

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب – البلدية 1

Université Saad Dahlab Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

دائرة الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

**ÉTUDE D'UN IMMEUBLE R+8+S/SOL AVEC
L'INVESTIGATION DE L'EFFET DE
TEMPÉRATURE**

Etudié et réaliser par :

- BEN ABDALLAH Islam.
- SAIDANI Mahmoud.

Encadrées par :

Mr. FERDJANI Omar.

Blida, Juillet 2022.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Avant tous, Nous remercions, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A notre promoteur Mr : O. FERDJANI pour ses conseils, ses aides, pour son large esprit et l'encouragement le long de la préparation.

Nous remercions tous les enseignants durant toute notre formation et les collègues de notre promotion qui nous ont accompagnés depuis le début de ce parcours.

Nous adressons nos remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillées, qui se sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui.

MAHMOUD et ISLAM

Dédicace

Je dédie ce projet :

À mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect ; mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices dont vous avez consenti pour mon instruction et mon bien-être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne.

À mes chers et adorables frères et sœurs, pour leurs soutiens

À ma chère belle-sœur et mes petits neveux « Wassim et Djamel »

À mon cher binôme, « ISLAM », pour son entente et toutes les années qu'on a passé ensemble

À mes chers amis « Roumaïssa, Oussama, Hichem, Nourelhouda, Sawab » qui m'ont aidé et supporté dans les moments difficiles, et je leur souhaite un bon courage pour leurs soutenances aussi.

À toute ma grande et petite famille.

Et je finis tout ça par la personne qui me manque tellement et elle ne quitte jamais mes pensées pour toi grand-mère SAFIA ça fait pas longtemps que tu nous as quitté pour une vie meilleure voilà aujourd'hui ton petit-fils, il est au point d'obtenir son diplôme, mais son ta présence. Qu'ALLAH t'accorde le paradis.

MAHMOUD

Dédicace

Je dédie ce projet :

À ma mère

*« Tu m'a donné la vie, la tendresse, et le courage pour réussir, tout ce que je
peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte
En témoignage je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices
et pour l'affection dont tu m'a toujours entourée »*

À mon père

*« L'épaule solide, l'œil attentif compressifs et la personne la plus digne de mon
estime et de mon respect. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments,
que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »*

Mes frères et mes sœurs, et toute ma famille.

*A mon binôme « MAHMOUD ». qui n'a pas cessé et m'encourager tout le
temps.*

A mes chères amis :Abdelkhalak, Hichem, Bouchra, Yasmine.

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin
à achever ce travail.*

ISLAM

Sommaire

Remerciement.

Dédicace.

Sommaire.

Liste des tableaux.

Listes des figures.

Résumé.

Introduction général1

CHAPITRE I. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Introduction.....3

I.2. Présentation de l'ouvrage3

I.3. Caractéristiques géométrique3

I.4. Conception de la structure6

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux7

I.5.1. Béton7

I.5.2. Acier11

I.6. Hypothèses de calcul13

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction14

II.2. Pré-dimensionnement des planchers14

II.3. Pré-dimensionnement des poutrelles15

II.4. Pré-dimensionnement des poutres17

II.5. Pré-dimensionnement de l'acrotère18

II.6. Pré-dimensionnement des voiles19

II.7. Évaluation des charges	20
II.7.1. Charges permanentes	20
II.7.2. Charges d'exploitations	22
II.8. Pré-dimensionnement des poteaux	22
II.8.1. Procédure de pré-dimensionnement	23
II.8.2. Évaluation de l'effort normal ultime	26

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. Introduction	31
III.1. Acrotère	31
III.1.1. Définition et principe de calcul	31
III.1.2. Évaluation des charges	32
III.1.3. Calcul des efforts.....	33
III.1.4. Ferrailage de la section de l'acrotère	33
III.1.5. Vérification de la section d'acier.....	35
III.1.6. Vérification à l'ELS	35
III.1.7. Vérification de l'effort tranchant	37
III.1.8. Schéma de ferrailage.....	38
III.2. Etude et calcul des poutrelles	39
III.2.1. Introduction	39
III.2.2. Dimensionnement de la poutrelle	39
III.2.3. Calcul des poutrelles	39
III.2.4. Calcul du ferrailage	46
III.2.4.1. Ferrailage en travée	46
III.2.4.2. Ferrailage en appui	47
III.2.5. Vérification	47
III.2.5.1. Effort tranchant	47
III.2.5.2. Vérification à l'ELS	48
III.2.5.3. Vérification de la flèche	49

III.2.6. Ferrailage de la dalle de compression	53
III.2.7. Schéma de ferrailage	54
III.3 Balcon	55
III.3.1. Évaluation des charger	55
III.3.2. Combinaison des charges	55
III.3.3. Calcul des efforts internes	55
III.3.4. Calcul du ferrailage	56
III.3.5. Vérification	57
III.3.5.1. Vérification des contraintes	57
III.3.5.2. Vérification de l'effort tranchant	57
III.3.5.3. Vérification de la flèche	58
III.3.6. Schéma de ferrailage	58
III.4. Escalier	59
III.4.1. Dimensionnement des escaliers	59
III.4.2. Les types d'escalier	60
III.4.2.1. Type 1	61
III.4.2.1.1. Évaluation des charges	61
III.4.2.1.2. Évaluation des sollicitations	62
III.4.2.1.3. Calcul des armatures	64
III.4.2.1.4. Vérification	64
III.4.2.2. Type 2	67
III.4.2.2.1. Évaluation des charger	68
III.4.2.2.2. Évaluation des sollicitations	69
III.4.2.2.3. Calcul des armatures	70
III.4.2.2.4. Vérification	71
III.4.3. Étude de la poutre brisée	74
III.4.3.1. Pré dimensionnement	74
III.4.3.2. Évaluation des charges	75
III.4.3.3. Calcul des efforts	75
III.4.3.4. Calcul des armatures	75

III.4.3.5. Vérification	76
III.4.3.6. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	78
III.4.4. Schéma de ferrailage	78

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction	79
IV.2. Méthode de calcul	79
IV.2.1. Méthode statique équivalente	79
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale	83
IV.3. Description du logiciel ETABS	84
IV.4. Modèle initial	85
IV.5. Modèle final	86
IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	86
IV.6.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	86
IV.6.2. Vérification des conditions du facteur de comportement (R)	88
IV.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base	89
IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit	91
IV.6.5. Vérification des déplacements inter étage	93
IV.6.6. Vérification de l'effet P-Delta	94

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V. Introduction	96
V.1. Ferrailage des poteaux.....	96
V.1.1. Combinaison d'action	96
V.1.2. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux	98
V.1.3. Choix des armatures	101
V.1.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS	101

V.1.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	103
V.1.6. Ferrailage transversale des poteaux	104
V.1.7. Ferrailage des poteaux du sous-sol	107
V.1.8. Schémas de ferrailage des poteaux	109
V.2. Ferrailages des poutres	112
V.2.1. Introduction	112
V.2.2. Calcul du ferrailage	112
V.2.2.1. Sens porteur	113
V.2.2.2. Sens non porteur	114
V.2.2.3. Poutre de chaînage	115
V.2.3. Choix des armatures	116
V.2.3.1. Sens porteur	116
V.2.3.2. Sens non porteur	116
V.2.3.3. Poutre de chaînage	117
V.2.4. Condition de non fragilité	117
V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'ELS	116
V.2.6. Vérification	117
V.2.7. Calcul des armatures transversales	119
V.2.8. Recouvrement des armatures longitudinales	120
V.2.9. Les arrêts des barres	121
V.2.10. Vérification de la flèche	121
V.2.11. Schémas de ferrailles des poutres	125
V.3. Ferrailage des voiles	129
V.3.1. Introduction	129
V.3.2. Stabilités des constructions vis-à-vis des charges latérales	129
V.3.3. Rôle de contreventement	129
V.3.4. Ferrailage des voiles	130
V.3.5. Combinaison	130
V.3.6. Prescriptions imposées par le RPA 99/2003	130
V.3.7. Règles générales	131

V.3.8. Vérification à l'ELS	131
V.3.9. Vérifications de la contrainte de cisaillement	132
V.3.10. Ferrailage vertical	132
V.3.11. Exemple de calcul	133

CHAPITRE VI : L'EFFET DE TEMPÉRATURE.

VI.1. Introduction	147
VI.2. D'après l'article B 5.1	147
VI.3. Prise en compte du cas de léger dépassement	148
VI.4. Calcul des armatures avec la prise en compte des effets de la température	148
VI.5. Choix des armatures	149
VI.6. La prise en compte des effets du retrait	150
VI.7. Schéma de ferrailage avec la prise en compte de l'effet de température	152
VI.8. Conclusion	154

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VII.1. Fondation	155
VII.1.2. Fonction assurée par les fondation	155
VII.1.3. Classification des fondations	155
VII.1.4. Choix de type des fondations	155
VII.1.5. Calcul des fondations	156
VII.1.6. Choix de type de semelle	156
VII.1.6.1. Semelles isolées	156
VII.1.6.2. Semelles filantes	158
VII.1.6.2.1. Pré dimensionnement de la semelle filante	159
VII.1.6.2.2. Vérification nécessaires	160
A- Vérification de la stabilité au renversement	160
B- Vérification des contraintes dans le sol sous la semelle filante	162
VII.1.6.2.3. Ferrailage des semelles filantes	162
VII.1.6.2.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS	165

VII.1.7. Schéma de ferrailage	167
VII.2. Voile périphérique	171
VII.2.1. Introduction	171
VII.2.2. Pré dimensionnement	171
VII.2.3. Evaluation des charges	172
VII.2.4. Effort dans le voile périphérique	172
VII.2.5. Condition exigée par le RPA99/version 2003	173
VII.2.6. Condition de non fragilité	173
VII.2.7. Vérification de l'effort tranchant	174
VII.2.8. Vérification à l'ELS	174
VII.2.9. Schéma de ferrailage	176
Conclusion général	177

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres	18
Tableau II.2. Composition de la terrasse (inaccessible).....	20
Tableau II.3. Composition du plancher courant	21
Tableau II.4. Composition de mur extérieur	22
Tableau II.5. Composition de mur intérieur	22
Tableau II.6. Charger d'exploitation	22
Tableau II.7. Surface reprise par les poteaux les plus sollicités	25
Tableau II.8. Dégression des surcharges	26
Tableau II.9. Calcul des poteaux centraux	28
Tableau II.10. Calcul des poteaux de rive	31
Tableau II.11. Choix Final des poteaux	31
Tableau III.1. Les efforts d'acrotère	33
Tableau III.2. Combinaisons des charger	41
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU et l'ELS	46
Tableau III.4. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	46
Tableau III.5. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appui	47
Tableau III.6. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	49
Tableau III.7. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	51
Tableau III.8. Combinaison des charges	55
Tableau III.9. Moment fléchissant et effort tranchant	56
Tableau III.10. Calcul des armatures	56
Tableau III.11. Vérification des contraintes du balcon	57
Tableau III.12. Dimension d'escalier	59
Tableau III.13. Les différents type d'escalier	60
Tableau III.14. Évaluation des charger et des surcharges pour le palier (type1)	61
Tableau III.15. Évaluation des charger et des surcharges pour la paillasse (type1).....	62

Tableau III.16. Calcul des sollicitations (type1).....	62
Tableau III.17. Ferrailage d'escalier (type1)	64
Tableau III.18. Vérification à l'ELS (type1).....	66
Tableau III.19. Vérification de la flèche de l'escalier (type1)	67
Tableau III.20. Évaluation des charger et des surcharges pour le palier (type2)	68
Tableau III.21. Évaluation des charger et des surcharges pour la paillasse (type2).....	68
Tableau III.22. Calcul des sollicitations (type2).....	69
Tableau III.23. Ferrailage d'escalier (type2)	71
Tableau III.24. Vérification à l'ELS (type2).....	73
Tableau III.25. Vérification de la flèche de l'escalier (type2)	74
Tableau III.26. Calcul des efforts	75
Tableau III.27. Ferrailage de la poutre brisée	76
Tableau III.28. Vérification à l'ELS	77
Tableau IV.1. Facteur de qualité	80
Tableau IV.2. Vérification de la résultante des forces	85
Tableau IV.3. Périodes et taux de participation	87
Tableau IV.4. F(z) voile	88
Tableau IV.5. F(z) globale	88
Tableau IV.6. Base réactions	89
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces	90
Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces après augmentation	91
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit	92
Tableau IV.10. Effort normal réduit avec section corrigés	92
Tableau IV.11. Vérification des déplacement inter étage	93
Tableau IV.12. Vérification de l'effet P-delta selon x-x	94
Tableau IV.13. Vérification de l'effet P-delta selon y-y	95
Tableau V.1. Caractéristique du béton et de l'acier	96
Tableau V.2. Ferrailage des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)	98
Tableau V.3. Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	98
Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	99

Tableau V.5. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (G+Q±E) ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)	99
Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (G+Q±E) ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	99
Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (G+Q±E) ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	100
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (0,8G±E) ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)	100
Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (0,8G±E) ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	100
Tableau V.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (0,8G±E) ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	101
Tableau V.11. Choix des armatures des poteaux	101
Tableau V.12. Vérification des contraintes des poteaux ($N^{\text{ser}}_{\max}; M^{\text{ser}}_{\text{corr}}$).....	102
Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux ($N^{\text{ser}}_{\min}; M^{\text{ser}}_{\text{corr}}$).....	102
Tableau V.14. Vérification des contraintes des poteaux ($M^{\text{ser}}_{\max}; N^{\text{ser}}_{\text{corr}}$).....	103
Tableau V.15. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....	104
Tableau V.16. Espacements maximums des poteaux	106
Tableau V.17. Choix des armatures transversales des poteaux	106
Tableau V.18. Ferrailage des poutres porteuses situation durable ELU	113
Tableau V.19. Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle (G+Q±E)	113
Tableau V.20. Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle (0,8G±E)	114
Tableau V.21. Ferrailage des poutres non porteuses situation durable ELU	114
Tableau V.22. Ferrailage des poutres non porteuses situation accidentelle (G+Q±E)	114
Tableau V.23. Ferrailage des poutres non porteuses situation accidentelle (0,8G±E)	115
Tableau V.24. Ferrailage des poutres de chaînage situation durable ELU	115
Tableau V.25. Ferrailage des poutres de chaînage situation accidentelle (G+Q±E)	115
Tableau V.26. Ferrailage des poutres de chaînage situation accidentelle (0,8G±E)	116
Tableau V.27. Choix des armatures pour les poutres porteuses	116
Tableau V.28. Choix des armatures pour les poutres non porteuses	116
Tableau V.29. Choix des armatures pour les poutres de chaînages	116
Tableau V.30. Vérification de la condition de non fragilité	117
Tableau V.31. Vérification des poutres porteuses à l'ELS	117
Tableau V.32. Vérification des poutres non porteuses à l'ELS	118
Tableau V.33. Vérification des poutres de chaînage à l'ELS	118
Tableau V.34. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur	119
Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur	119

Tableau V.36. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les chainages	119
Tableau V.37. Calcul des armatures transversales	120
Tableau V.38. Tableau récapitulatif du calcul des flèches	125
Tableau V.39. Calcul des armatures du voile V1	136
Tableau V.40. Calcul des armatures du voile V2	137
Tableau V.41. Calcul des armatures du voile V3	138
Tableau V.42. Calcul des armatures du voile V4	139
Tableau V.43. Calcul des armatures du voile V5	140
Tableau V.44. Calcul des armatures du voile V6	141
Tableau V.45. Calcul des armatures du voile V7	142
Tableau V.46. Calcul des armatures du voile V8	143
Tableau V.47. Calcul des armatures du voile V9	144
Tableau VI.1. Variations saisonnière de température extérieure	148
Tableau VI.2. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)	149
Tableau VI.3. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)	149
Tableau VI.4. Choix des armatures pour les poutres porteuses	149
Tableau VI.5. Choix des armatures pour les poutres non porteuses	150
Tableau VI.6. Vérification thermique des poutres porteuses de rive à l'ELS	151
Tableau VI.7. Vérification thermique des poutres non porteuses de rive à l'ELS	151
Tableau VII.1. Section des semelles filantes	159
Tableau VII.2. Les dimensions de la dalle des semelles filantes	159
Tableau VII.3. Les dimensions des nervures	160
Tableau VII.4. Vérification des contraintes	162
Tableau VII.5. Vérification au poinçonnement	163
Tableau VII.6. Ferrailage des dalles des semelles filantes	163
Tableau VII.7. Choix des armatures	163
Tableau VII.8. Ferrailage des nervures (condition de non fragilité)	164
Tableau VII.9. Ferrailage des nervures	164

Tableau VII.10. Choix des armatures	164
Tableau VII.11. Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS	165
Tableau VII.12. Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS après redimensionnement	166
Tableau VII.13. Ferrailage transversal des nervures	166
Tableau VII.14. Armature de peau	167
Tableau VII.15. Ferrailage du voile périphérique	173
Tableau VII.16. Vérification des contraintes	175
Tableau VII.17. Vérification des contraintes après le redimensionnement	175

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Façade de l'ouvrage	4
Figure I.2: Vue en plan de l'ouvrage	5
Figure I.3: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU	9
Figure I.4. Diagramme contraintes déformation du béton à L'ELS	10
Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU	11
Figure II.1. Coupe d'un plancher à corps creux	14
Figure II.2. Schéma des poutrelles	15
Figure II.3. Disposition des poutrelles	16
Figure II.4. Dimensions adoptées des poutrelles	16
Figure II.5. Schéma d'acrotère	18
Figure II.6. Chemin de voile	20
Figure II.7. Plancher terrasse (inaccessible)	21
Figure II.8. Plancher étage courant	21
Figure II.9. Surface reprise par le poteau central	27
Figure II.10. Surface reprise par le poteau de rive	28
Figure III.1. Schéma représentatif de l'acrotère	31
Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère	32
Figure III.3. Diagrammes des efforts à l'ELU	33
Figure III.4. Section de calcul de l'acrotère	33
Figure III.5. Distance de l'axe neutre	35
Figure III.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère	38
Figure III.7. Dimension du corps creux	39
Figure III.8. Dimensions de la poutrelle	39
Figure III.9. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 1	43
Figure III.10. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 2	44
Figure III.11. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 3	45

Figure III.12. Disposition constructive des armatures de la table de compression	54
Figure III.13. Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis	54
Figure III.14. Schéma statique des balcons	55
Figure III.15. Schéma de ferrailage du balcon	58
Figure III.16. Les différents type d'escalier	60
Figure III.17. Schéma statique (type1)	62
Figure III.18. Diagramme des moments fléchissant ELU (type2).....	63
Figure III.19. Diagramme des moments fléchissant ELS (type2)	63
Figure III.20. Diagramme des efforts tranchant ELU (type2).....	63
Figure III.21. Schéma statique (type1)	69
Figure III.22. Diagramme des moments fléchissant ELU (type2).....	69
Figure III.23. Diagramme des moments fléchissant ELS (type2)	70
Figure III.24. Diagramme des efforts tranchant ELU (type2).....	70
Figure III.25. Ferrailage de la poutre brisée	78
Figure III.26. Ferrailage de l'escalier	78
Figure IV.1. Spectre de réponse	84
Figure IV.2. Modèle initial	85
Figure IV.3. Disposition des voiles final	86
Figure IV.4. Spectre de réponse	89
Figure V.1. Schéma de ferrailages des poteaux	111
Figure V.2. Longueur de recouvrement	120
Figure V.3. Arrêt des barres	121
Figure V.4. Exemple de calcul poutre porteuse.....	122
Figure V.5. Exemple de calcul poutre non porteuse.....	123
Figure V.6. Exemple de calcul poutre de chaînage	124
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres	128
Figure V.8. Plans de repérage des voiles	133
Figure V.9. Voiles V1 Zone 1 (RDC)	145
Figure V.10. Voiles V3 Zone 1 (RDC)	145
Figure V.11. Voiles V7 Zone 1 (RDC)	145

Figure V.12. Voiles V4 Zone 1 (RDC)	146
Figure VI.1. Schéma de ferrailage des poutres sous l'effet de température.....	153
Figure VII.1. Dimensions de la semelle isolée	156
Figure VII.2. Schéma de la semelle filante	158
Figure VII.3. Schéma de ferrailage file 1.....	167
Figure VII.4. Schéma de ferrailage file 2 et 3.....	168
Figure VII.5. Schéma de ferrailage file 4.....	169
Figure VII.6. Schéma de ferrailage file 5.....	170
Figure VII.7. Schéma d'un voile périphérique	171
Figure VII.8. Ferrailage du voile périphérique sens x-x	176
Figure VII.9. Ferrailage du voile périphérique sens y-y	176

Résumé

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'étude dont le thème est « **Etude d'un immeuble R+8+1s/sol avec l'investigation de l'effet de température** », contreventé par des voiles et des portiques en béton armé avec une analyse dynamique de la structure. L'immeuble est implanté dans la commune de Beni-Mared, wilaya de Blida, classée selon le **RPA 99 version 2003** comme une zone de forte sismicité (**zone III**). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). Le dimensionnement et le calcul du ferrailage des différents éléments du bâtiment ont été établis conformément aux règlements algériens (**CAB93, RPA99 et DTR**). L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, (modale spectrale) moyennant le logiciel **ETABS**. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates on se basent sur les résultats du rapport de sol

المخلص

الدراسة المقدمة في هذه المذكرة في إطار مشروع الطور الدراسي ذات الموضوع: « **دراسة بناية مكونة من طابق أرضي + 8 طوابق + طابق تحت الأرض مع الأخذ بالاعتبار دراسة تأثير الحرارة** ». محققة بواسطة عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة مع تحليل ديناميكي للبناية. هذه البناية تقع في بلدية بني مراد ولاية البليلة المصنفة وقال **RPA99** ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III**. مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمونة بواسطة هيكل مختلط (عارضات وأعمدة+ جدران خرسانية مسلحة). قياس الابعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تمت وفقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA99/CBA93 et DTR**). الدراسة الديناميكية تمت وفق الطريقة الرقمية عبر استعمال برنامج **ETABS**. وأخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الاساسات وفقا لتوصيات تقرير التربة.

