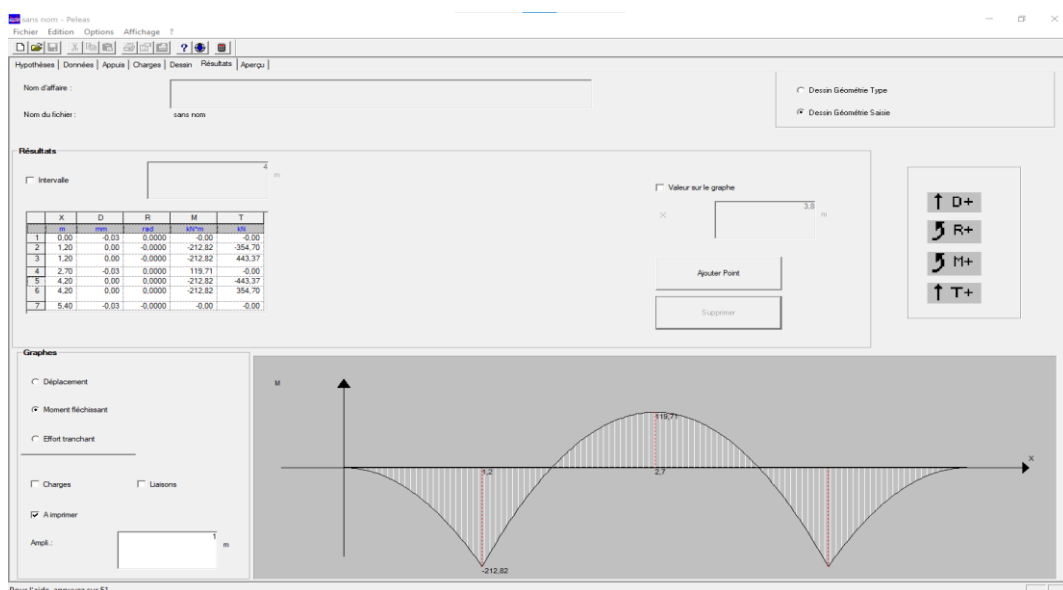
Tableau VI.5. Sollicitations des fondations en ELA sens « Y ».

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
60/ 12 (C)	-13,53	3,11	492,35	-3,35	-28,10	0,02
60/ 13 (C)	12,03	3,51	516,92	-3,90	26,66	-0,07
72/ 12 (C)	-13,04	-3,19	512,99	3,22	-27,53	0,07
72/ 13 (C)	11,97	-3,42	529,58	3,63	26,49	-0,09
Cas 12 (C) (CQC) 0.8G+VX						
Somme totale	-26,57	-0,08	1005,34	-0,13	-55,64	0,08
Somme réactions	-1189,63	5,60	8956,01	94261,73	-112753,56	13665,24
Somme efforts	1189,63	-5,59	-8956,01	-94261,74	112753,61	-13665,26
Vérification	0,00	0,01	0,00	-0,02	0,05	-0,02
Précision	5,20268e-02	1,30666e-04				
Cas 13 (C) (CQC) 0.8G-VX						
Somme totale	24,01	0,09	1046,50	-0,27	53,15	-0,15
Somme réactions	1189,63	-5,60	8956,01	94295,40	-79669,63	-13665,24
Somme efforts	-1189,63	5,59	-8956,01	-94295,37	79669,58	13665,26
Vérification	-0,00	-0,01	0,00	0,03	-0,05	0,02
Précision	-5,20138e-02	-1,30666e-04				

Après avoir tiré les sollicitations depuis **Robot structural analysis 2022**, on utilise une autre application qui s'appelle **SCOTEC (Peleas)** pour obtenir les sollicitations maximales (moments sur appui, moments en travée, effort tranchant et les déplacements), de chaque file des semelles filante (figure VII.5).

Tableau VI.6. Sollicitation SOCOTEC des fondations en ELU & ELS sens « Y ».