Abstract

The study presented in this thesis is part of the end-of-study project entitled: « **Study of a building R+8+1s/ground with the investigation of the effect of temperature** », braced by wall and reinforced concrete gentries with a dynamic analysis of the structure. The building is located in the commune of Beni-Mared, wilaya of Blida, classified according to the **RPA 99 version 2003** as a zone of high seismicity (**zone III**). The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a mixed bracing system (frames + wall). The dimensioning and the calculation of the reinforcement of the various elements of the building were established in accordance with the Algerian regulations (**CAB93, RPA99 and DTR**). The dynamic study was established using the numerical method (spectral modal) using the **ETABS** software. Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations based on the results of the ground report

INTRODUCTION

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles, et son domaine d'application est très vaste, il englobe les travaux publics et le bâtiment.

L'étude d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et d'économie imposées par les coûts croissants des matériaux de construction.

En revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Comme elle doit résister à tous événements et actions permanentes et accidentelles susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

La modélisation numérique et la simulation sur ordinateur constituent souvent l'unique voie d'étude pour l'ingénieur de génie civil confronté à la complexité des problèmes. Un grand nombre des logiciels informatiques existe actuellement et qui aide à réaliser ces simulations (SAP 2000, ETABS, ROBOT, etc...).

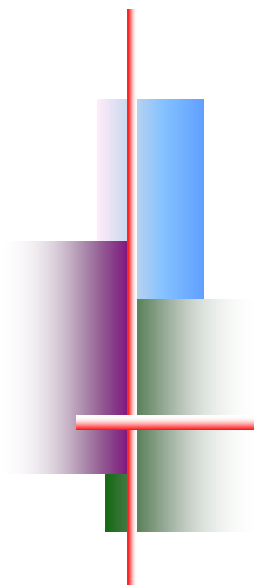
C'est dans cette optique que notre projet est lié aux structures parasismiques. Pour cela nous sommes conformés dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 99 et le CBA93.

Dans notre projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un bâtiment RDC+8étages+1s/sol ainsi qu'une analyse sismique de la structure et l'investigation de l'effet de température.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).

- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS V18.0.2.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS et SOCOTEC est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le 6^{ème} chapitre on a fait une investigation de l'effet de température avec une comparaison avec les résultats du chapitre précédent.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.



Chapitre I



*Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des
matériaux*

I.1. Introduction :

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A. Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un immeuble en BA à usage d'habitation et commercial de forme irrégulière, constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus 8 étage, implanté dans la commune de BENI-MERED à BLIDA a usage multiple :

- Le sous-sol destiné comme un parking.
- Un Rez-de-chaussée (RDC) à usage multiple commercial et habitation.
- Du 1^{er} au 8^{ème} étage à usage d'habitation.

La wilaya de BLIDA est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

Il est classé aussi comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas les 48m, donc c'est le « **Groupe 2** »

I.3. Caractéristiques géométriques :

- *Dimensions en élévation*

- Hauteur totale du bâtiment.....28.39m
- Hauteur du rez-de-chaussée 3.06 m
- Hauteur de l'étage..... 3.06m
- Hauteur du sous-sol 3.57 m

- *Dimensions en plan*

- Longueur totale 40.05m
- Largeur totale 14.20m

Voir annexe 1

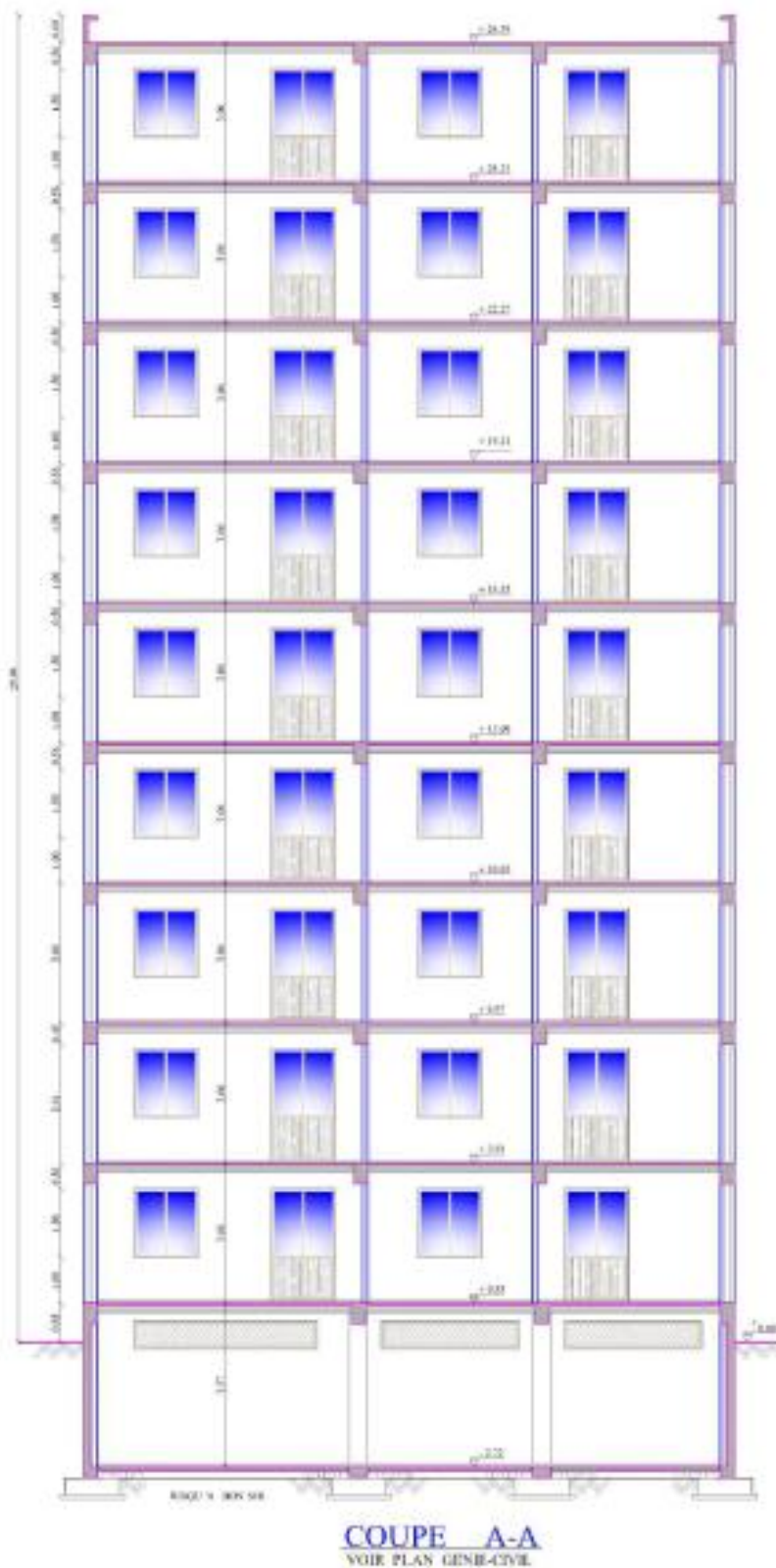
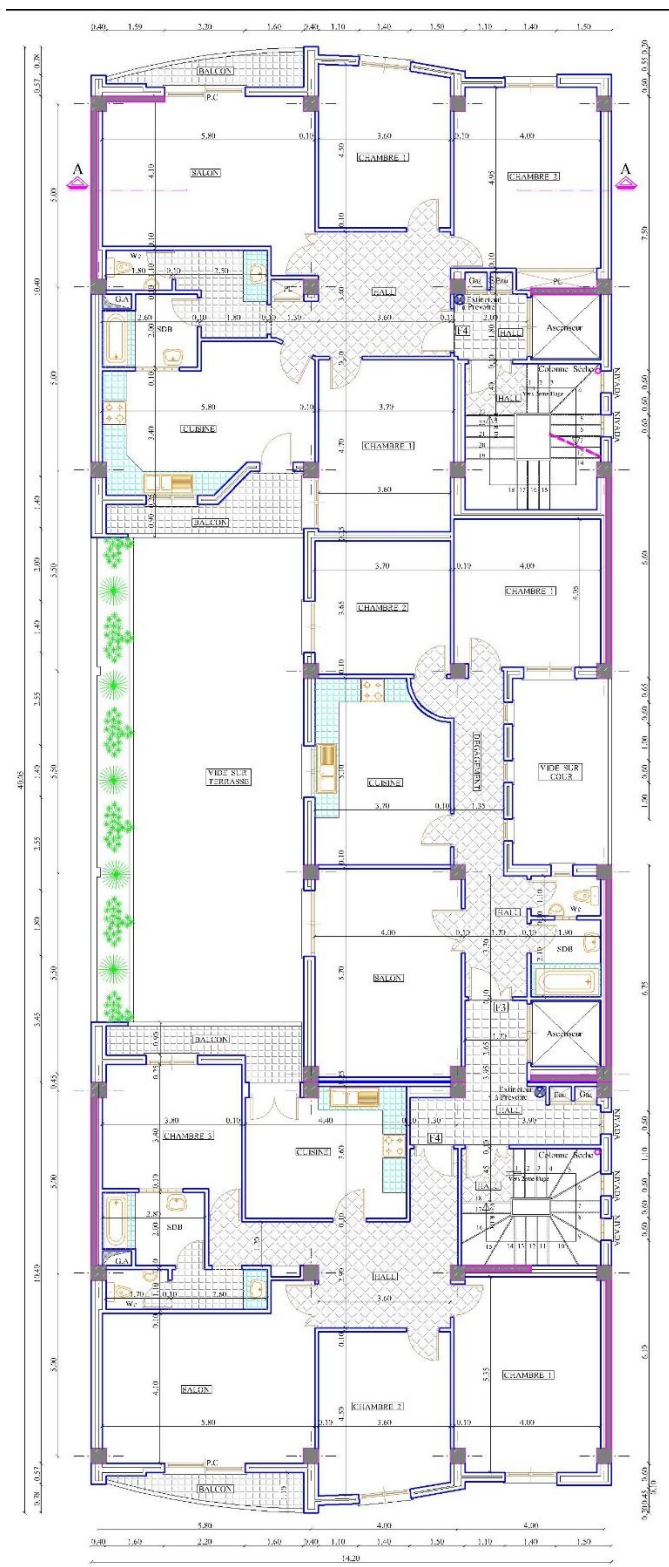


Figure I.1. Façade de l'ouvrage.

Voir annexe 1



PLAN DE 1er ETAGE

Figure I.2. Vue en plan de l'ouvrage

I.4. Conception de la structure :

a) Superstructure :

➤ **Plancher**

Le type de dalle au niveau des planchers a été choisi en fonction :

- De leur forme géométrique.
- De leur usage.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Des dalles pleines pour les balcons.
- Plancher en corps creux pour les étages.

➤ **Escalier**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étage, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux types d'escaliers

- Escalier à paillasse simple.
- Escalier balancé.

➤ **Maçonnerie**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en brique creuse de 15 et 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

b) infrastructure :

➤ **Fondation**

C'est un système qui doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système

de fondation doit être homogène et très essentiel de l'ouvrage. En ce qui concerne notre structure,

nous avons opté les fondations superficielles :

- Semelle filante.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé "BAEL91modifié 99 » et tous les règlements applicables en Algérie "RPA 99 version 2003" et "CBA93 ».

I.5.1. Béton

a. Résistance du béton

a.1. Résistance du béton à la compression

Dans les cas courants, au point de vue technique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur

-Pour des résistances :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{ci} = 1,1 \cdot f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

a.2. Résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve alors $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$

b. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

b.1. Module d'élasticité instantané « Eij »

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

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

b.2. Module d'élasticité différé « Evj »

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

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

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

c. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations

d. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

e. Les contraintes limites de calcul

e.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

- $\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

$$A_j = 28j \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courant

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

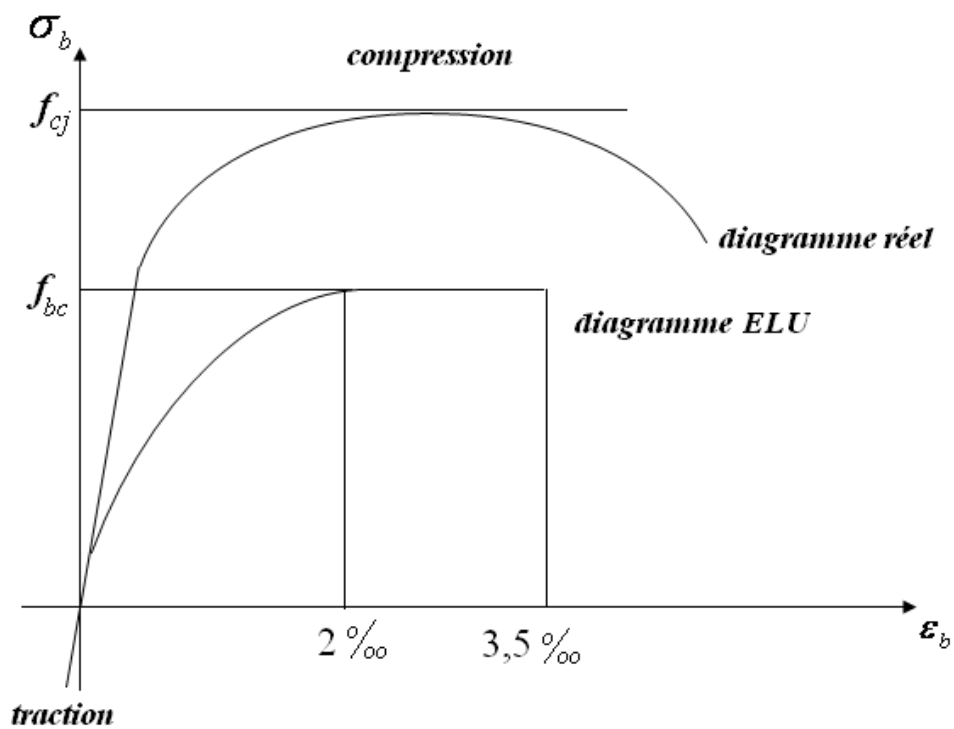


Figure I.3. Contraintes-déformations du béton à l'ELU

Avec : (ϵ_{bc} raccourcissement du béton).

$0 \leq \epsilon \leq 2\text{‰}$ compression pure

$2\text{‰} \leq \epsilon \leq 3,5\text{‰}$ compression avec flexion

e.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quelle la construction ne peut plus Assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- l'état limite de service vis à vis de la compression de béton
- l'état limite de service d'ouverture des fissures
- l'état limite de service de déformation

La contrainte limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$f_{c28} = 25MPa$ on trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

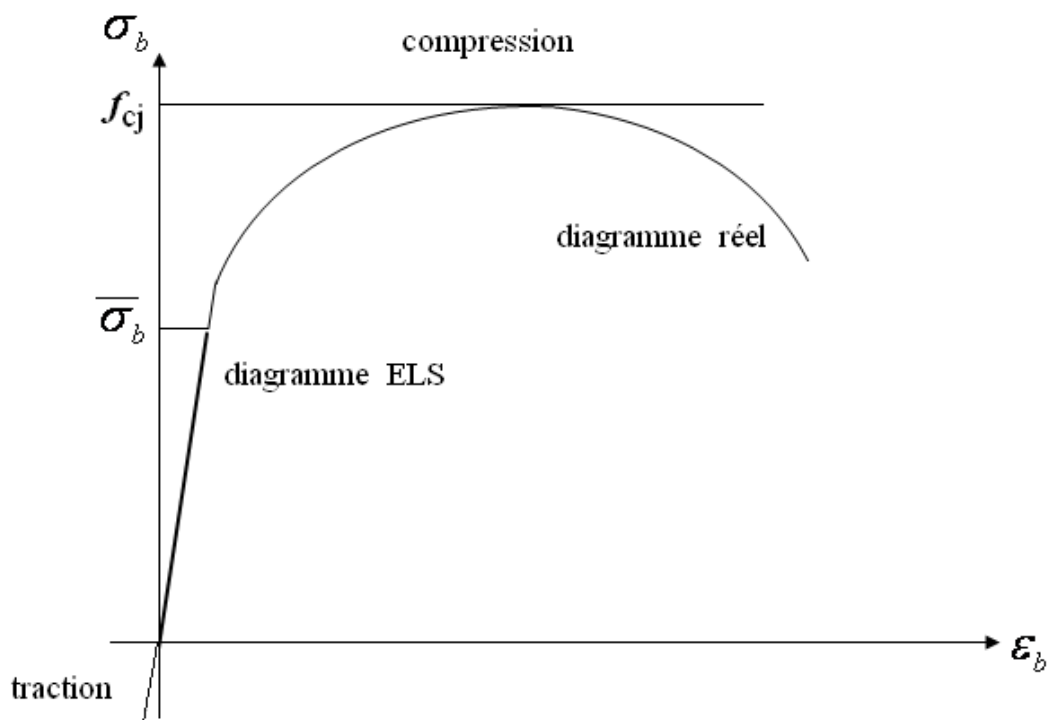


Figure. I.4. Diagramme contraintes déformation à l'ELS.

I.5.2. Aciers

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. Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE50
- Treillis soudés (TS) : FeE520

a. Les limites élastiques

- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520$ MPa.

b. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2.10^5$ MPa

c. Les contraintes limites de calcul

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

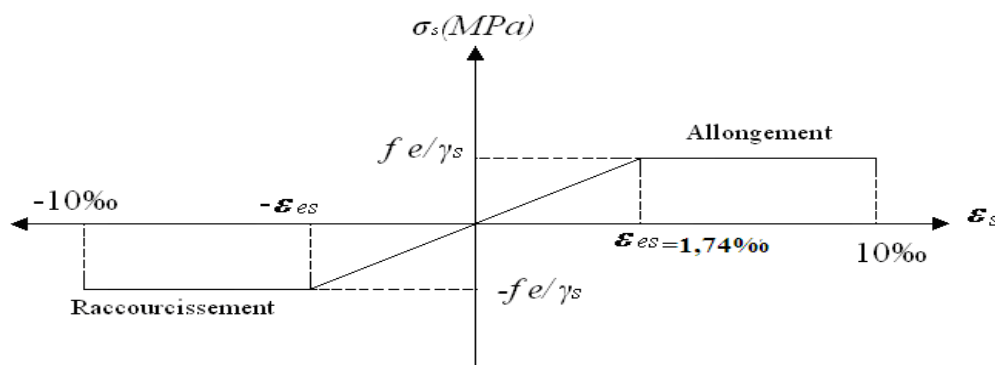


Figure I.5.Diagramme contrainte-déformation de l'acier à L'ELU

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$,

σ_s : contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut :

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable et transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

Pour les aciers FeE500 on a : $\varepsilon_{es} = \frac{500}{1.15 \times 2.10^5} = 2.17\text{‰}$

σ_s : Contrainte de l'acier. :

$$- \varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \Rightarrow \rho_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Fissuration peu nuisible :Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

$\eta = 1,30$ pour les aciers à haute adhérence <6mm

d. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.6. Hypothèses de calcul :


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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰

La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



Chapitre III



Pré dimensionnement

II.1. Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99 V2003**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

Les résultats obtenus peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $P = 1,00 \text{ KN}/m^2$.
 - Plancher étage habitation : $P = 1,50 \text{ KN}/m^2$.
- Dans notre structure, on utilise de types de planchers :
 - Plancher à corps creux

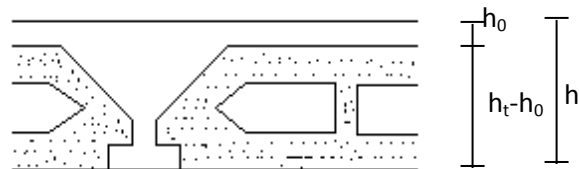


Figure II.1 Coupe d'un plancher à corps creux.

- h_t : L'épaisseur totale du plancher.
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

a. Plancher (Corps Creux) :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Redimensionnement de la hauteur des poutrelles et pour avoir un plancher flexible

en utilisera la formule empirique suivante : $h_t \geq \frac{L}{22,5}$ [1]

$\rightarrow h_t \geq \frac{400}{22,5} \rightarrow h \geq 17,78\text{cm}$

Avec :

5cm : épaisseur de la table de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.

On prend $h_t = 21\text{cm}$

b. Dalle pleine : (Balcon)

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre.
 - La surcharge d'exploitation.
- Donc le calcul se fait selon la formule suivant : $e \geq \frac{l_0}{10}$

Dans notre cas on a *la portée libre* $l_0 = 1.69m$

$$e \geq \frac{169}{10} \rightarrow e \geq 16,9 \text{ cm}$$

On opte pour : $e = 17 \text{ cm}$.