Sens	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
ELS	-212,82	119,71
ELU	-293,73	165,22

**Figure VI.4.** Sollicitation SOCOTEC des fondations en ELS sens « y ».

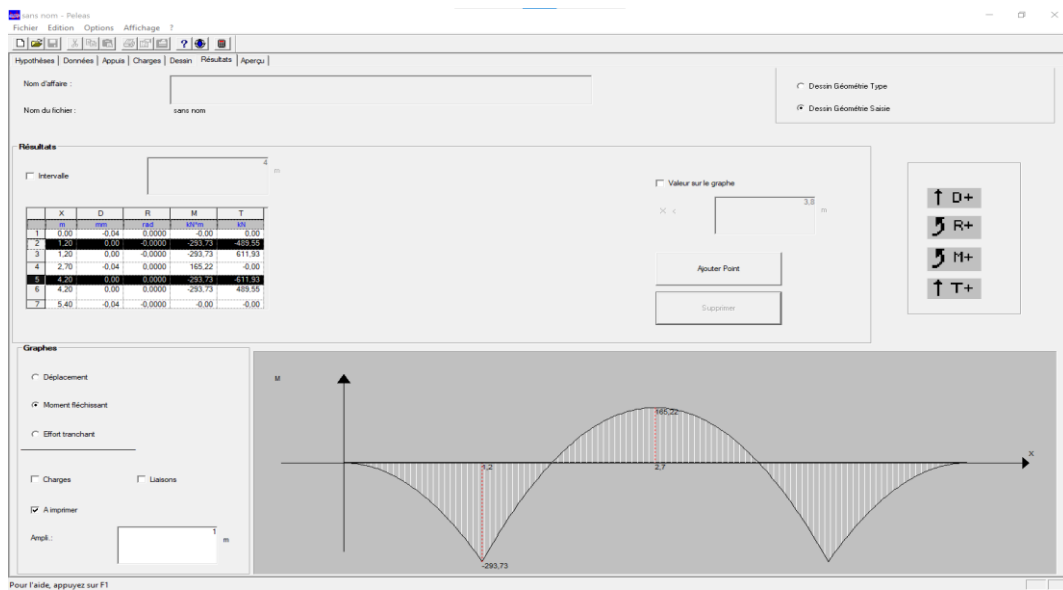


Figure VI.5. Sollicitation SOCOTEC des fondations en ELS sens « x ».

VI.5.5. Calcul des sollicitations :

VI.5.5.1. Ferrailage longitudinal :

On a utilisé l'EXPERT 2010 pour calculer le ferrailage des appuis et des travées

Tableau VI.7. Ferrailer des Fondations avec expert 2010.

Combinaison	Sens porteur	
	Appui	Travée
ELS	10,2	4,1
ELU	7,40	4,1

On adopte le même ferrailage longitudinal pour les deux sens :

- Appui : $6\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 11,41 \text{ cm}^2$
- Travée : $3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

En plus du ferrailage inférieur de la poutre, on adopte des armatures de répartition qui sont calculées à partir de la formule suivante :

$$A_{s \text{ rep}} = \frac{A_s}{4} = \frac{16,93}{4} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Donc, nous adoptons $4\text{T}12$: ou $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm .

VI.5.5.2. Ferrailage transversal :

D'après (Art A.5.1, 23) des règles BAEL91, nous avons :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{b \times (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \frac{f_e}{\gamma} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\alpha = 90^\circ ; \cos \alpha + \sin \alpha = 1$$

K = 1: pour la flexion simple

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{40 \times (1,1 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 348} = \mathbf{0,06 \text{ cm}}$$

VI.5.5.3. Vérification de l'effort tranchant à (ELU):

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \mathbf{1,1 \text{ MPa}} \leq \tau_u = \mathbf{2,5 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

VI.5.5.4. Condition minimale de BAEL91 modifié99 (ART.3.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{b_0 \times 0,4 \text{ MPa}}{f_e} = \frac{40 \times 0,4}{400} = \mathbf{0,04 \text{ cm}}$$

VI.5.5.5. Condition minimale de RPA 99 / V 2003 (ART. 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,003 \times b = \mathbf{0,12 \text{ cm}}$$

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \left\{ \frac{A_{t \text{ calc}}}{S_t} ; \frac{A_{t \text{ BAEL}}}{S_t} ; \frac{A_{t \text{ RPA}}}{S_t} ; \right\}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{A_{t \text{ RPA}}}{S_t} = \mathbf{0,12 \text{ cm}}$$

VI.5.5.6. Espacement :

D'après **RPA99/V2003 (7.5.2.2)**.

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1,4 \right\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 16,8\}$$

Donc on prend : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Donc on prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

VI.5.5.7. Verification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}; 12\phi_1\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 21 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Description des barres :

Nous avons :

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,12 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 10 \times 0,12 = 1,2 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **$A_t : 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

VI.5.5.8. Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \right\} = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

VI.5.5.9. Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{\text{semelle}} = \frac{D \cdot K}{A} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$$

- **D** : déplacement maximal de la semelle ; $D = 0,03 \text{ mm}$
- **K** : rigidité de la semelle ; $K = 48\,000 \text{ N/mm}$
- **A** : surface de la semelle ; $K = 720\,000 \text{ mm}^2$

$$\sigma_{\text{semelle}} = \frac{0,03 \times 48\,000}{720\,000}$$

$$\sigma_{\text{semelle}} = 0,004 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{\text{semelle}} = 0,004 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{semelle}} = 0,004 \text{ bars} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

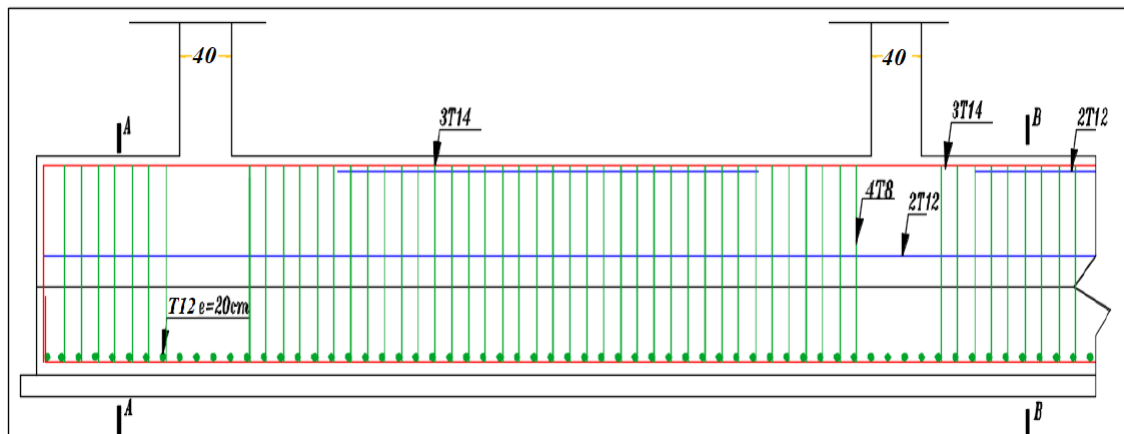


Figure VI.6. Ferrailage de la semelle filante.

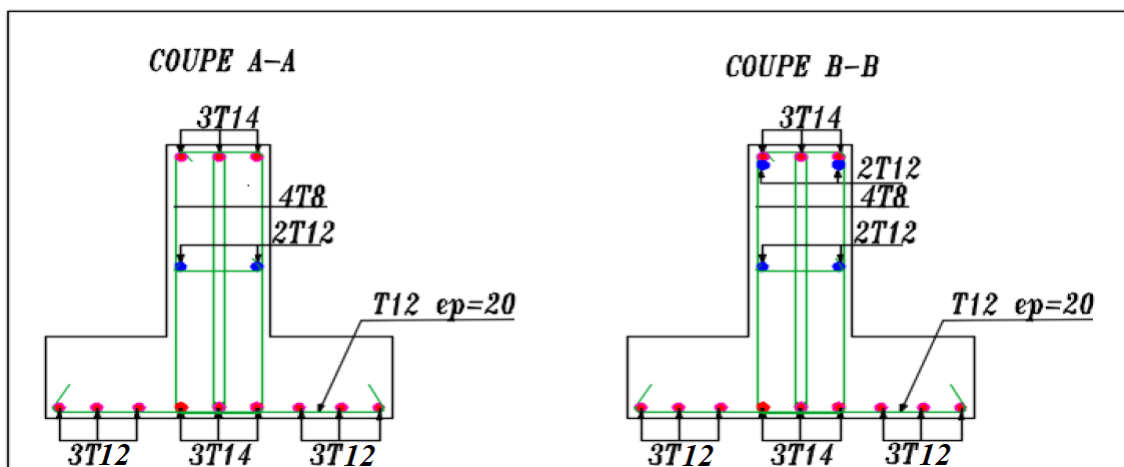


Figure VI.7. Coupes de ferrailage de la semelle filante.

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) [1], 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.