II.3 Pré-dimensionnement des poutrelles :**a) Définition :**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

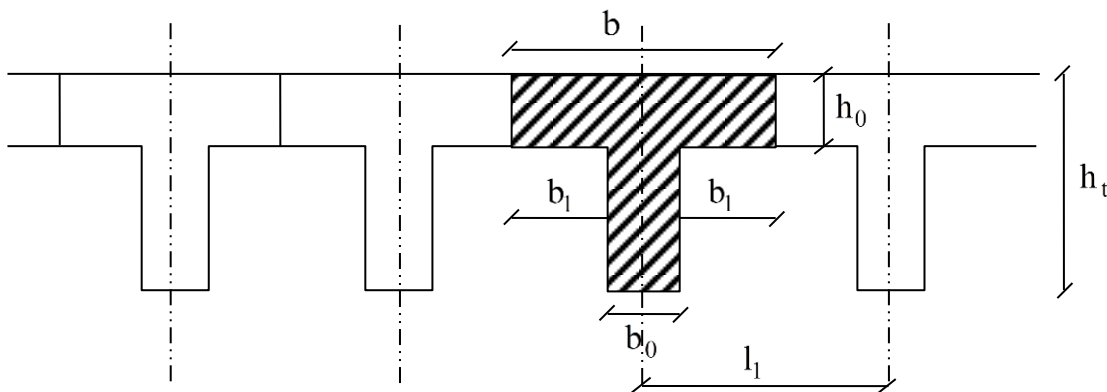


Figure II.2 Schéma des poutrelles.

b) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : Le critère de la plus petite portée.
Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

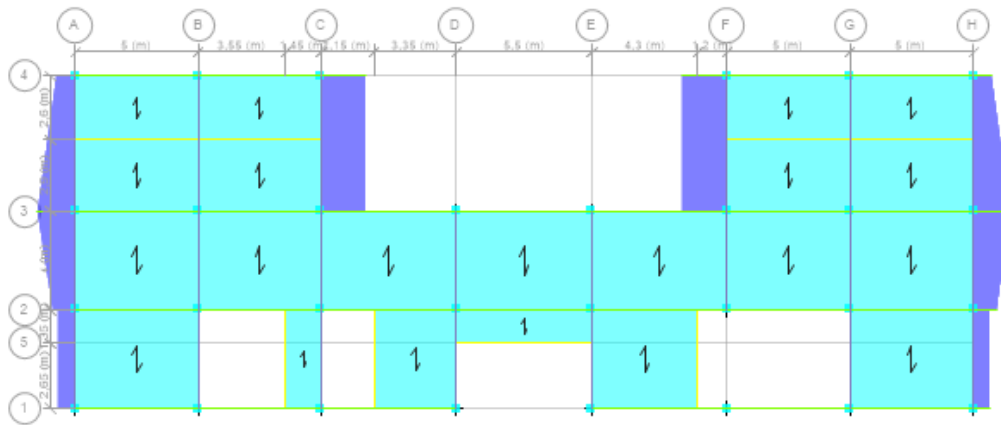


Figure II.3 Disposition des poutrelles.

c) Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$

b: Largeur de la table de compression.

l_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$b_0 = (8,4 ; 12,6)$ on adopte $b_0 = 12$ cm

$l_x = 65 - 12 = 53$ cm.

l_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$l_y = 400$ cm

Donc : $l_x = 53$ cm, $l_y = 480$ cm.

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$ Soit : $b_1 = 26,5$ cm

$b < 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65$ cm. Soit : $b = 65$ cm

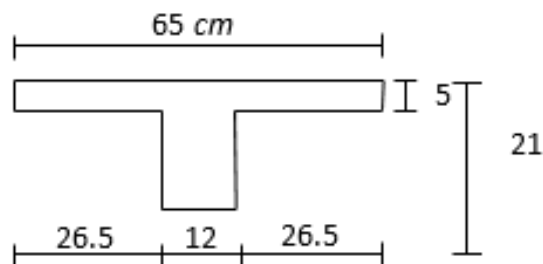


Figure II.4 Dimensions adoptées des poutrelles

II.4 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- **Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur **b** de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nu .

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être : $h \geq 30cm$.
- La largeur **b** de la poutre doit être : $b \geq 20cm$.
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$
- On 'a :

1-Poutre principale (porteuse) L = 5,50 m.

2- Poutre secondaire (non porteuse) L = 5,80 m.

Tableau II.1. Pré-dimensionnement des poutres.

Selon le BAEL91 (pré –dimensionnement) [1]			
	Poutre porteuse	Poutre non porteuse	Poutre de chaînage
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 5.50 - 0.4 = 5.10 \text{ m}$ $34 \leq h \leq 51 \text{ (cm)}$ h = 45cm	$L = 5.80 - 0.4 = 5.4 \text{ m}$ $36 \leq h \leq 54 \text{ (cm)}$ h = 40cm	$L = 5.50 - 0.4 = 5.1 \text{ m}$ $34 \leq h \leq 51 \text{ (cm)}$ h = 40cm
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$13 \leq b \leq 31.5 \text{ (cm)}$ b= 30cm	$12 \leq b \leq 31.5 \text{ (cm)}$ b= 30cm	$13 \leq b \leq 31.5 \text{ (cm)}$ b= 30cm
Selon le RPA99/V2003 (vérification)[2]			
$h \geq 30\text{cm}$ $b \geq 20\text{cm}$ $h/b \leq 4$	$h = 45 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $45/30 = 1.5 \leq 4$	$h = 40 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $40/30 = 1.33 \leq 4$	$h = 40 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $40/30 = 1.33 \leq 4$
Condition de rigidité			
$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$	$0.0775 > 0.0625$	$0.0727 > 0.0625$	$0.0727 > 0.0625$

II.5 Pré-dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situer en périphérie de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, et il forme une paroi contre toute chute. L'acrotère du présent projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur la figure suivante :

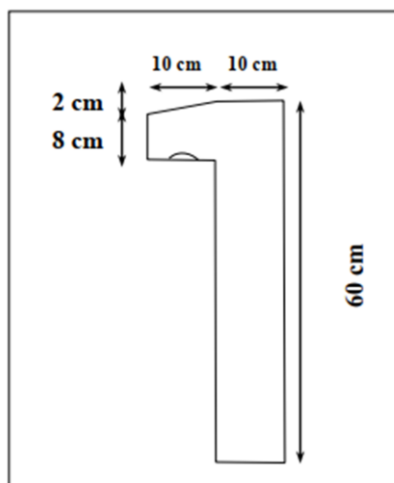


Figure II.5 Schéma d'acrotère.

II.6 Pré-dimensionnement des voiles :

Introduction :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99 versions 2003**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles qui assurent le contreventement sont supposés être pleins.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas : $a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\}$

Avec:

h_e = Hauteur d'étage.

a_{\min} = Epaisseur du voile.

$$h_e = 3.57 - 0.21 = 3.36\text{m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{20} = 16.8 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 16.8 \text{ cm.}$$

Donc : on prend $e = 20\text{cm}$

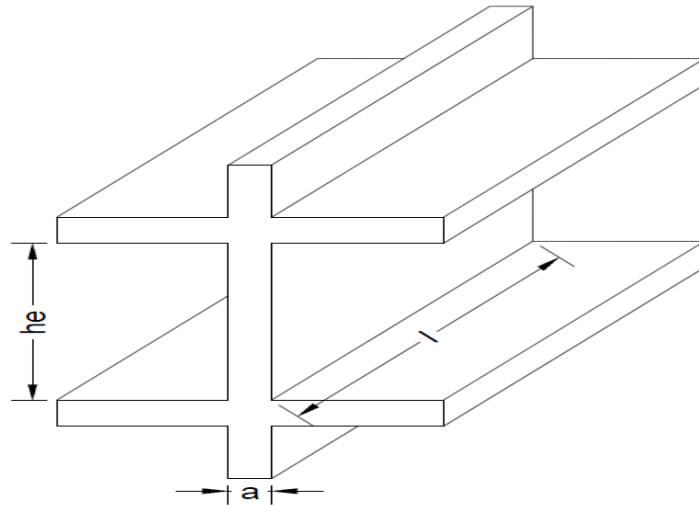


Figure II.6 : Chemin de voile.

• **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

Donc : on prend $L_{\min} = 80 \text{ cm.}$

II.7. Evaluation des charges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le DTR B.C.2.2. [4]

II.7.1 Charges permanentes :

A) Terrasse inaccessible :

Tableau II.2. Composition de la terrasse (inaccessible).

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Dalle en corps creux	/	/	3.1
2. Gravier de protection	5	17	0.85
3. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
4. Forme de pente	10	22	2.2
5. Isolation thermique	4	4	0.16
6. Enduit en plâtre	2	5	0.20
		$\Sigma \rho = G$	6,63 kN/m²

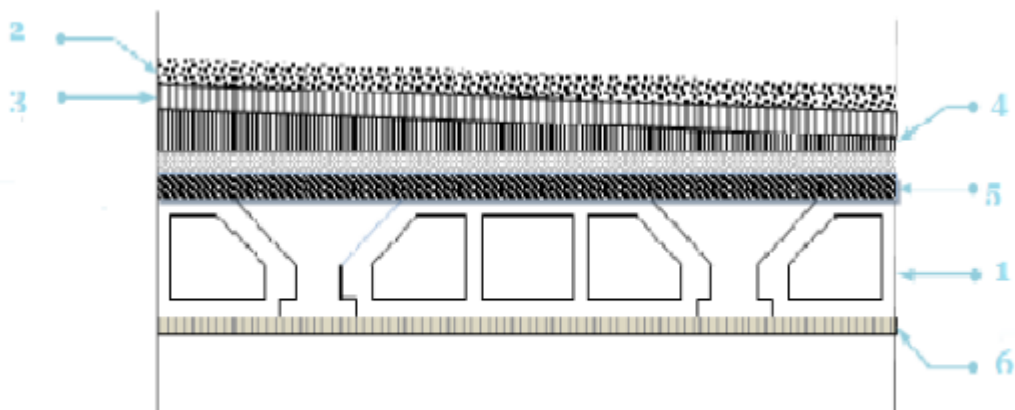


Figure II.7. Plancher terrasse (inaccessible).

B) Etage Courant :

Tableau II.3. Composition du plancher courant.

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Plancher corps creux	/	/	3,1
2. Carrelage	2	0,22	0,40
3. Mortier de pose	2	20	0,4
4. Lit de sable	3	18	0,54
5. Enduit en plâtre	2	10	0,2
6. Cloisons de distribution	10	9	1
		$\Sigma \rho = G$	5,64 kN/m²

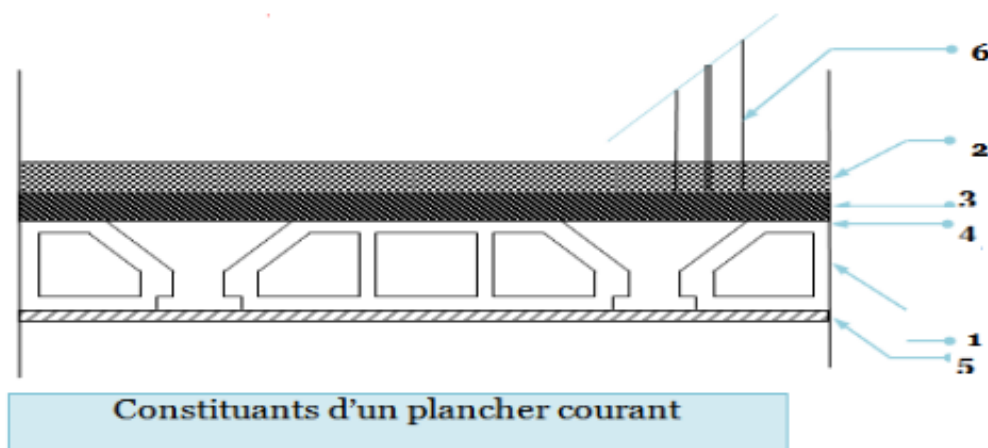


Figure II.8. Plancher étage courant.

C) Mur extérieur (double cloisons)

Tableau II.4. Composition de mur extérieur.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. L'âme d'air	0,05	00	0,00
4. Briques creuses	0,15	09	1,35
5. Enduit extérieur	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			2,81 kN/m²

D) Mur intérieur :

Tableau II.5. Composition de mur intérieur.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. Enduit au plâtre	0,05	10	0,20
$\Sigma \rho = G$			1,3 kN/m²

II.7.2 Charges d'exploitations :

Tableau II.6. Charges d'exploitations.

1) Acrotère	Q=1,0 kN/m ²
2) Plancher terrasse inaccessible	Q= 1,0 kN/m ²
3) Plancher étage courant	Q= 1,5 kN/m ²
4) Escaliers	Q= 2,5 kN/m ²
5) Parking (sous-sol)	Q= 2,5 kN/m ²

II.8 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.8.1. Procédure de pré-dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s’effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l’effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

❖ **D’après l’article B.8.4.1 [1] :**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante : $N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$ [1]

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d’EULER : $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement : $l_f = k l_0$
- i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : Moment d’inertie de la section : $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$
- B : Surface de la section du béton : $a \times b$
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)..... situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l’acier ($\gamma_s = 1,15$)..... situation durable.
- f_e : Limite élastique de l’acier ($f_e = 500$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).
- A_s' : Section d’acier comprimée.
- Br : Section réduite d’un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d’épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] m².
- $\left(a = \frac{l_f}{10} \right)$

➤ $Br = (a - 0,02)^2 \longrightarrow a = b = \sqrt{Br} + 2 \quad (\text{cm})$

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : [1]

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s'}{B} = 1\%$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \geq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

Selon BAEL, on prend comme hypothèse $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_c 28}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$

En faisant l'application numérique B_r sera égale à : $B_r \geq 0,062 \cdot N_u$

* Le minimum requis par le "RPA99 version 2003" [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux carrés

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec : (a ;b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

❖ Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).

- B : section de béton du poteau.
- A_s : section des armatures ($A_s=1\%B$),
- n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

Calcul des poteaux :

Remarque

-D'après l'article 7.4.1 [2] : Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

-Pour tenir compte du poids de poteau on va majorer de 10% les charges permanentes venant du plancher, poutres et chaînages

L'ouvrage est relativement simple et les surfaces que reprennent les poteau sont presque similaires on va donc faire le pré-dimensionnement que pour le poteau le plus sollicité ,si ce dernier résiste alors tous les autres poteaux résistent .

- Poteau central :

$$S1 = (2,3 \times 2,7) = 6,21m^2$$

$$S2 = (2,3 \times 1,8) = 4,14m^2$$

$$S3 = (2,3 \times 2,7) = 6,21m^2$$

$$S4 = (2,3 \times 1,8) = 4,14m^2$$



- Poteau de rive :

$$S1 = (2,3 \times 2,7) = 6,21m^2$$

$$S1 = (2,3 \times 2,7) = 6,21m^2$$

Tableau II.7. Surface reprise par les poteaux les plus sollicités.

Type de poteau	Surface (m ²)
Poteau central	20,7
Poteau de rive	12.42

II.8.2. Evaluation de l'effort normal ultime :

a. Loi de dégression :

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 0,5Q.

Donnée par [4]

Avec :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \quad \text{pour } n \geq 5$$

- n : nombre d'étage.
- Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- Q₀ = 1 KN/m (Terrasse inaccessible).
- Q = 1.5 KN/m (étages courants).
- Q = 2.5 KN/m (parking sous-sol).

Tableau II.8. Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
8	Q ₀	Σ ₀ = Q ₀	1,00
7	Q ₁	Σ ₁ = Q ₀ +Q ₁	2,50
6	Q ₂	Σ ₂ = Q ₀ +0,95 (Q ₁ +Q ₂)	3,85
5	Q ₃	Σ ₃ = Q ₀ +0,90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
4	Q ₄	Σ ₄ = Q ₀ +0,85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,1
3	Q ₅	Σ ₅ = Q ₀ +0,80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7
2	Q ₆	Σ ₆ = Q ₀ +0,75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
1	Q ₇	Σ ₇ = Q ₀ +0,714 (Q ₁ +.....+Q ₇)	8,49
RDC	Q ₈	Σ ₈ = Q ₀ +0,688 (Q ₁ +.....+Q ₈)	9,256
Sous-sol	Q ₉	Σ ₉ = Q ₀ +0,667 (Q ₁ +.....+Q ₉)	10,67

b- Descente de charges :

1. Poteau central : G-3

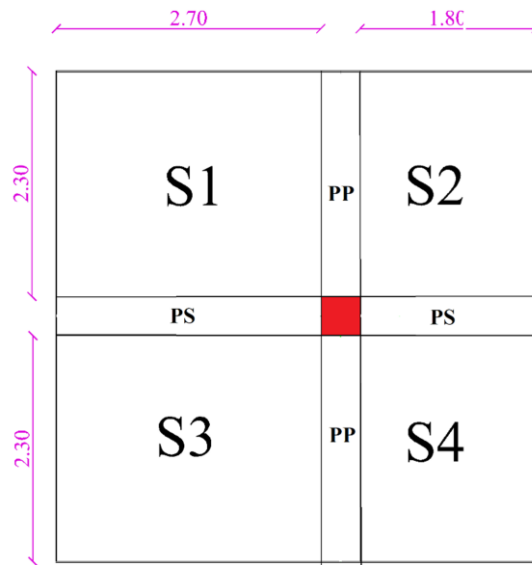


Figure II.9. Surface reprise par le poteau central

• Niveau 8^{ème} étage : S= 20,7 m²

Plancher.....	20,7 × 6,63 = 137,24 kN.
Poutre principale.....	0,30 × 0,45 × 25 × 4,6 = 15,525 kN.
Poutre secondaire.....	0,30 × 0,4 × 25 × 4,5 = 13,5 kN.
Poids du poteau	25 × 3,06 × (0,3) ² = 6,88 kN

$$G_{8 \text{ étages}} = 173,15 \text{ kN.}$$

• Niveau étage courant (du 7^{ème} jusqu'au 1^{er} étage) : S= 20,7 m²

Plancher.....	20,7 × 5,64 = 116.75 kN.
Poutre principale.....	0,30 × 0,45 × 25 × 4,6 = 15,525 kN.
Poutre secondaire.....	0,30 × 0,4 × 25 × 4,5 = 13,5 kN.
Poids du poteau	25 × 3,06 × (0,3) ² = 6,88 kN

$$G_{\text{Etages courants}} = 152,66 \text{ kN}$$

• Niveau plancher sous-sol : S= 20,7 m²

Plancher.....	20,7 × 5,64 = 116.75 kN.
Poutre principale.....	0,30 × 0,45 × 25 × 4,6 = 15,525 kN.
Poutre secondaire.....	0,30 × 0,4 × 25 × 4,5 = 13,5 kN
Poids du poteau	25 × 3,57 × (0,3) ² = 8,03 kN

$$G_{\text{sous-sol}} = 153,80 \text{ kN}$$

Tableau II.9. Calcul des poteaux centraux.

Niveau	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$	$N_u(kN)$	$B_r(cm^2)$	b (cm)	Min (RPA)	Le choix	$N_{ser}(kN)$	$\sigma_s(kN)$	Observation
8	173,15	20,7	264,80	163,21	14,78	30x30	30x30	193,85	1,87	Vérifier
7	325,81	51,75	517,47	318,93	19,86	30x30	30x30	377,56	3,65	Vérifier
6	478,47	79,695	765,48	471,79	23,72	30x30	30x30	558,165	5,39	Vérifier
5	631,13	104,535	1008,83	621,77	26,94	30x30	30x30	735,665	7,11	Vérifier
4	783,79	126,27	1247,52	768,89	29,73	30x30	35x35	910,06	8,79	Vérifier
3	936,45	144,9	1481,56	913,13	32,22	30x30	35x35	1081,35	10,45	Vérifier
2	1089,11	160,425	1710,936	1054,506	34,47	30x30	35x35	1249,535	12,07	Vérifier
1	1241,77	175,743	1940,004	1195,688	36,58	30x30	45x45	1417,513	10,06	Vérifier
RDC	1394,43	114,96	2054,92	1266,515	37,59	30x30	45x45	1509,39	10,71	Vérifier
Sous-sol	1548,23	220,869	2421,414	1492,397	40,63	30x30	45x45	1769,099	12,56	Vérifier

2. Poteau de rive: B-4 S= 12,42m²

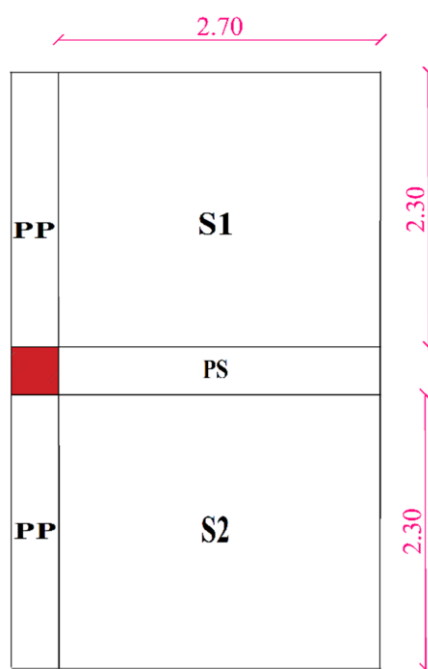


Figure II.10 : surface reprise par le poteau de rive.

• Niveau 8^{ème} étage : S= 12,42 m²

Plancher.....	$12,42 \times 6,63 = 82,34$ kN.
Poutre principale.....	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,6 = 15,525$ kN.
Poutre secondaire.....	$0,30 \times 0,4 \times 25 \times 2,7 = 8,1$ kN.
Poids du poteau	$25 \times 3,06 \times (0,3)^2 = 6,88$ kN
Acrotère	$25 \times 0,6 \times 0,10 \times 5 = 7,5$ kN

G_{8 étages} = 120, 34 kN.

• Niveau étage courant (du 7^{ème} jusqu'au 1^{er} étage) :

•

Plancher.....	$12,42 \times 5,64 = 70,05$ kN.
Poutre principale.....	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,6 = 15,525$ kN.
Poutre secondaire.....	$0,30 \times 0,4 \times 25 \times 2,7 = 8,1$ kN.
Poids du poteau	$25 \times 3,06 \times (0,3)^2 = 6,88$ kN
Mur extérieur.....	$((3,06-0,45) \times 5) \times 2,81 = 36,67$ kN

G_{Etages courants} = 137,23 kN

• Niveau plancher sous-sol : S = 12,42 m²

Plancher.....	$12,42 \times 5,64 = 70,05$ kN.
Poutre principale.....	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,6 = 15,525$ kN.
Poutre secondaire.....	$0,30 \times 0,4 \times 25 \times 2,7 = 8,1$ kN
Poids du poteau	$25 \times 3,57 \times (0,3)^2 = 8,03$ kN
Mur extérieure.....	$((3,57-0,45) \times 5) \times 2,81 = 43,84$ kN

G_{sous-sol} = 145,55 kN

Tableau II.10. Calcul des poteaux de rive.

Niveau	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$	$N_u(kN)$	$B_r(cm^2)$	b (cm)	Min (RPA)	Le choix	$N_{ser}(kN)$	$\sigma_s(kN)$	Observation
8	120,34	12,42	181,09	111,61	12,56	30x30	30x30	132,76	1,28	Vérifier
7	257,57	31,05	394,29	243,02	17,59	30x30	30x30	288,62	2,79	Vérifier
6	394,8	47,817	604,71	372,70	21,31	30x30	30x30	442,617	4,28	Vérifier
5	532,03	62,721	812,32	500,66	24,38	30x30	30x30	594,751	5,75	Vérifier
4	669,26	75,762	1017,14	626,90	27,04	30x30	30x30	745,022	7,20	Vérifier
3	806,49	86,94	1219,17	751,42	29,41	30x30	35x35	893,43	8,63	Vérifier
2	943,72	96,255	1418,405	874,2092	31,57	30x30	35x35	1039,975	10,05	Vérifier
1	1080,95	105,446	1617,451	996,8883	33,57	30x30	40x40	1186,396	8,42	Vérifier
RDC	1218,18	114,96	1816,982	1119,866	35,46	30x30	40x40	1333,14	9,46	Vérifier
Sous-sol	1363,73	132,521	2039,818	1257,207	37,46	30x30	40x40	1496,251	10,62	Vérifier

Conclusion :

Vue que notre structure présente des dimensions important suivant le sens x-x et le sens y-y a une dimension moins importante, on opte pour le choix suivant des poteaux sachant qu'on a choisi le poteau le plus sollicité entre le poteau central et le poteau de rive :

Tableau II.11. Choix final des poteaux.

Niveaux	Section adopte (cm ²)
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	(35x35)
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	(35x40)
Sous-sol, RDC, 1 ^{er}	(35x45)



Chapitre III



*Étude des éléments
secondaires*

III. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l’ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l’étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l’acrotère, les escaliers et les planchers.

- L’étude est indépendante de l’action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.
- Le calcul de ces éléments s’effectue suivant le règlement “**BAEL 91 modifié 99**” en respectant le règlement parasismique Algérien “**RPA 99 version 2003**”.

III.1. Acrotère :

III.1.1. Définition et principe de calcul :

L’acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d’après sa disposition, l’acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d’un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$.
- Hauteur $H=60\text{cm}$.
- Epaisseur $e=10\text{cm}$.

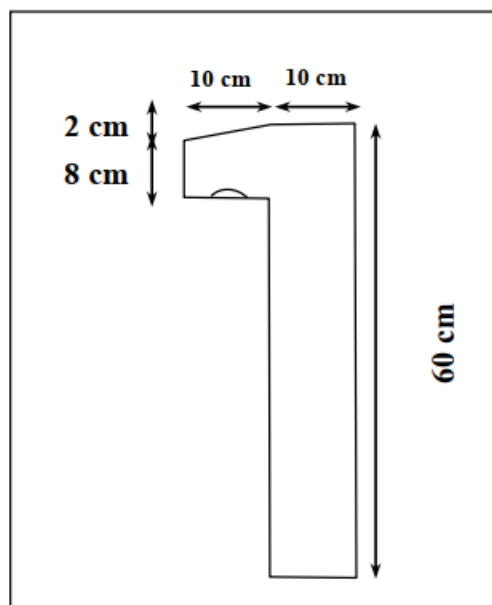


Figure III.1. Schéma représentatif de l’acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges :

a-Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ kN/ml}$

b-Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G_{p,p} = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) ;

$$G_{R,C} = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow G = G_{p,p} + G_{R,C} = 2,229 \text{ KN / ml}$$

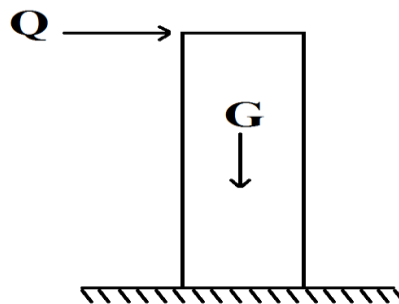


Figure. III.2. Sollicitation de l'acrotère.

c- L'action des forces horizontales Q_h (F_p) [2]

L'action des forces horizontales est donnée par la formule suivant :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1)** RPA(99) pour la Zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) RPA(99) (élément console)
..... [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l'acrotère = 2,229 kN

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,78 \text{ kN}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p) \rightarrow \left. \begin{matrix} F_p = 1,78\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{matrix} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,78\text{kN}.$$

pour une bande de 1m de largeur $\left\{ \begin{matrix} G = 2,229\text{kN/ml} \\ Q = 1,78\text{kN/ml} \end{matrix} \right.$

III.1.3. Calcul des efforts:

Pour une bande de 1m de largeur

Tableau III.1 Les efforts d'acrotère.

	ELU	ELS
Effort Normal de compression	$N_u = 1,35G = 3.009 \text{ kN}$	$N_{ser} = G = 2.229 \text{ kN}$
Moment fléchissant	$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,60 \text{ kN.m}$	$M_{ser} = Q \times h = 1.068 \text{ kN.m}$
Effort tranchant	$V_u = 1,5 Q = 2.671 \text{ kN}$	$V_{ser} = Q = 1.78 \text{ kN}$

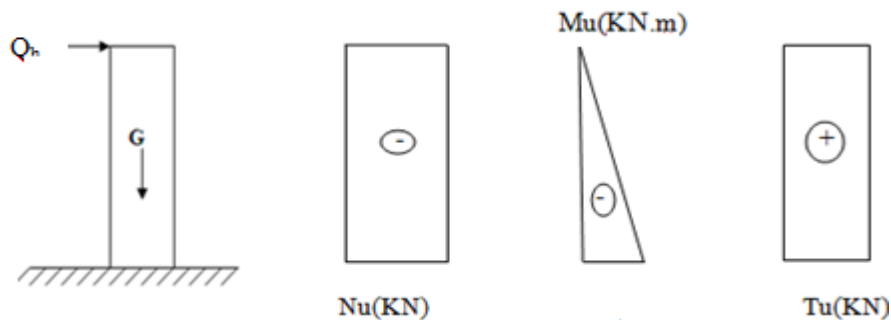


Figure III.3. Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.1.4. Ferrailage de la section de l'acrotère:

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données : $h = 10 \text{ cm}$; $b = 100\text{cm}$, $d = 8\text{cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_u = 1,60\text{kN.m}$,

$N_u = 3,009\text{kN}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $c = c' = 2\text{cm}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$.

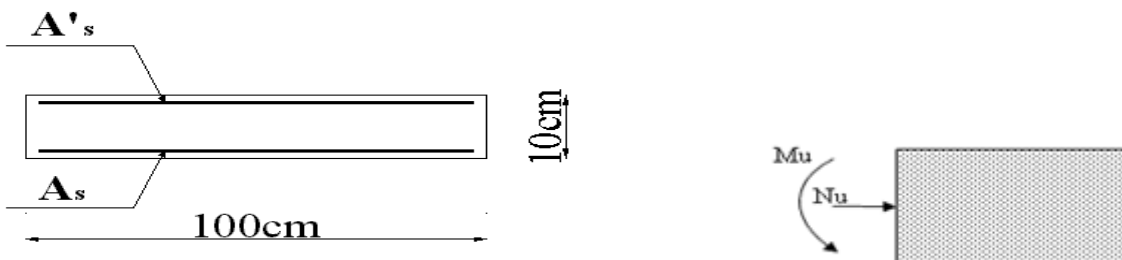


Figure III.4. Section de calcul de l'acrotère.

✓ Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60}{3,009} = 53,17 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,009 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17 \cdot 10^6} = 2,12 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow \text{D'après le tableau, on trouve : } \xi = 0,1666.$$

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm.}$$

→ $e_0 > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état Limite ultime n'est pas atteint. (SPC)

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
- Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

✓ Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,60 + 3,009(0,1/2 - 0,02) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,69}{1 \times 0,09^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,017 < 0,186 \rightarrow \xi_s = 10\% \text{ Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1,69 \times 10^6}{89,3 \times 435} = 43,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,58 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,37 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon : « BAEL 91Modifié 99 »

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

Avec : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_e = 500\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2 ; 0,88 \text{cm}^2 \} = 1\text{cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour **6T6=1,70cm²**

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

❖ **Armatures de répartitions**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

Nous choisissons **4T6=1,13 cm²** avec un espacement

$$S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33\text{cm} \Rightarrow S_t \approx 18\text{cm}.$$

III.1.6. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 47,91\text{cm}$$

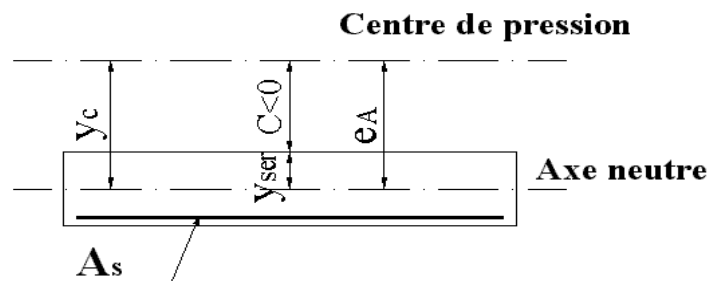


Figure III.5. Distance de l'axe neutre.

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50,91 \Rightarrow C = -42,91 \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3c^2 + \frac{90 A_1}{b}(c + c_1) + \frac{90 A_2}{b}(c + d) = -5508,5 \text{ cm}^2 \\ q = 2c^3 + \frac{90 A_1}{b}(c + c_1)^2 - \frac{90 A_2}{b}(c + d)^2 = -157321,59 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,07 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,91$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,52 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 49,79 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,79 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,79 - 42,99 = 3,8 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{ser} = 3,8\text{cm} \\ y_c = 46,79\text{cm} \end{cases}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 2361,50\text{cm}^4 \quad \text{avec } n = 15$$

• **Vérification des contraintes :**

• **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \times 46,79 \cdot 10}{2361,50 \cdot 10^4} \right) \times 3,8 \times 10 = 1,68\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201,63 \text{MPa}. (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 26,43\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 11,33\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.7. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

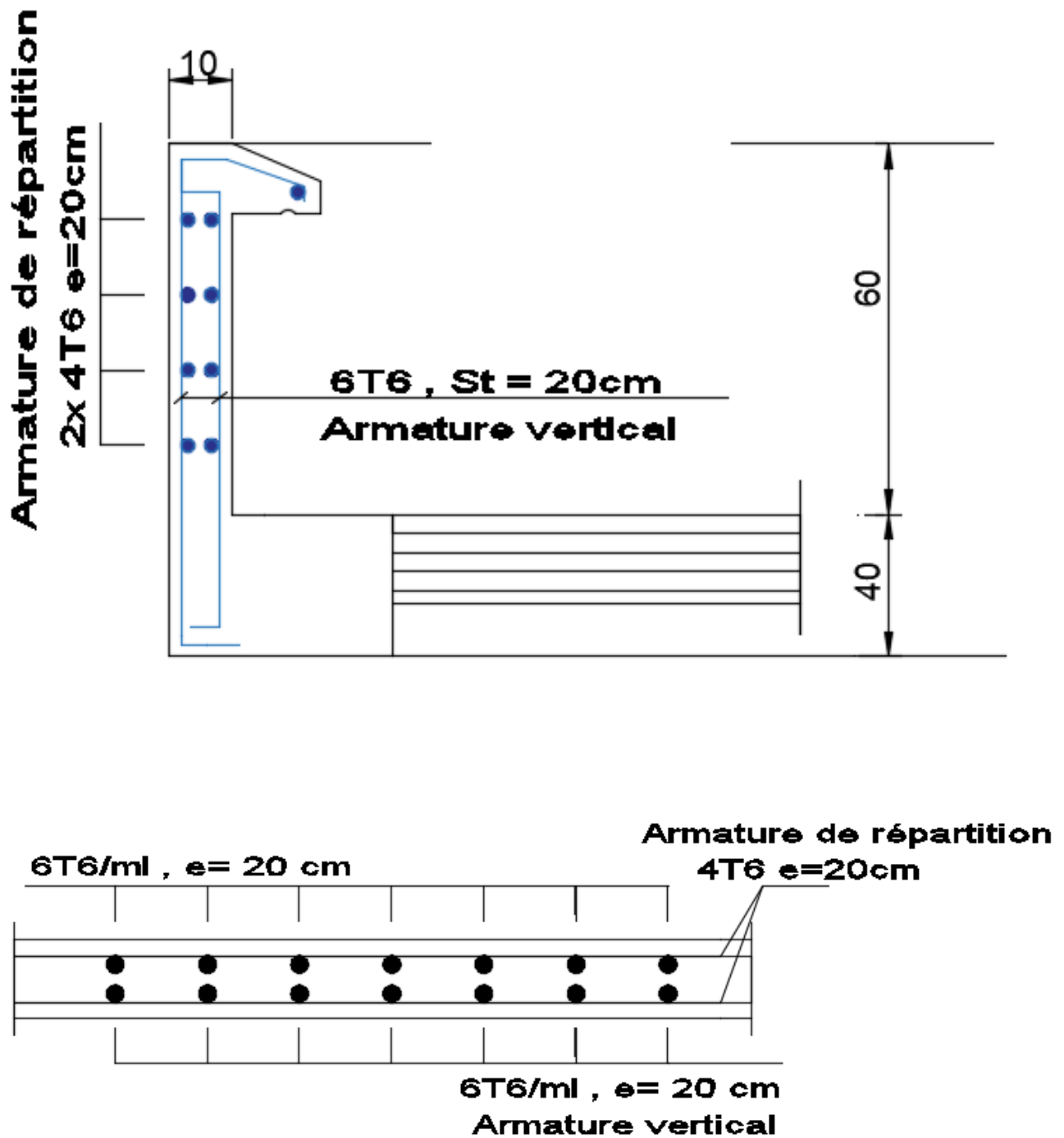


Figure III.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude et calcul des poutrelles :

III.2.1. Introduction :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives.

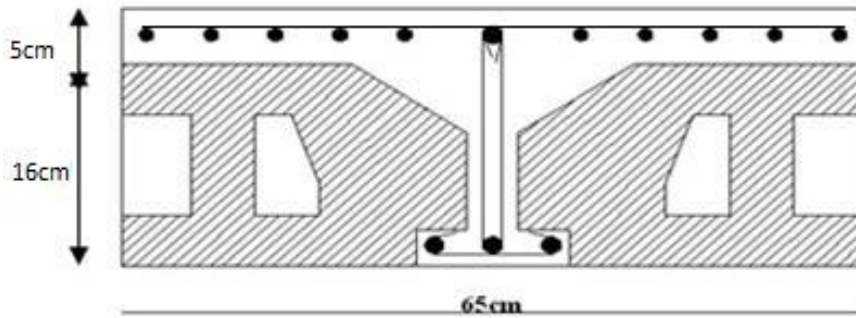


Figure III.7. Dimension du corps creux.

III.2.2. Dimensionnement de la poutrelle :

On: $h_t = 21 \text{ cm}$; avec $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

On a: $b_0 = 12 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$

$c = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$

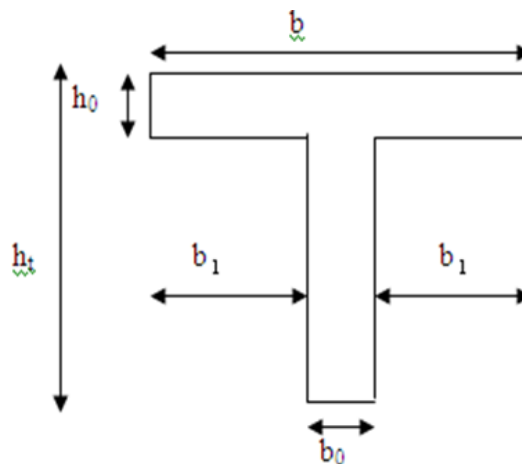


Figure III.8. Dimensions de la poutrelle.

III.2.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.

- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

❖ 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=5\text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{ kN/m}^2$

a- Evaluation des charges et surcharges :

❖ Charges permanentes :

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

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,911\text{ kN/ml}$

$$G = 2,061\text{ kN/ml}$$

❖ Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{ kN/ml}$$

b- Combinaison des charges :

***E.L.U* : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,75\text{ kN/ml}$**

***E.L.S* : $q_{ser} = G + Q = 2,711\text{ kN/ml}$**

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,75 \times 5^2}{8} = 11,71\text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2,711 \times 5^2}{8} = 8,97\text{ kN.m}$$

c- Ferrailage : La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

Avec :

$$Mu=11,71 \text{ kNm}; b=12\text{cm}; d=18,9\text{cm}; \sigma_{bc}=14,17\text{Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,035 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

Donc, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

❖ **2ème étape :** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

a. Evaluation des charges et surcharges :

❖ **Plancher terrasse :**

➤ **Charge permanentes :**

$$G = 6,63 \times 0,65 = 4,30 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**

➤ **Charge permanentes :**

$$G = 5,64 \times 0,65 = 3,66 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

b. Combinaison des charges :

Tableau III.2. Combinaison des charger.