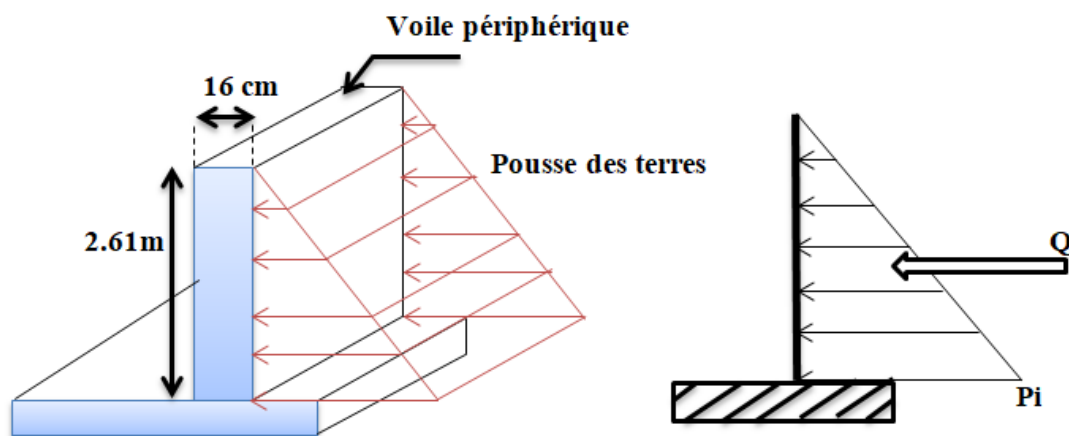


Figure VI.8. Schéma statique d'un voile périphérique.

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.

$$K_0 = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_0 = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) \Rightarrow K_0 = 0.33$$

$$\text{Donc : } P_i = 18 \times 2.61 \times 0.33 \Rightarrow P_i = 15.50 \text{ KN/m}^2$$

VII.5.5. Calcul du ferrailage :

$$q_u = 1.35 \times P_i \Rightarrow q_u = 1.35 \times 15.50 \Rightarrow q_u = 20.92 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = P_i = 15.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.61}{5.20} = 0.5 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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 .

Tableau VI.8. Valeur de coefficients μ_x , μ_y et v .

	ELU	ELS
μ_x	0.0851	0.0897
μ_y	0.2703	0.4456
v	0	0.2

Les moments sont déterminés suivant les deux directions L_x et L_y .

❖ **ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0851 \times 20.92 \times 2.61^2 \Rightarrow M_x = 12.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.2703 \times 12.12 \longrightarrow M_y = 3.27 \text{ KN.m}$$

✓ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 12.12 \longrightarrow M_{tx} = 9.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.27 \longrightarrow M_{ty} = 2.77 \text{ KN.m}$$

✓ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 12.12 \longrightarrow M_{ax} = M_{ay} = 6.06 \text{ KN.m}$$

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 :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.09 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} \longrightarrow \mu = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) \longrightarrow \alpha = 0.04$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.04) \longrightarrow Z = 13.77 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times Z} = \frac{9.09 \times 10^6}{348 \times 137.7} \longrightarrow A_s = 1.89 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.77 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} \longrightarrow \mu = 0.009$$

$$\mu = 0.009 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) \longrightarrow \alpha = 0.01$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.01) \longrightarrow Z = 13.94 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times Z} = \frac{2.77 \times 10^6}{348 \times 139.4} \longrightarrow A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{6.06 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} \longrightarrow \mu = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) \longrightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.02) \longrightarrow Z = 13.88 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times Z} = \frac{6.06 \times 10^6}{348 \times 138.8} \longrightarrow A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

❖ 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 :

Tableau VI.9. Ferrailage de voile périphérique.

Position	En travée		En appui
Sens	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

❖ Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens -x : } S_t \leq \min (2e ; 25\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (2 \times 16 ; 25\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (32\text{cm} ; 25\text{cm}) \\ \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{Sens-y : } S_t \leq \min (3e ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (48\text{cm} ; 25\text{cm}) \\ \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ **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 :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4456 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 = 0.0897 \times 15.5 \times (2.61)^2 \longrightarrow M_x = 9.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.4456 \times 9.47 \longrightarrow M_y = 4.21 \text{ KN.m}$$

✓ 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 :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9.47 \longrightarrow M_{ax} = 4.73 \text{ KN.m}$$

VI.5.6. Vérification à l'ELS :**a). Vérification des contraintes de béton :**

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 comprimée.