	ELU : $q_u=1,35G+1,5Q$ (kN/ml)	ELS : $q_{ser}=G+Q$ (kN/ml)
Plancher terrasse	6,78	4,95
Plancher courant	5,516	4,63

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

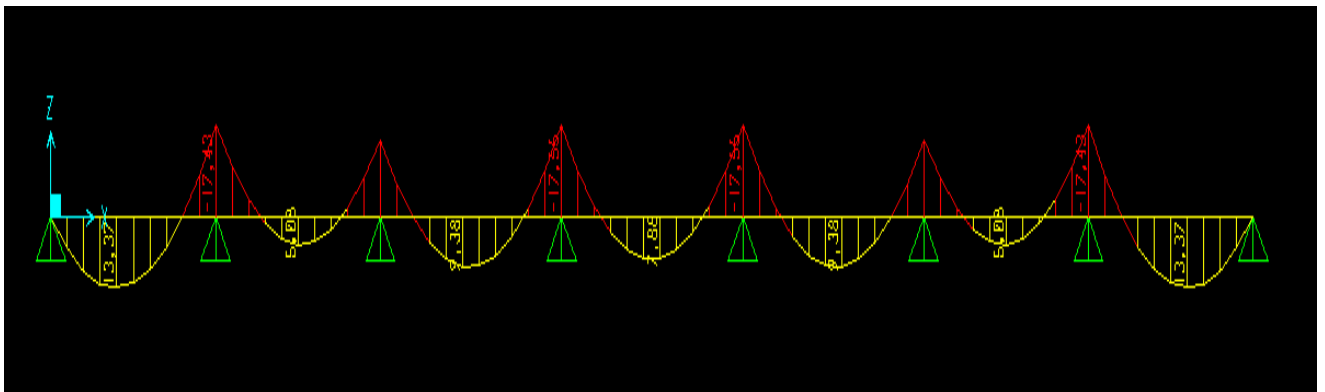
c. Calcul des efforts internes :

Méthode des éléments finis (SAP2000)

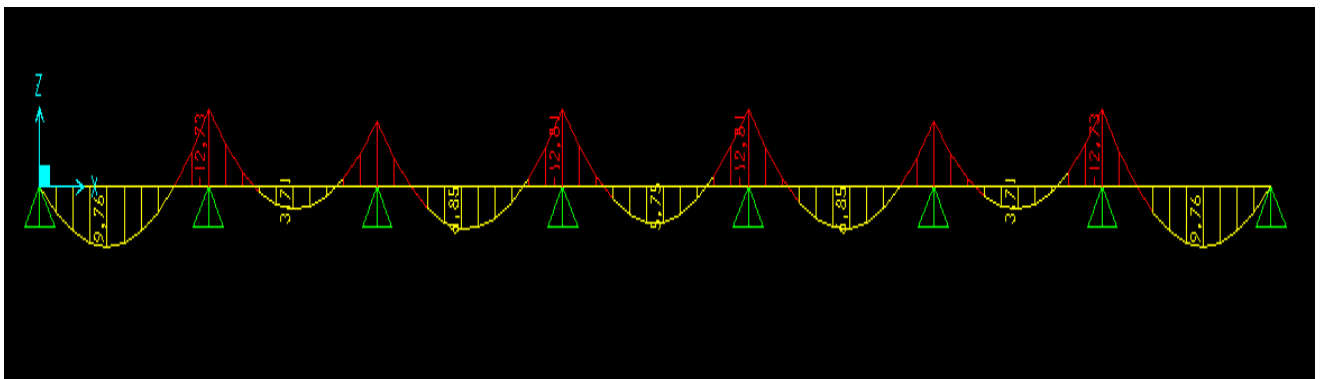
- **TYPE 01 : (voir annexe 2)** Poutrelle à (7) travée avec $L7 = 5$ m, $L6 = 5$ m, $L5 = 5,5$ m, $L4 = 5,5$ m, $L3 = 5,5$ m, $L2 = 5$ m, $L1 = 5$ m

Moments fléchissant :

ELU :

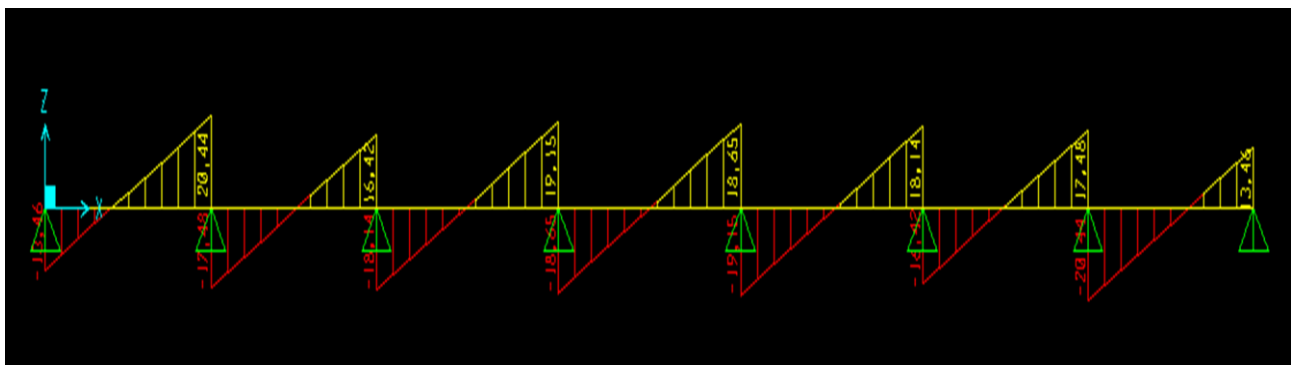


ELS :



Effort tranchants :

ELU :



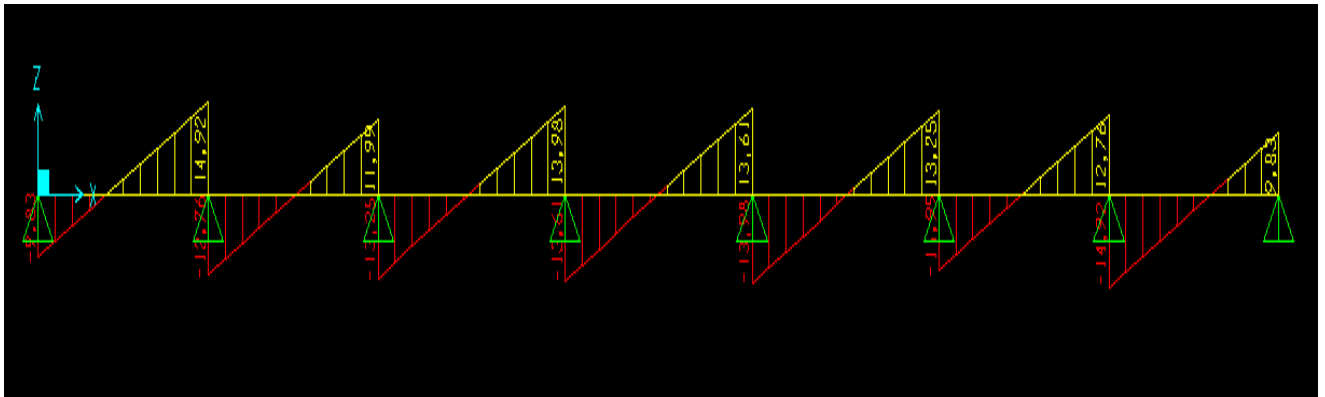
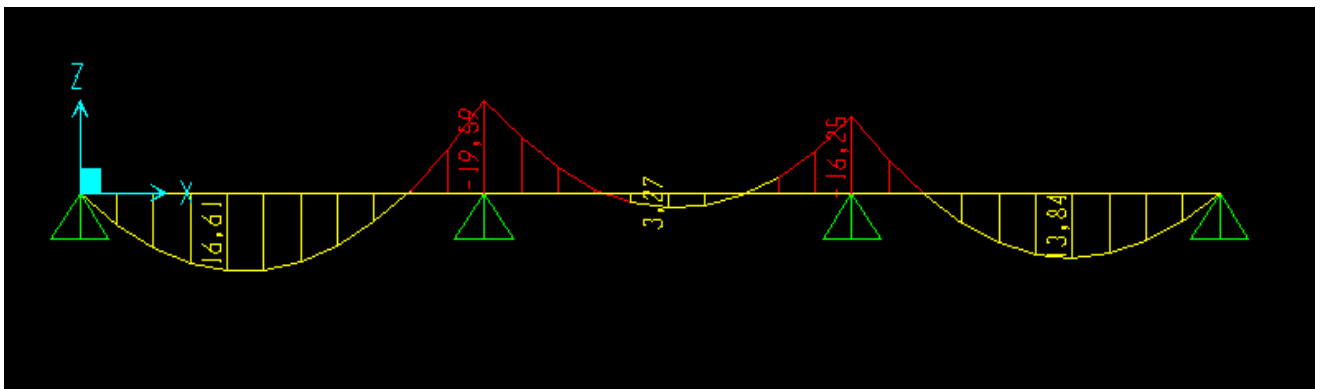


Figure III.9. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 1.

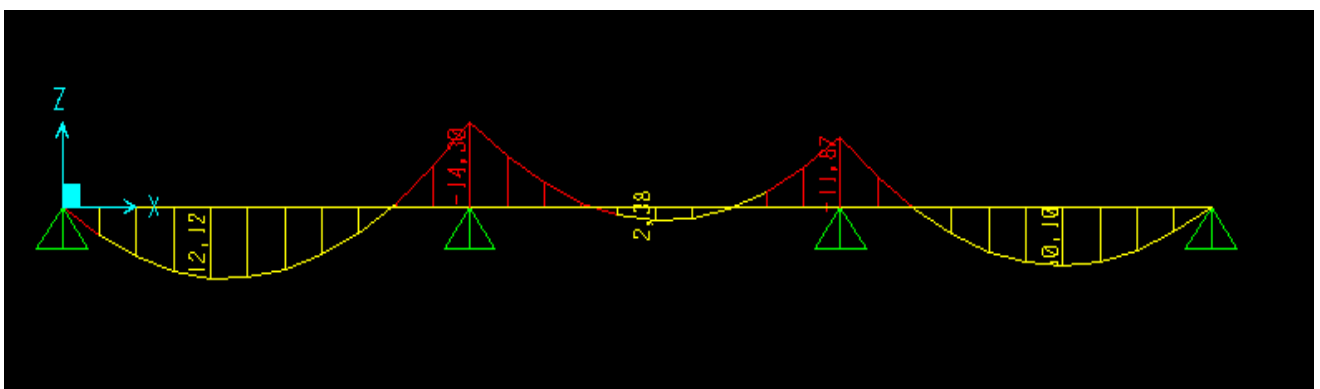
➤ **TYPE 02 :** (voir annexe 2) Poutrelle à (3) travée avec, $L_1= 5\text{m}$, $L_2= 5\text{m}$, $L_3= 5,5\text{ m}$

✚ Moments fléchissant :

ELU :

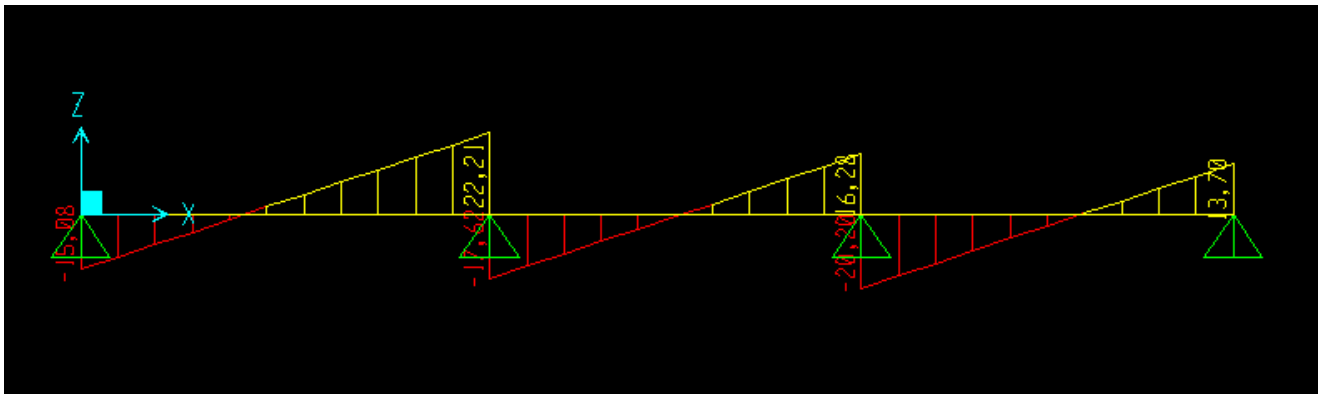


ELS :



✚ Effort tranchants :

ELU :



ELS :

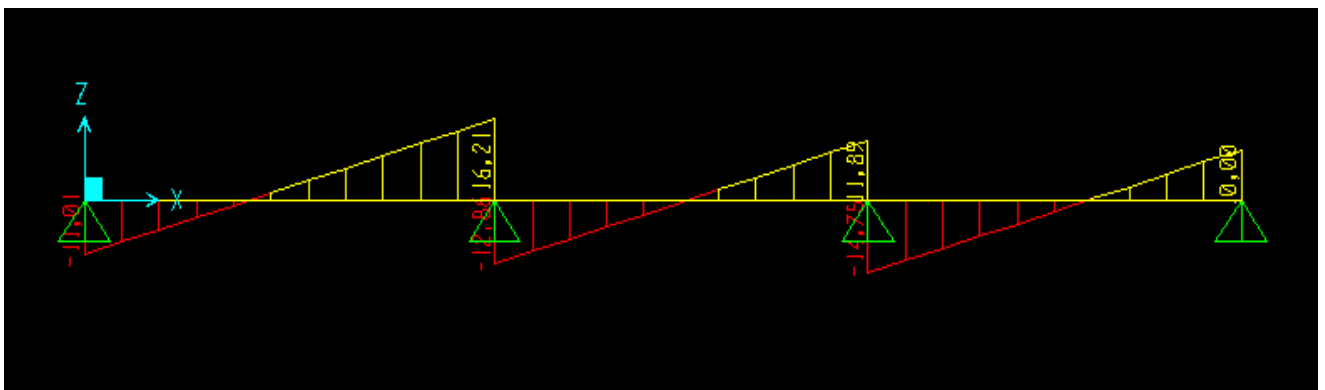
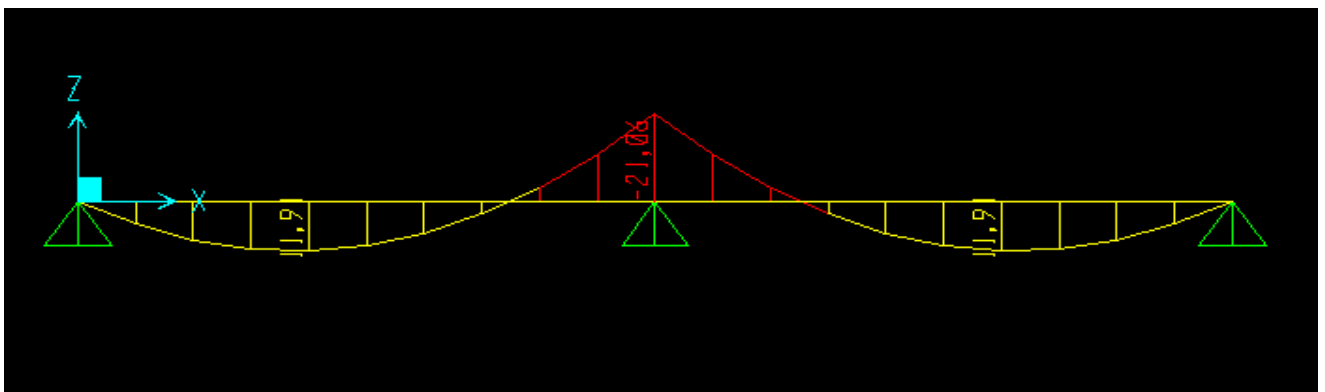


Figure III.10. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 2.

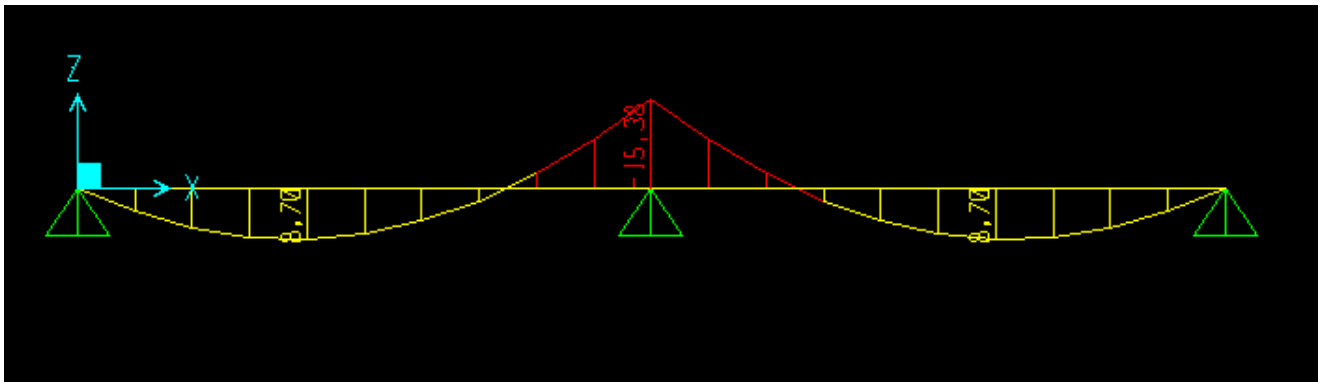
➤ TYPE 03 : (voir annexe 2) Poutrelle à (2) travée avec $L_2= 5\text{ m}$, $L_1= 5\text{ m}$

✚ Moments fléchissant :

ELU :

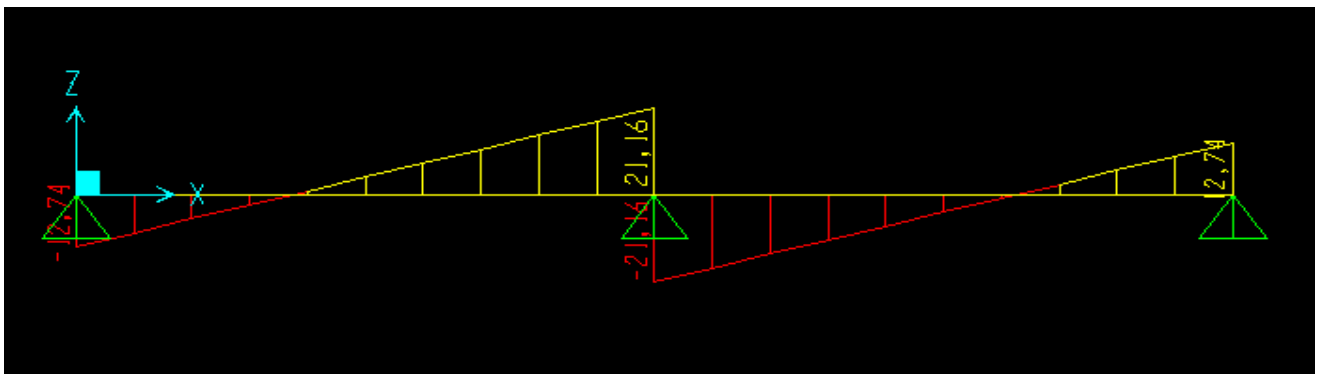


ELS :



Effort tranchants :

ELU :



ELS :

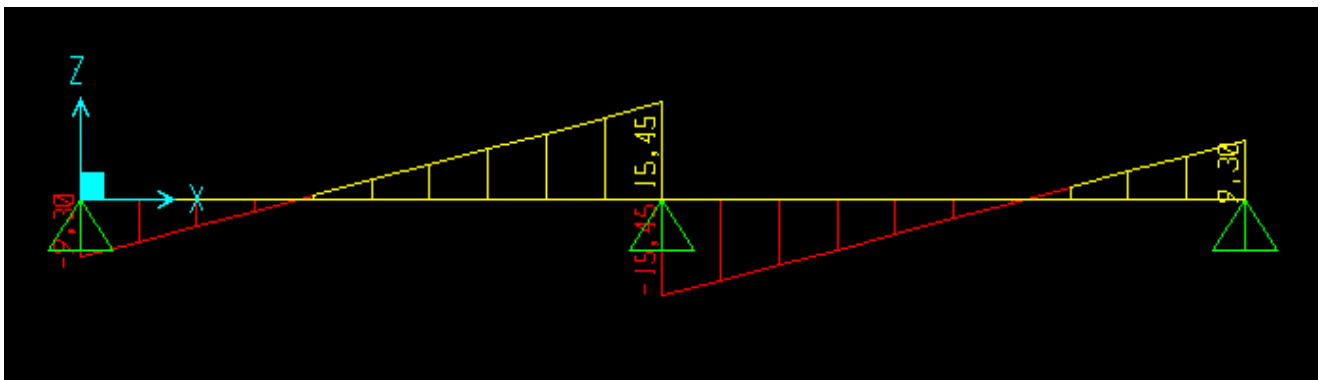


Figure III.11. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 3.

III.2.4. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU et l'ELS.

	ELU			ELS	
	M_{tu}^{max}	M_{au}^{max}	T_u^{max}	M_{tser}^{max}	M_{aser}^{max}
Sollicitations	16,61	-21,06	22,21	12,12	-15,38
Référence	Type 2	Type 3	Type 2	Type 2	Type 3

III.2.4.1 Ferrailage en travée :

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
 $F_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 75,52 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{tu} = 16,61 < M_{tab} = 75,52$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

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

Tableau.III.4. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

Mu (KN.m)	μ	μ < μ_R	A's (cm²)	α	Z (cm)	σs (MPa)	As (cm²)
16,61	0,050	oui	0	0,064	18,41	435	2,07

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,19 ; 2,07 \} = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

III.2.4.2 Ferrailage sur appui :

On a: $M_{au}^{max} = 23,16 \text{ kNm} < M_{tab} = 58,94 \text{ kNm}$.

Alors : L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b0xh) en flexion simple.

Tableau.III.5. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui.

Mu (KN.m)	μ	μ < μ _R	A's (cm ²)	α	Z (cm)	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
21,06	0,346	oui	0	0,558	14,55	435	3,30

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 0,21 ; 3,30 \} = 3,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

III.2.5. Vérifications :

III.2.5.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est - à-dire : $T_u^{max} = 22,21 \text{ kN}$.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{22210}{650 \times 189} = 0,18 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :
- Vérification de la compression du béton [1] :

$$\sigma_b = \frac{Tu}{0,9bd} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Tu = 15,08 kN appui de rive

$$\sigma_b = \frac{15,18 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,74 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{Tu}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,35 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{21,22 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,04 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq Tu^{max} - \frac{M_{au}}{0,9d} = -102,589 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.2.5.2 Vérification à l'E.L. S :

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

• **Vérification de la contrainte**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment *Mser*, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Acier : $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-y)}{I}$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{nft_{28}}) = 201,6 \text{ MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec : $n = \frac{Es}{Eb} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2,5\text{cm}$

Y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 + 15(As + As')y - 15(dAs + c'As') = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15As(d-y)^2 + 15As'(y-c')^2 = 0 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ a distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

Tableau.III.6. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	Mser (kNm)	As (cm ²)	A's (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	12,12	4,62	0	5,37	16041	4,06	15	153,33	201,6	Vérifiée
Appuis	15,38	4,62	0	5,37	16041	5,15	15	194,57	201,6	Vérifiée

III.2.5.3 Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{ cm}$; $L=5\text{ m}$; $M_{tser}=12,12\text{ kNm}$; $A_s=3,39\text{ cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = < 0,0625$ non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = > 0,0105$ non vérifiée
- $\frac{h}{L} = < 0,141$ non vérifiée

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 1\text{cm}$ avec $L= 5\text{m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y1 » [1] :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I0 » [1] :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02ft_{28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \text{ Pourcentage des armatures.}$$

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.7. Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
12,12	4,62	7,87	0,02	138,8	2,05	0,82	0,72	28106,09	12486,55	17672,34

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,75 \text{ cm} \quad (L=5\text{m})$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,85 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

• **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9d , 40\text{cm}) \\ \frac{A}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_t \right) \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\varnothing_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varnothing l ; \frac{b}{10} \right)$

$\varnothing l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\varnothing_t \leq \text{min} (0,6 ; 1,4 ; 6,5) = 0,6$

On prend : $\varnothing_t = 5 \text{ mm}$

Donc :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 17,01 \\ \frac{A_t}{S_t} \geq -0,0011 \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,052 \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5,25 \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10,5 \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$A_t = 2\pi\theta_t^2 / 4 = 0,39 \text{ cm}^2$

On adopte : $2\theta_5 = 0,39 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \rightarrow S_t \leq 10,83 \text{ cm}$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

III.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :

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

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \dots\dots A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \dots\dots\dots\dots\dots\dots A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$$L=65\text{cm} ; f_e=235\text{MPa (acier rond lisse)}$$

Donc on obtient : $A_1= 1,11\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : **4T6=1,51cm²**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En prend **S_t = 25cm**

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T6= 0.85 cm²** S_t.=30cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 30cm suivant les deux sens

III.2.7. Schéma de ferrailage :

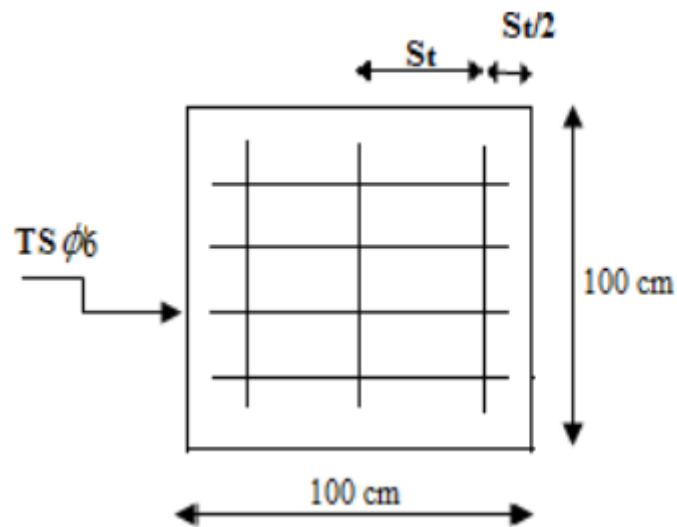


Figure III.12. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

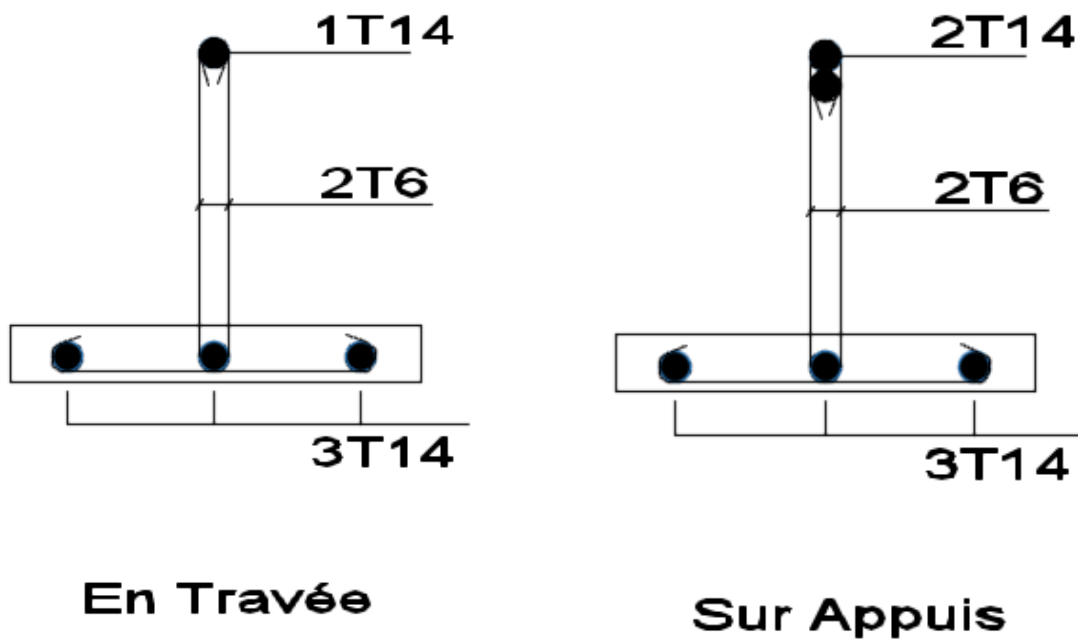


Figure III.13. Ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis.

III.3 Etude de balcon :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d’habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l’épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d’épaisseur **17cm**. Selon les dimensions et les surcharges, ils se justifient comme une poutre en porte à faux par rapport à la façade de l’immeuble, considérée comme étant encadrée sur les poutres et calculée comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d’exploitation « Q ».

III.3.1 Evaluation des charges :

Charge permanente : $G = 6,63 \text{ kN/m}^2$.

Charge d’exploitation : $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$.

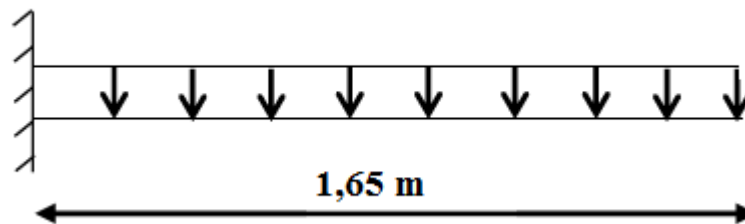


Figure III.14. Schéma statique des balcons.

III.3.2 Combinaison des charges :

Tableau III.8. Combinaison des charges.

	E.L.U	E.L.S
Q (kN/ml)	$1,35G+1,5Q = 14,2$	$G+Q = 10,13$

III.3.3 Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l’encastrement.

a) Moment fléchissant :

$M(x) = \left(\frac{q}{2} x^2\right) \dots\dots\dots$ Avec : $x = 1,65 \text{ m}$.

b) Effort tranchant :

$T(x) = (q \cdot x) \dots\dots\dots$ Avec : $x = 1,65 \text{ m}$

Tableau III.9. Moment fléchissant et effort tranchant.

	E.L.U	E.L.S
M(kN.m)	19,33	13,79
T(kN)	23,43	16,71

III.3.4 Calcul du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1ml

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h = 15,3\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$.

Tableau III.10. Calcul des armatures.

M_u (KN.m)	U	$u < u_R$	A_s' (cm)	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_{sd}(cm^2)$
19,33	0,05	oui	0	0,075	14,841	3	6T10	4,71

• **Condition de non fragilité :**

$A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$A_{s_{min}} = 0.23 \times 100 \times 15,3 \times \left(\frac{2,1}{500}\right) = 1,47 \text{ cm}^2$

Alors : $A_s \text{ choisi} > A_{s_{min}} \Rightarrow$ condition vérifier

• **Armature de répartition :**

$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow A'_s = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

• **Espacement :**

$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 17 ; 33) = 33 \text{ cm B.A.E.L 91}$

$St = \frac{100}{3} = 30 < 33 \text{ cm condition vérifiée}$

III.3.5. Vérifications :

III.3.5.1. Vérification des contraintes :

On considère que la fissuration est préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de la température, l'eau, l'humidité, la neige etc.).

On a :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; d=15.3\text{cm} , b=100\text{cm} , A'_s = 0 ; \eta = 1.6 \text{ (Aciers; H.A) } ; f_{c28} = 25\text{MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; , M_{ser} = 13.79 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{ (BAEL91) R99/art : A. 5.1,1)} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 201.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

- y : Position de l'axe neutre, obtenu par résolution de l'équation suivante :
 - $\frac{by^2}{2} - nA_s t (d - y) = 0$
- I : Moment quadratique :
 - $I = \frac{by^3}{3} + n A_s t (d-y)^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.11. Vérification des contraintes du balcon.

Mser (kNm)	As (cm ²)	A's (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
13,79	5,34	0	4.21	12339	4.71	15	185.85	201,6	Vérifiée

III.3.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{23430}{1000 \times 153} = 0,15 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée)}$$

✚ Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5.3. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,17}{1,65} = 0,10 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,34 \times 10^2}{1000 \times 153} = 0,0034 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,103 > 0,071 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

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

III.3.6. Schéma de ferrailage :

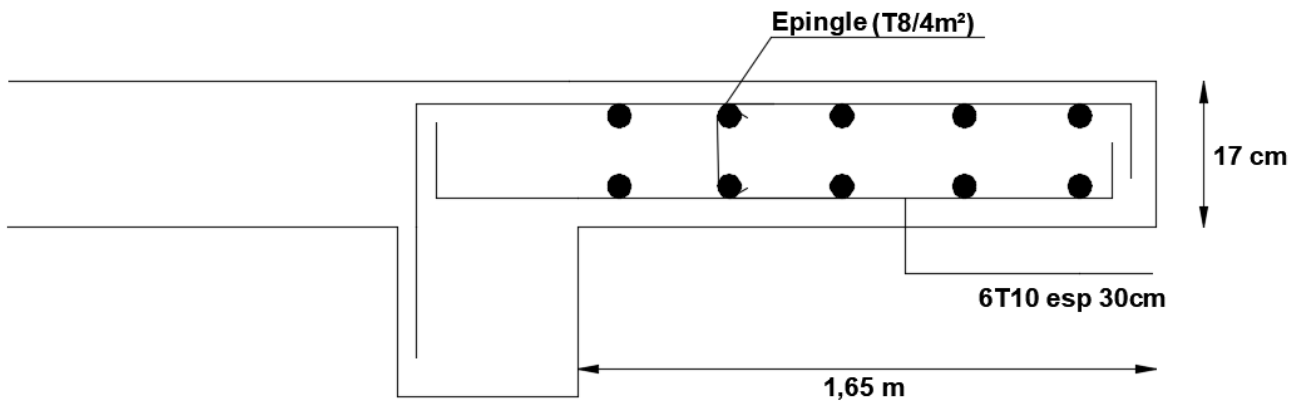


Figure III.15. Schéma de ferrailage du balcon.

III.4. Escalier :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer

De niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être Parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

III.4.1 Dimensionnement des escaliers :

Pour passer d'un étage à un autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20 cm :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm : $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

$$g+2h = m \text{ avec : } 59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

Dans ce cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h= 17 cm ; g= 30 cm**

Tableau III.12. Dimension d'escalier.

Niveaux	H (m)	h (m)	g (m)	n	n'
sous-sols	3,57	0,17	0,30	21	20
RDC	3,06	0,17	0,30	18	17
les étages courants	3,06	0,17	0,30	18	17

H : hauteur de l'étage.

h : hauteur de la marche.

g : largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

n' : nombre de marches.

III.4.2. Les types d'escaliers :

Dans ce projet il existe deux types d'escaliers.

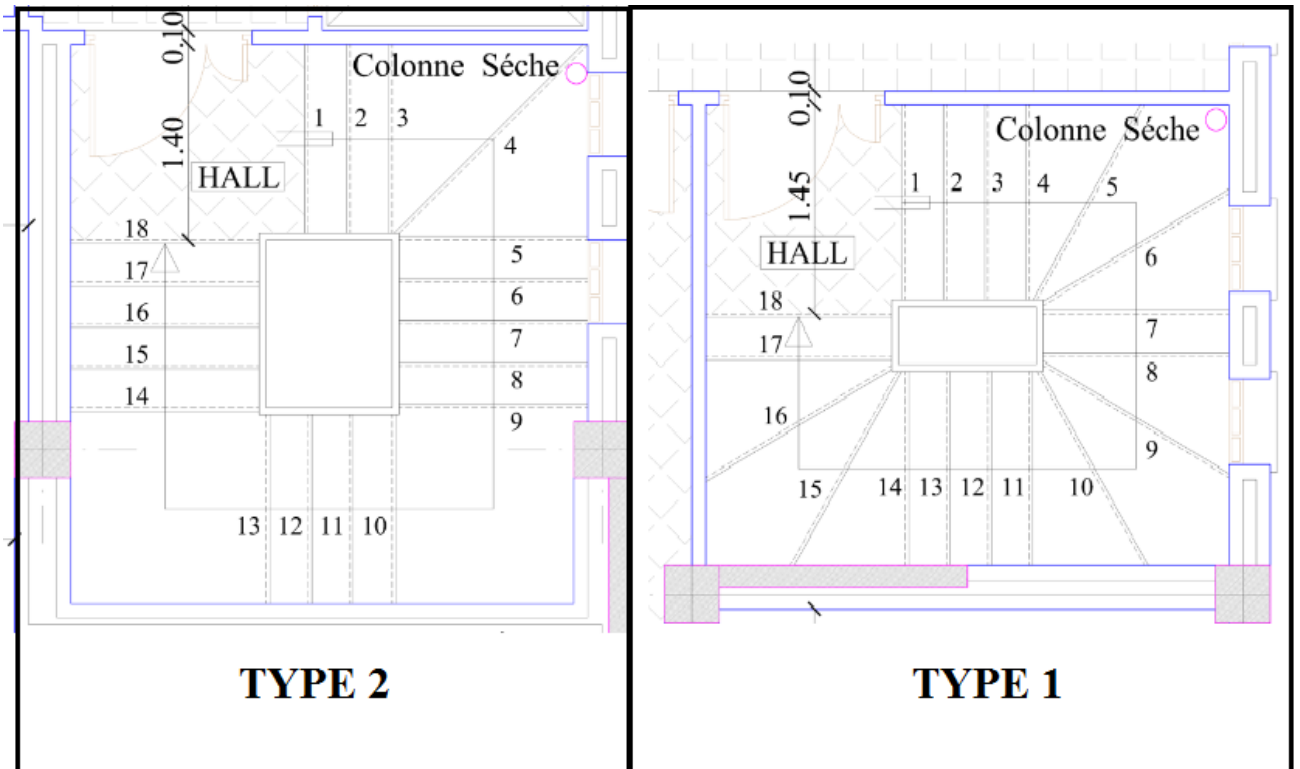


Figure III.16. Les différents type d'escalier.

Tableau III.13. Les différents types d'escaliers.

Type	Les différentes volées			
01	<p>Volée A</p>	<p>Volée B</p>	<p>Volée C</p>	<p>Volée D</p>
02	<p>Volée E</p>	<p>Volée F</p>	<p>Volée G</p>	<p>Volée H</p>

III.4.2.1 Type 1 :

➤ L'inclinaison de la paille :

$$\alpha = \arctg\left(\frac{Hv}{Lh}\right)$$

Avec :

Hv : la hauteur verticale de la volée.

Angle	Volée A	Volée B	Volée C	Volée D
α	19,50°	12°	15,02°	16,24°

➤ L'épaisseur de la paille (ev):

$$\frac{Lmax}{30} \leq ev \leq \frac{Lmax}{20}$$

$$\frac{394}{30} \leq ev \leq \frac{394}{20} \rightarrow 13,13 \leq ev \leq 19,7$$

$$\text{Avec : } L \text{ max} = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,5 = \sqrt{(2,4)^2 + (0,85)^2} + 1,4 = 3,94 \text{ m}$$

On prend : **ev = 15cm**

➤ L'épaisseur de palier (ep):

On prend : **ep = 15cm**

III .4.2.1.1. Evaluation des charges :

- Palier :

Tableau III.14. Evaluation des charges et des surcharges pour le palier (type1).

Désignation	ep (cm)	$\rho(kN/m^3)$	G (kN/m ²)
carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Poids propre du palier	15	25	3,75
Enduit en ciment	2	18	0,36

➤ Charge permanente **G=5,45 kN/m²**

➤ Surcharge **Q=2,5 kN/m²**

- Paillasse :

Tableau III.15. Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse (type1).

Désignation	ep (cm)	$\rho(kN/m^3)$	G (kN/m ²)
carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Enduit en ciment	2	18	0,36
Garde-corps	/	/	1
Poids propre de la marche	17/2	25	2,13
Poids propre du paillasse	15	25/cos α	3,75/ cos α

	Volée A	Volée B	Volée C	Volée D
Charge permanente (G)	8,80	8,66	8,71	8,73
Surcharge (Q)	2,5	2,5	2,5	2,5

III.4.2.1.2. Evaluation des sollicitations:

Sur une bande de 1 mètre on a :

Tableau III.16. Calcul des sollicitations (type1).

Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)				Palier (KN/m)
	Volée A	Volée B	Volée C	Volée D	
ELU	15,63	15,44	15,50	15,53	11,10
ELS	11,3	11,16	11,21	11,23	7,95

• Schéma statique :

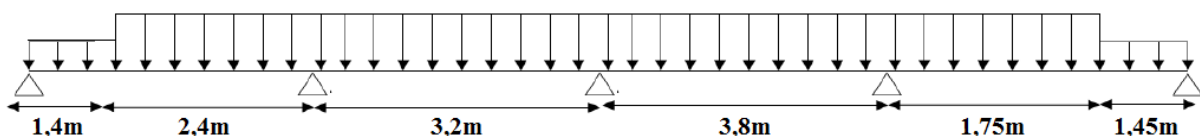


Figure III.17. Schéma statique (type1).

Du fait que le système est hyperstatique on a opté pour modéliser et calculer notre élément sur logiciel de calcul SAP2000

- **Moment fléchissant :**
 - **ELU**

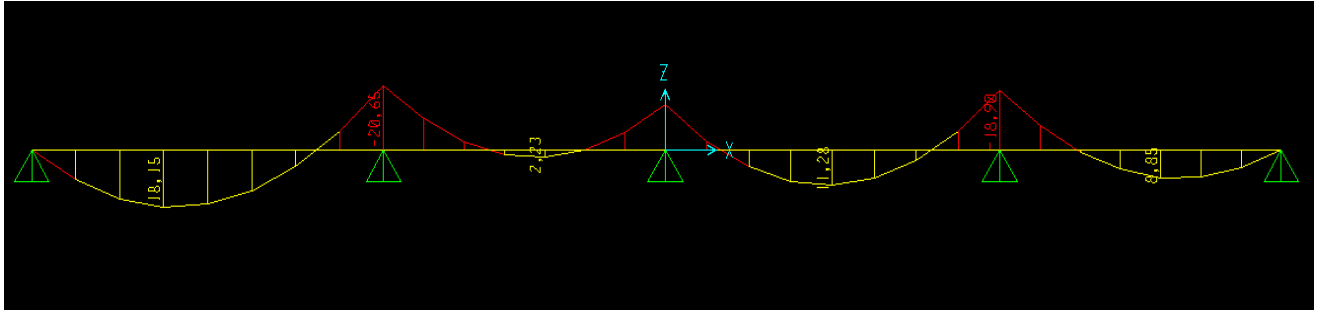


Figure III.18. Diagramme des moments fléchissant ELU (type1).

- **ELS**

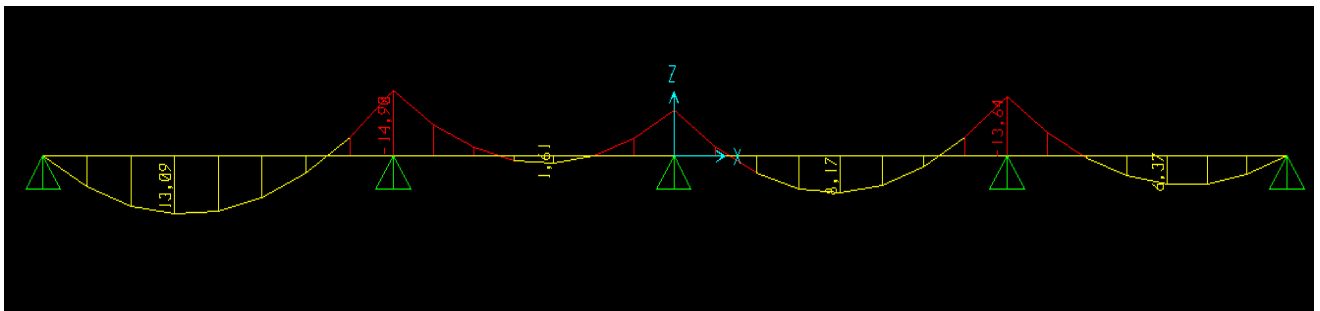


Figure III.19. Diagramme des moments fléchissant ELS (type1).