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 :

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_S - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n=15 ; A'_S = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 3.14 (14 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_S(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.19^3 + 15 \times 3.14 \times (14 - 3.19)^2$$

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{7.10 \times 31.9 \times 10^6}{6585.98 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_{ty} = 3.57 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_S - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n=15 ; A'_S = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 3.14 (14 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_S(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.19^3 + 15 \times 3.14 \times (14 - 3.19)^2$$

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{3.57 \times 31.9 \times 10^6}{6585.98 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.27 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En appui :**

$$M_{ser} = 4.73 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 3.14 (14 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 659.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.19^3 + 15 \times 3.14 \times (14 - 3.19)^2$$

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{4.73 \times 31.9 \times 10^6}{6585.98 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Vérification des états limitent de compression du béton.

		M_{ser}	A_s	y	I	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
	Position	(KN.m)	(cm ²)	(cm)	(cm ⁴)	(MPa)	(MPa)	
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							

b). Vérification des contraintes au niveau d'acier :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Avec : $\eta = 1.6$; La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min(266.66; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.10 \times 10^6 (140 - 31.9)}{6585.98 \times 10^4}$$

$$\sigma_s = 174.80 \text{ MPa}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes au niveau d'acier.

		M_{ser}	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Position	Sens	(KN.m)	(MPa)	(MPa)	
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				

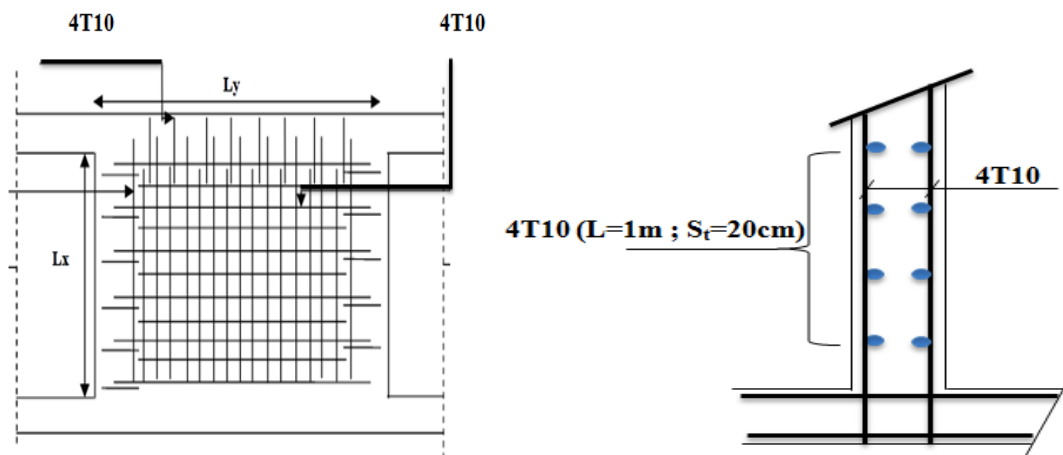
VI.5.7. Schéma de ferrailage :

Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.6. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos informations en se basant sur les documents techniques (DTR) et même d'applications des règlements (RPA99V2003 et BAEL91 modifié99), et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

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 du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Pour améliorer le comportement sismique de la structure, la solution la plus répandue est d'augmenter la rigidité de la structure avec l'ajout de voiles en béton armé, la présence de voiles de béton armé afin de limiter les déformations latérales et par là les déplacements relatifs des étages

Le logiciel ROBOT utilisé pour le calcul et l'interprétation des résultats ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction. Malgré l'existence des logiciels informatiques très développés qui ont bien aidé à développer les calculs et le dimensionnement des structures en béton armé, et à les rendre plus facile et moins coûteux et dans des brefs délais, le calcul manuel reste primordial dans les calculs et le dimensionnement de n'importe quelle structure.

Concernant l'infrastructure le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions

Références bibliographiques

Règlements:

- [1] Règles Parasismiques Algériennes, version 2003 (**RPA99/version2003**)
- [2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées **99(BAEL91)**.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A93**).
- [5] Document technique règlementaire **DTR BC2.2**, charge permanentes et charges d'exploitation, CGS 1988.

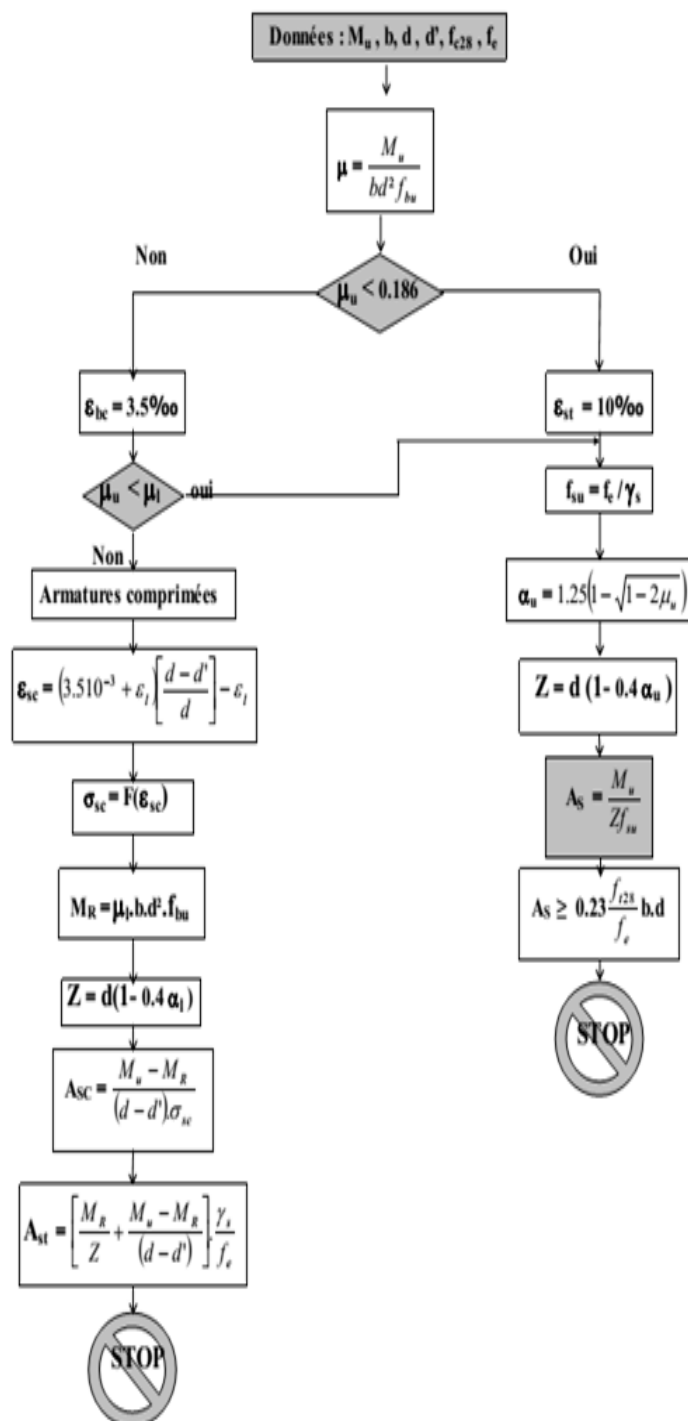
Mémoires de fin d'étude

- [6] **BAHAIR. H, BOUTRAH. S**, "*Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitations*". Centre universitaire Abdelhafid Boussouf, 2019-2020.
- [7] **Chikh. H**, "*Etude d'un bâtiment 2 sous sol, RDC+ 9 étages du forme irrégulière à usage multiple*", Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2011-2012.
- [8] **BELHADJ. A, HANNANE. K, BOUBEKEUR. S**, "*Etude d'un bâtiment (s-sol+R+10étages) en BA à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte*" Université Ahmed Draia-Adrar, 2019-2020.
- [9] **GUERGOURI. A, AMADOU O.C**, "*Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+15*", Université 8 mai 1945 - GUELMA, 2016-2017.
- [10] **ZOUAIMIA. H, KHALLA. A, SAADAOUI. Y**, "*Etude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation*", Université du 8 Mai1945Guelma, 2012-2013.
- [11] Le Recensement général de la population et de l'Habitat 2008, ONS 2008.

Cours :

- [4] **GUETTICHE.A**, "*Cours de béton armé 3^{ème} année génie civil*", Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf Mila, 2018/2019.
- [12] **BRAHIMI. A**, "*Cours de bâtiment*", Master 1 génie civil option structure". Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf Mila, 2019/2020.

Annexes

Annexe 1**Flexion simple:****SECTION RECTANGULAIRE**

Annexe 2

Tableau des sections des armatures

Section en cm² de N armature de diamètre Ø en mm :

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
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	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000