- **Effort tranchant :**
 - **ELU**

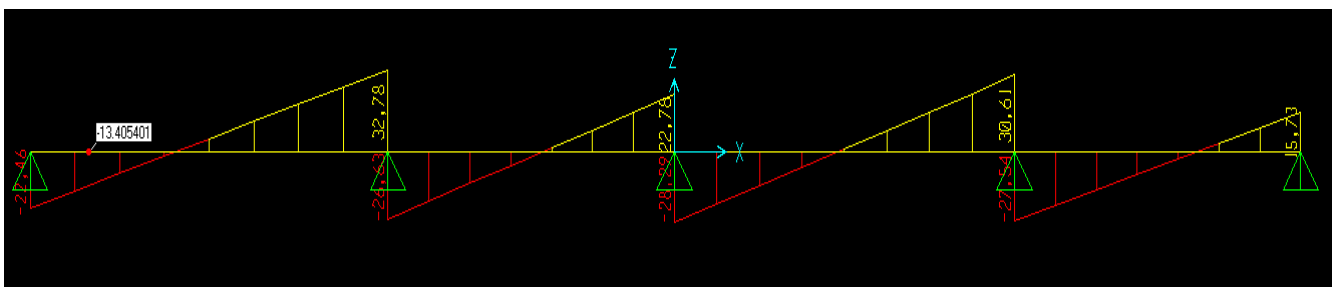


Figure III.20. Diagramme des efforts tranchant ELU (type1).

III 4.2.1.3. Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15 cm

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_{bc} = 14,17\text{ MPA}$, $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$, $d=0,9h = 13,5\text{cm}$; $\gamma_b = 1,5$

$\sigma_s = 435\text{ MPA}$; $\gamma_s = 1,15$, $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau III.17. Ferrailage de l’escalier (type1).

	M_U (kN.m)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
Travée	18,15	3,21	4T12	4,52
Appuis	20,65	3,67	4T12	4,52

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

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

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

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

Armateur de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,13\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,26\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec $S_t = 25\text{cm}$

- **Sur appui :** $A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,85\text{ cm}^2$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec $S_t = 25\text{cm}$

III.4.2.1.4. Vérification :

a. Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30\text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52\text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,30\text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,52\text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,30\text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{32,79 \times 1000}{1000 \times 135} = 0,24 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieure doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_U - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction .

Si : $T_U - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_U - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_U - \frac{Mu}{0,9d} = 32,79 \cdot 10^3 - \frac{20,57 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -136,51 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

c. Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = 0,24 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification des contraintes su béton :

Les fissurations sont considérées comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

d.1. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre :**

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

- **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2,5 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.18. Vérification à l'ELS (type1).

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	13,09	4,52	3,65	8199	5,83	Vérifiée
Appui	14,90	4,52	3,65	8199	6,64	Vérifiée

d.2 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} \frac{17}{380} = 0,044 \leq 0,625 & \text{Non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,003 \leq 0,008 & \text{Vérifiée} \\ 0,044 \leq 0,046 & \text{Non vérifié} \end{array} \right.$$

Deux condition ne sont pas vérifiées, donc est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 3,8 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10721,40 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.19. Vérification de la flèche de l’escalier (type1).

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
13,09	4,52	0,0031	214,51	6,77	2,7	0,871	30565,8	4875,16	9119,49

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1,2 \text{ cm} \\ f_v = 1,93 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow : \Delta f_T = f_v - f_i = 0,73 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,73 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

III.4.2.2. Type 2 :

➤ L’inclinaison de la paillasse :

$$\alpha = \text{arctg} \left(\frac{Hv}{Lh} \right)$$

Avec :

Hv : la hauteur verticale de la volée.

Angle	Volée E	Volée F	Volée G	Volée H
α	18,77°	17,74°	36,87°	35°

➤ L'épaisseur de la paillasse (ev):

$$\frac{L_{max}}{30} \leq ev \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$$\frac{427}{30} \leq ev \leq \frac{427}{20} \rightarrow 14,23 \leq ev \leq 21,37$$

Avec : $L_{max} = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,5 = 1,4 + \sqrt{(1,2)^2 + (0,85)^2} + 1,4 = 4,27m$

On prend : **ev = 17cm**

➤ L'épaisseur de palier (ep):

On prend : **ep = 17cm**

III.4.2.2.1. Evaluation des charges :

- **Palier :**

Tableau III.20. Evaluation des charges et des surcharges pour le palier (type2).

Désignation	ep (cm)	$\rho(kN/m^3)$	G (kN/m ²)
carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Poids propre du palier	17	25	4,25
Enduit en ciment	2	18	0,36

➤ Charge permanente **G=5,95 kN/m²**

➤ Surcharge **Q=2,5 kN/m²**

- **Paillasse :**

Tableau III.21. Evaluation des charges et surcharges pour le paillasse (type2).

Désignation	ep (cm)	$\rho(kN/m^3)$	G (kN/m ²)
carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Enduit en ciment	2	18	0,36
Garde-corps	/	/	1
Poids propre de la marche	17/2	25	2,13
Poids propre du paillasse	17	25/cos α	4,25/ cos α

	Volée E	Volée F	Volée G	Volée H
Charge permanente (G)	9,31	9,29	10,14	10,01
Surcharge (Q)	2,5	2,5	2,5	2,5

III.4.2.2.2. Evaluation des sollicitations:

Sur une bande de 1 mètre on a :

Tableau III.22. Calcul des sollicitations (type2).

Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)				Palier (KN/m)
	Volée E	Volée F	Volée G	Volée H	
ELU	16,31	16,29	17,43	17,26	11,78
ELS	11,81	11,79	12,64	12,51	8,45

• Schéma statique :

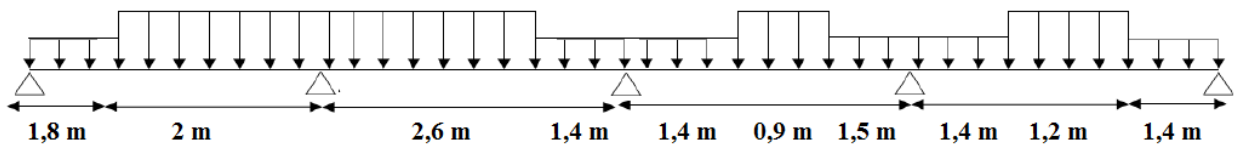


Figure III.21. Schéma statique (type2).

Du fait que le système est hyperstatique on a opté pour modéliser et calculer notre élément sur logiciel de calcul SAP2000

• Moment fléchissant :

➤ ELU

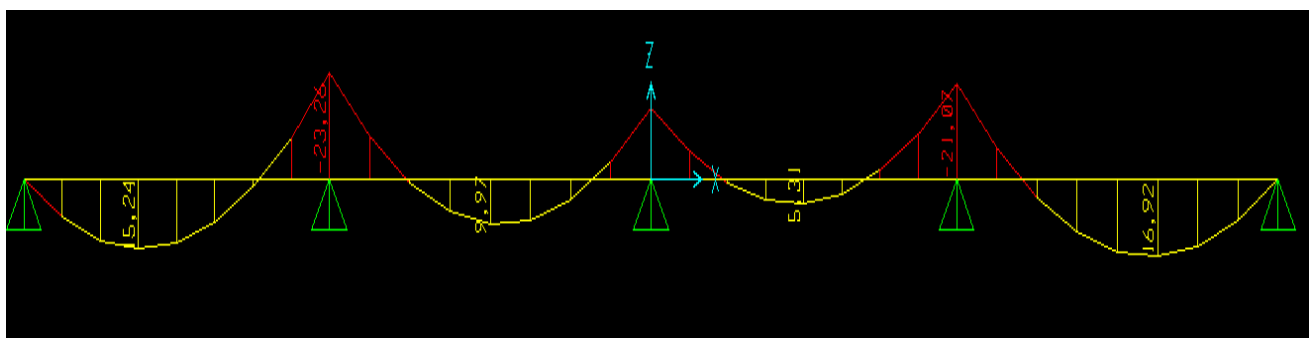


Figure III.22. Diagramme des moments fléchissant ELU (type2).

➤ ELS

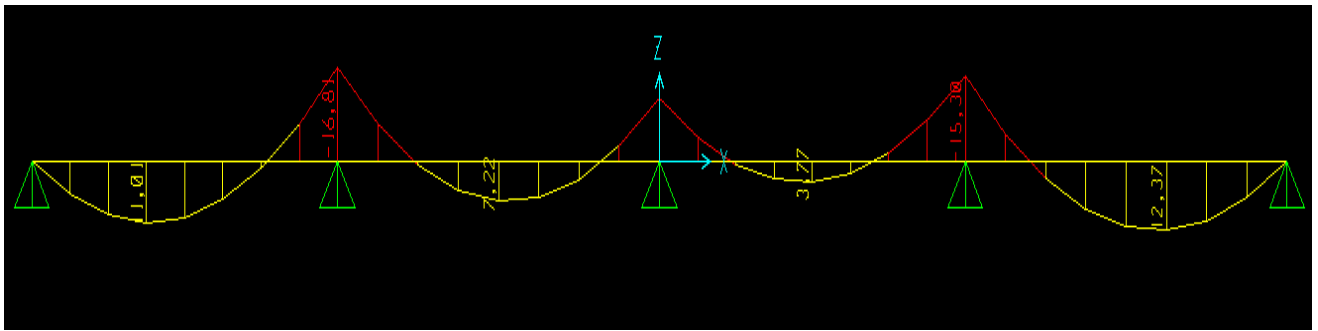


Figure III.23. Diagramme des moments fléchissant ELS (type2).

• Effort tranchant :

➤ ELU

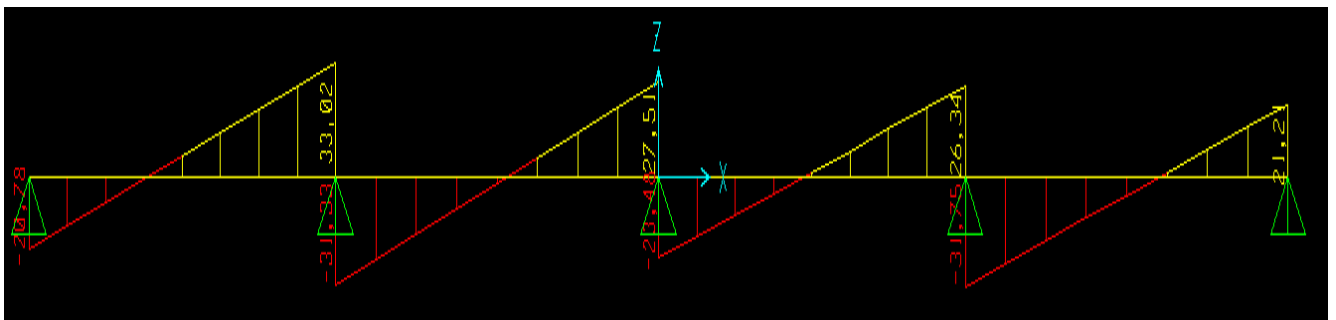


Figure III.24. Diagramme des efforts tranchant (type2).

III.4.2.2.3. Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=17\text{ cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_{bc} = 14,17\text{ MPA}$, $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$, $d=0,9h = 15,3\text{cm}$; $\gamma_b = 1,5$

$\sigma_s = 435\text{ MPA}$; $\gamma_s = 1,15$, $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau III.23. Ferrailage de l'escalier (type2).

	M_U (kN.m)	A_s^{cal} /ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp} /ml (cm^2)
Travée	15,24	2,35	4T12	4,52
Appuis	23,26	3,63	4T12	4,52

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
On prend : $esp = 25 \text{ cm}$
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

Armateur de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,13 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2/ml$
Le choix est de 4T8 = 2,01 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$
- **Sur appui :** $A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{fe} = 1,85 \text{ cm}^2$
Le choix est de 4T8 = 2,01 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.2.2.4. Vérification :

a) Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{fe} = 1,30 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,30 \text{ cm}^2$ Vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,30 \text{ cm}^2$ Vérifiée

b) Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{(fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{33,02 \times 1000}{1000 \times 153} = 0,21 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieure doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_U - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction .

Si : $T_U - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_U - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_U - \frac{Mu}{0,9d} = 33,02 \cdot 10^3 - \frac{23,26 \times 10^6}{0,9 \times 153} = -135,89 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = 0,21 \text{ MPA} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification des contraintes su béton :

Les fissurations sont considérées comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

d.1. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre :**

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

- **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2,5 \text{ cm} ; d = 15,3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24. Vérification à l'ELS (type2).

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	11,01	4,52	3,93	10788	4,01	Vérifiée
Appui	16,81	4,52	3,93	10788	6,12	Vérifiée

d.2 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} \frac{17}{400} = 0,042 \leq 0,625 & \text{Non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 15,3} = 0,003 \leq 0,008 & \text{Vérifiée} \\ 0,042 \leq 0,046 & \text{Non vérifié} \end{array} \right.$$

Deux condition ne sont pas vérifiées, donc est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4 m < 5m$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10721,40 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.25. Vérification de la fléché de l’escalier (type2).

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
11,01	4,52	0,003	159,20	6,77	2,7	0,083	44076,7	31041,7	36007,4

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,17 \text{ cm} \\ f_v = 0,45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow : \Delta f_T = f_v - f_i = 0,28 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,28 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifiée**

III.4.3. Etude de la poutre brisée :

III.4.3.1. Pré dimensionnement :

Poutre brisées sont dimensionnées d’après les formules empiriques données par le BAEL91 [4] et vérifier selon le RAP 99 ver.03 [3].

➤ **Selon le BAEL 91 [4]**

-La hauteur h de la poutre brisée doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$ on prend $h = 30 \text{ cm}$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

9 cm ≤ b ≤ 21 cm on prend b= 30 cm

➤ Selon le RAP 99 ver.03 [3].

$$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h=30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$$

➔ les trois conditions dictées par le RPA 99 sont vérifiées

Donc la section de la poutre brisée de h × b = 30 × 30 cm²

III.4.3.2. Evaluation des charges

La poutre est soumise à :

- Son poids propre le long de la poutre : $P_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ kN/ml}$
- Charge de la maçonnerie : $2,81 \times \frac{2,66}{2} = 3,73 \text{ kN/ml}$
- $G = 2,25 + 3,73 = 5,98 \text{ kN/ml}$

Charges venants de l’escalier : $R_{bu} = 6,5 \text{ kN/ml}$ $R_{bs} = 4,7 \text{ kN/ml}$

III.4.3.3. Calcul des efforts :

On a : $P_u = 1,35 \times 5,98 + 6,5 = 14,57 \text{ kN/m}$

$P_s = 1 \times 5,98 + 4,7 = 10,68 \text{ kN/m}$

$$R_a = R_b = \frac{Pl}{2} \qquad M_t = \frac{Pl^2}{24} ; \quad M_a = M_b = \frac{Pl^2}{12}$$

Tableau III.26. Calcul des efforts.

	R_a (kN)	R_b(kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_b (kN.m)
ELU	26,22	26,22	7,86	15,73	15,73
ELS	19,22	19,22	5,76	11,53	11,53

III.4.3.4. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$, $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$, $d=0,9h = 27 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$

$\sigma_s = 435 \text{ MPA}$; $\gamma_s = 1,15$, $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau III.27. Ferrailage de la poutre brisée.

	M _U (kN.m)	A _s ^{cal} /ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} /ml (cm ²)
Travée	7,86	0,68	3T10	2,36
Appuis	15,53	1,36	3T10	2,36

➤ **Espacement :**

D’après le RPA 99 version 2003 on a :

• **Zone nodal**

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \text{min} (7,5 ; 12 ; 30 \text{ cm})$$

En prend St = 5cm

• **Zone courant**

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{On prend St} = 15\text{cm}$$

III.4.3.5. Vérification :

a. Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,78 \text{ cm}^2$$

En travée : A_s = 2,36 cm² ≥ A_s^{min} = 0,78 cm² **Vérifiée**

Sur appui : A_s = 2,36 cm² ≥ A_s^{min} = 0,78 cm² **Vérifiée**

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{26,22 \times 1000}{300 \times 270} = 0,32 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

c. Vérification à l’E.L. S :

Les fissurations sont considérées comme peu nuisible, donc il n’est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

d. Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2,5 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.28. Vérification à l'ELS.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	5,76	2,36	6,89	17587	2,26	Vérifiée
Appui	11,53	2,36	6,89	17587	4,52	Vérifiée

e. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{360} = 0,083 \geq 0,0625 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{2,36}{30 \times 27} = 0,003 \leq 0,008 \quad \text{Vérifiée} \\ 0,083 \geq 0,075 \quad \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi l \right)$$

$$\phi t \leq \text{Min} (8,5\text{mm} ; 30\text{mm} ; 10\text{mm})$$

On prend $\phi t = 8\text{mm}$

III.4.3.6. Schéma de ferrailage de la poutre brisée :

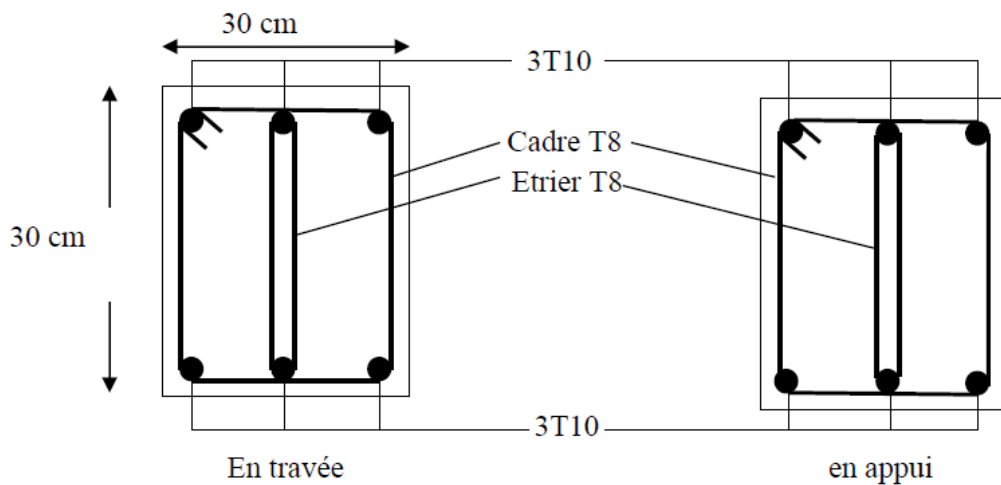


Figure III .25. Ferrailage de la poutre brisée.

III.4.4. Schéma de ferrailage :

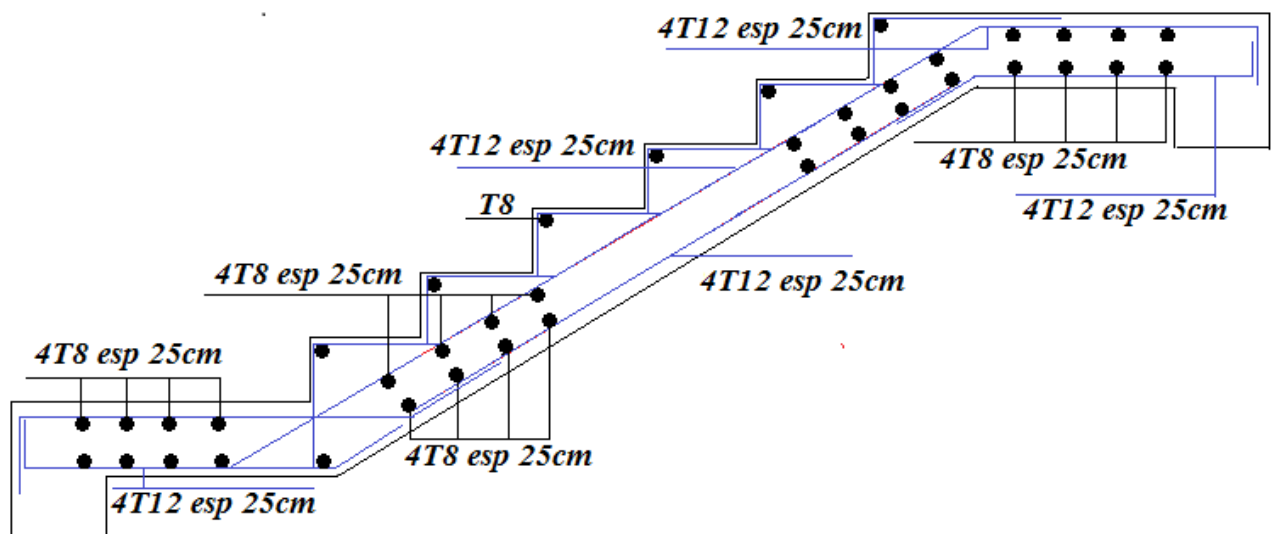


Figure III.26. Ferrailage de l'escalier.



Chapitre IV



Etude dynamique

IV.1. Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- 9 Modélisation en masse concentrée : dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuité dans le système structurel, irrégularités).
- 9 Modélisation en éléments finis : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

IV.2. Méthodes de calcul :

Selon les Règles parasismiques algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Le Règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions **RPA99 (Article 4.2)** de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

-Calcul de la force sismique totale (RPA99 (Article 4.2.3))

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

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (Tableau 4.1)

C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage. Étant donné que notre structure est implantée à BLIDA-BENIMARED zone III selon **RPA99**, et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), groupe d'usage 2.

Le coefficient A vaut donc **A = 0,25**.

R : Coefficient de comportement global de la structure : il est fonction du système de contreventement **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet **R = 4** (portique contreventés par des voiles).

Q : Facteur de qualité de la structure : il est déterminé par la formule

suivante : $Q = 1 + \sum P_q$ **RPA99 (Formule 4.4)**

Avec **P_q** comme pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

Tableaux IV.1. Facteur de qualité.

'' Critère q ''	Observée	p_q_x	observée	p_q_y
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1
		∑p_q = 0.2	∑p_q = 0.25	

$$Q_{xx} = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q_{yy} = 1 + 0.25 = 1.25$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times Q_i \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet, tous les niveaux sont à usage d'habitation, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Poids des éléments

W = 35503,29 KN

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure T, de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 S \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule 4.2)}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Sol meuble classé comme site 3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.5 s \end{cases}$

1) Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\varepsilon = 7.00\%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \Rightarrow \eta = 0.88 \Rightarrow \eta > 0.7$

$$T = C_T h_N^{3/4} \qquad \text{RPA99 (formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 29\text{m}$$

$$T = 0.050 \times (29)^{3/4} \Rightarrow T_s = 0.62 \text{ s}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \qquad \text{RPA99 (formule 4.7)}$$

D: distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 36.9\text{m}, \quad L_y = 14.2\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.43 \text{ s} \\ T_y = 0.69 \text{ s} \end{array} \right. ; T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y ; T) \Rightarrow T_y = 0.62\text{s}$$

$$T_x = \min (T_x ; T) \Rightarrow T_x = 0.43\text{s} \Rightarrow T_x < T$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_Y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.43}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.432$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.906$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad \text{RPA99 (Art4.2.3)}$$

$$V_X = \frac{0.25 \times 2.432 \times 1.2}{4} \times 35503,29 = 6475.80 \text{ kN.}$$

$$V_Y = \frac{0.25 \times 1.906 \times 1.25}{4} \times 35503,29 = 5286.66 \text{ kN.}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans celui de la méthode statique équivalente qui n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière en plan, la méthode dynamique s'impose.

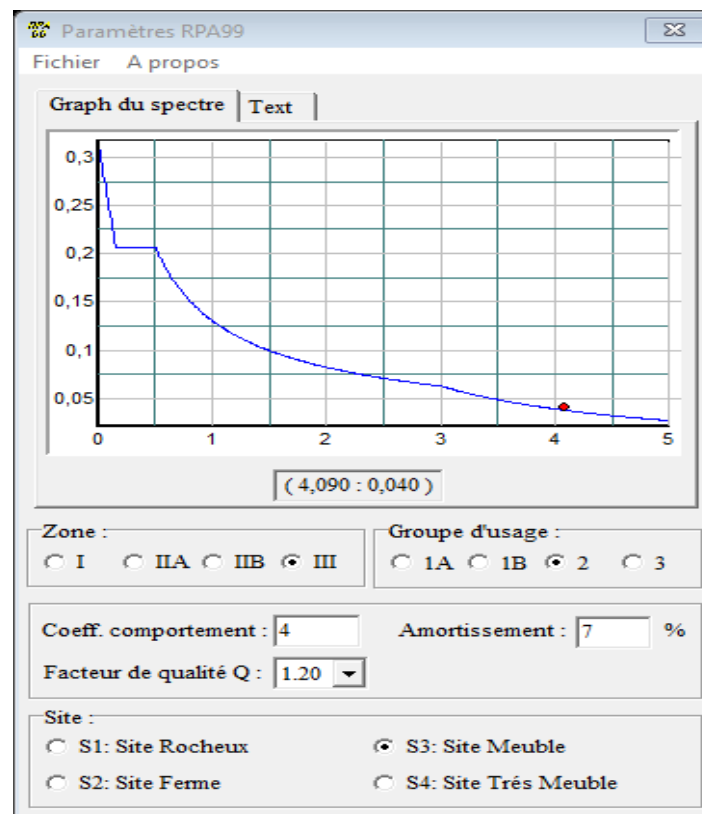
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (4.13)}$$

- **Représentation graphique du spectre de réponse**

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.



Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse dénommé ETABS

IV.3. Description du logiciel ETABS :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

IV .4. Modèle initial :

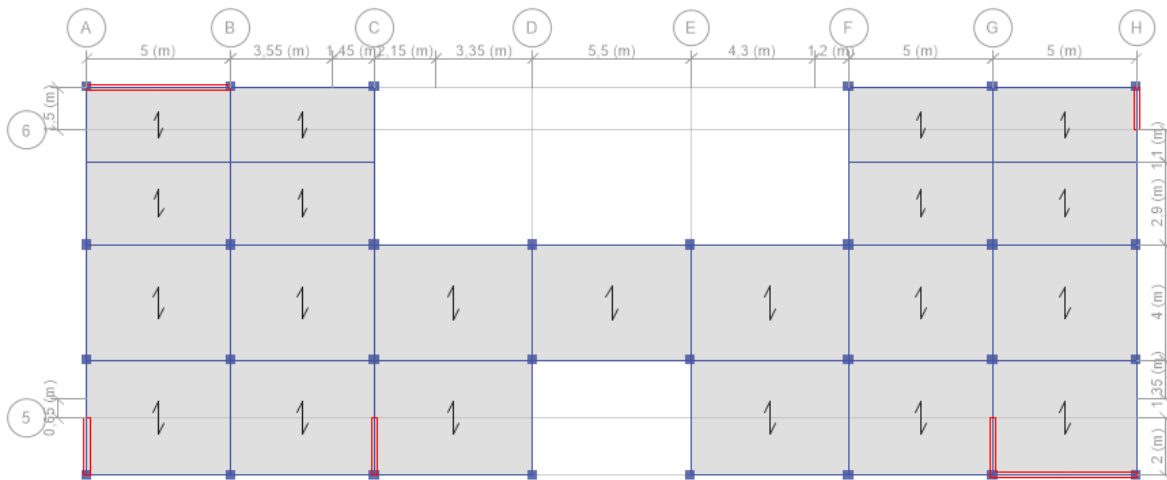


Figure IV.2. Modèle initial

Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.

✓ Vérification de la période numérique de la structure $T_{numérique}$:

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ETABS), et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp}) :

Il faut que : $T_{numérique} \leq T_{exp}$

$T_{numérique} = 1,10 \text{ (s)} > T_{exp} = 0,806 \text{ (s)}$ **Non vérifié.**

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau IV.2. Vérification de la résultante des forces.

	V_{dy} (kN)	$0.8V_{st}$ (kN)	$V_{dy} > 0.8 V_{st}$
Sens xx	3988,8318	5180.64	Non-Vérifié
Sens yy	3273,2231	4229.33	Non-Vérifié

CONCLUSION : la structure est trop souple, l'effort tranchant à la base ne vérifie pas on doit ajouter des voiles de contreventements

IV .5. Modèle final :

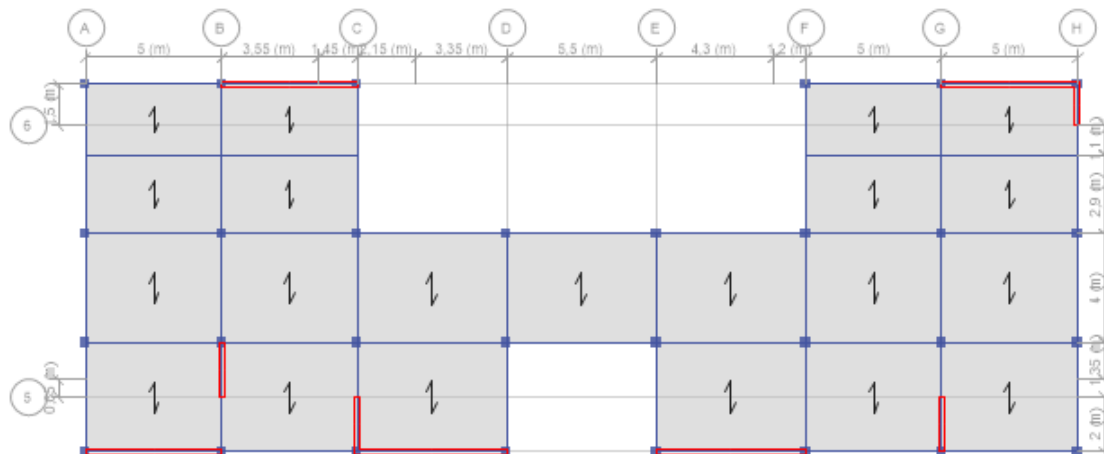


Figure IV.3. Disposition des voiles final.

IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS :

Dans cette partie, nous avons rajouté des voiles pour voir les vérifications nécessaires

IV.6.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

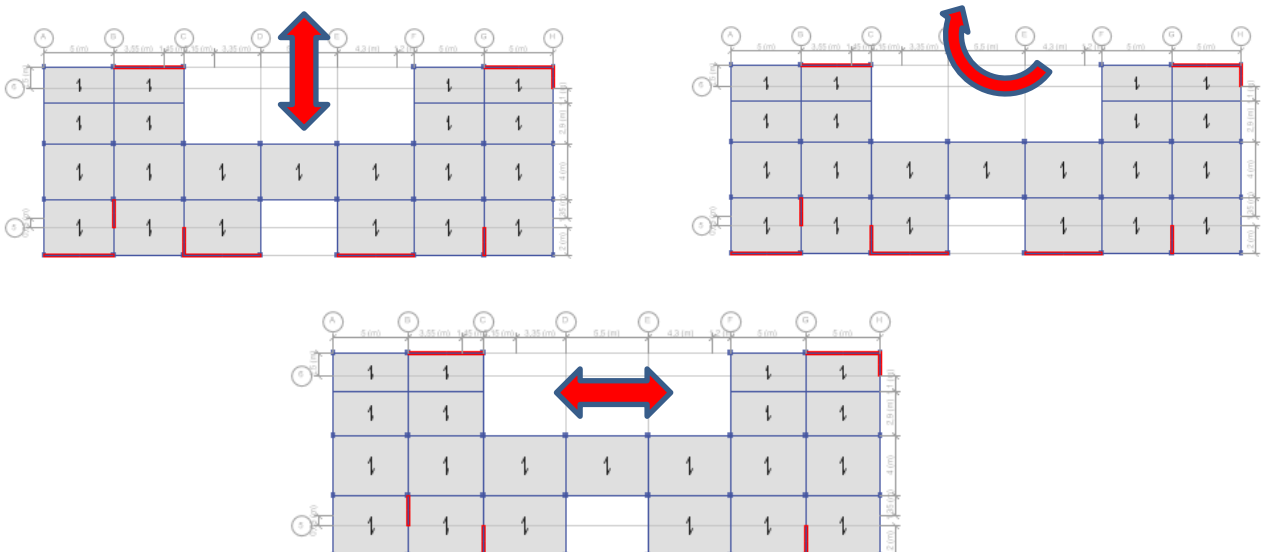
Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3. Périodes et taux de participation.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0.789	0,0008	0,7278	0	0,0008	0,7278	0
Modal	2	0,701	0,0259	0,0009	0	0,0267	0,7287	0
Modal	3	0,519	0,6456	0,001	0	0,6723	0,7297	0
Modal	4	0,303	0,0000393	0,138	0	0,6723	0,8677	0
Modal	5	0,184	0,0052	0,0002	0	0,6775	0,8679	0
Modal	6	0,146	0,000002109	0,0539	0	0,6775	0,9218	0
Modal	7	0,139	0,0003	0,0023	0	0,6779	0,9241	0
Modal	8	0,118	0,1781	0,0002	0	0,856	0,9243	0
Modal	9	0,094	0,0014	0,0006	0	0,8574	0,9249	0
Modal	10	0,091	0,0199	0,0001	0	0,8773	0,9249	0
Modal	11	0,088	0,0006	0,0301	0	0,8779	0,955	0
Modal	12	0,065	0,002	0,0012	0	0,8799	0,9562	0
Modal	13	0,064	0,0004	0,0151	0	0,8803	0,9713	0
Modal	14	0,061	0,0374	0,00002058	0	0,9177	0,9713	0
Modal	15	0,053	0,00000788	0,0067	0	0,9177	0,9781	0
Modal	16	0,05	0,0254	0,00004555	0	0,9431	0,9781	0

Conclusion : On a :

- Mode 1 : une translation suivant le sens y-y
- Mode 2 : rotation
- Mode 3 : une translation suivant le sens x-x
- La structure atteint le seuil de 90% à partir du 14^{ème} mode.



IV.6.2. Vérification des conditions du facteur de comportement (R) :

Dans nos précédant calcul en a pris R=4, donc selon le *RPA* il faut justifier que les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

❖ **Justification des voiles sous charges verticales :**

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base avec le logiciel (*ETABS*) la portance des voiles

Tableau IV.4. F (z) voile.

		Left Side		
Z	1	2	Z	
14202,3969	-5,3553	7,1063	-13689,8469	kN
-157,6029	-64335,4567	-25034,823	157,6029	kN-m

Tableau IV.5. F(z) globale.

TABLE: Base Réactions				
Output Case	Case Type	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
W	Combinaison	0	0	34862.32

$$\text{la portance des voiles} = \frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{13689.84}{34862.32} \times 100 = 39.27 \% > 20 \%$$

✚ On change la valeur précédente du facteur de comportement : **R = 3,5 voiles porteur**

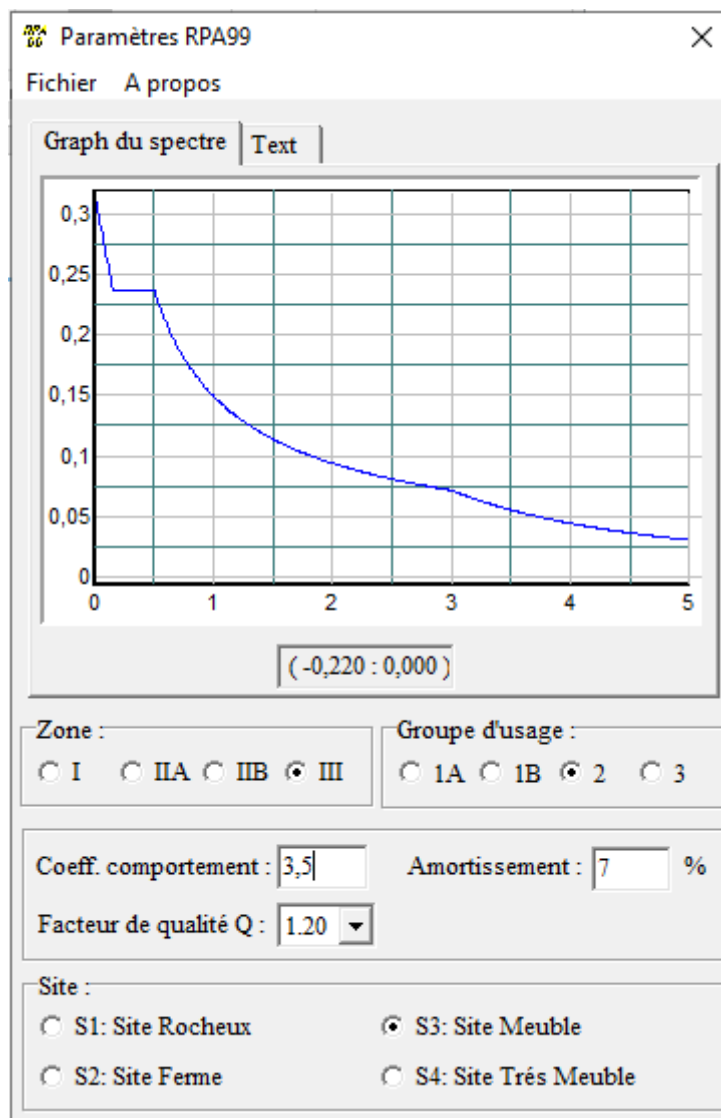


Figure IV.4. Spectre de réponse.

IV.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

On a :

Tableau IV.6. Base réactions.

Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
EX	5536,63	257,10	0
EY	257,10	3912.55	0
W	0	0	34862,32

Donc :

$$V_X = \frac{0.25 \times 2,432 \times 1,2}{3,5} \times 34862,32 = 7267,29 \text{ kN.}$$

$$V_Y = \frac{0.25 \times 1,906 \times 1,25}{3,5} \times 34862,32 = 5932,8 \text{ kN.}$$

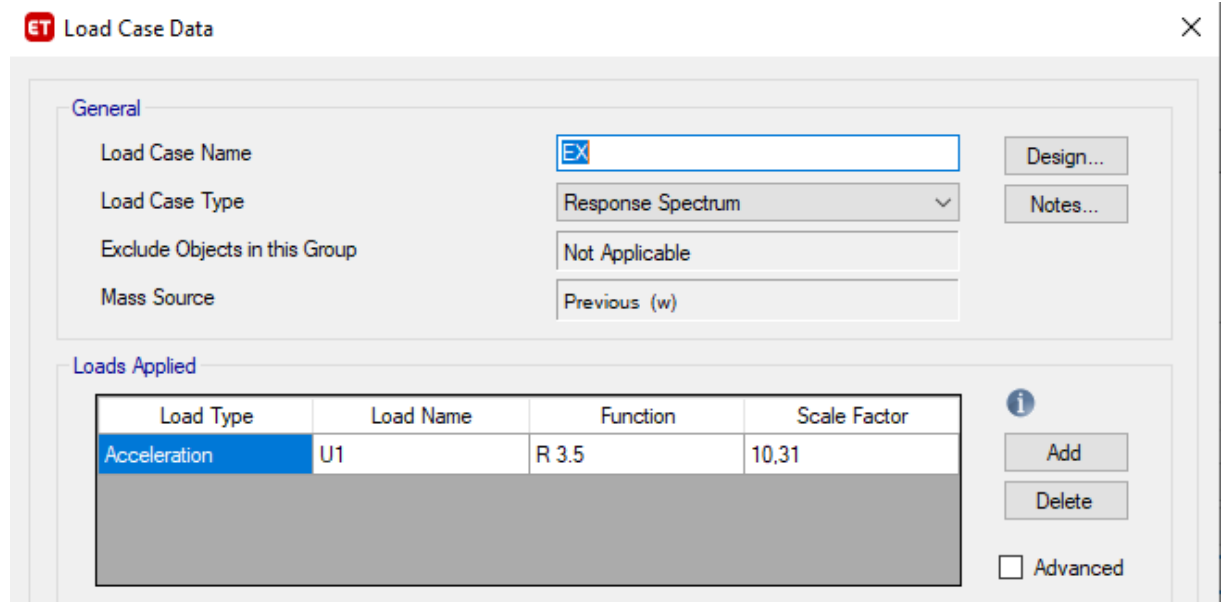
On aura :

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces.

	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Sens X-X	5536,63	5813,83	Non-vérifiée
Sens Y-Y	3912,55	4746,25	Non-vérifiée

CONCLUSION :

- L'effort tranchant ne vérifie pas suivant le sens x-x on doit donc augmenter l'effort sismique E_x par 1,051 et on adoptera $E_x = 10,31$



- L'effort tranchant ne vérifie pas suivant le sens y-y on doit donc augmenter l'effort sismique Ey par 1,165t on adoptera Ey= 11,43

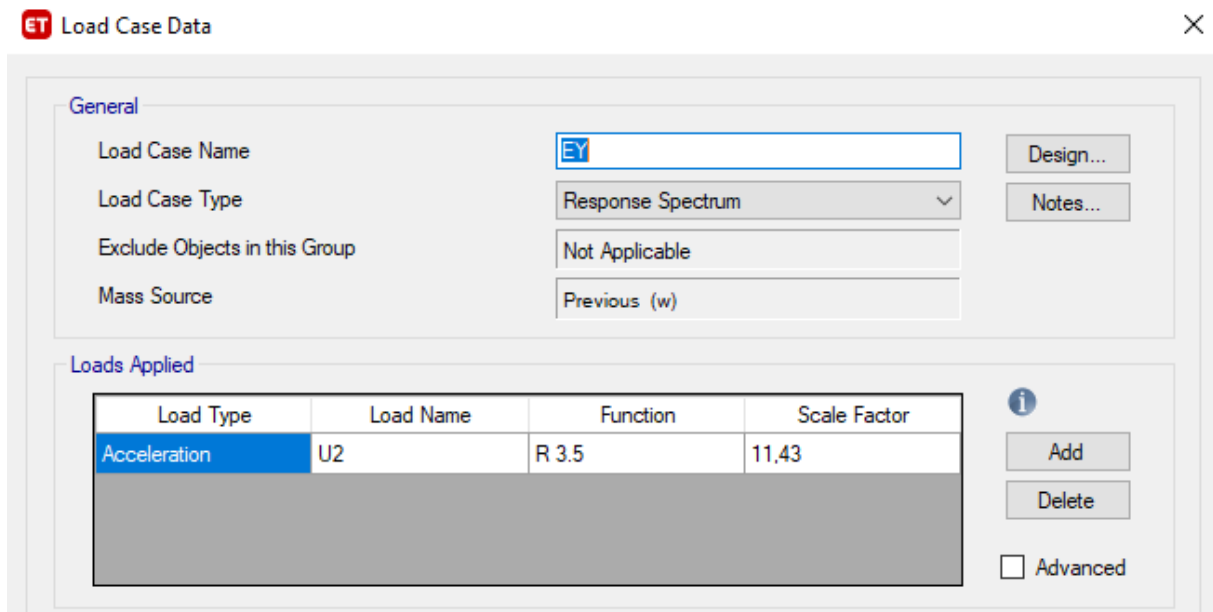


Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces après augmentation du modèle initial

	V _{dyn}	0,8V _{st}	Observation
Sens X-X	5818,82	5813,83	Vérifiée
Sens Y-Y	4558,66	4556,4	Vérifiée

IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $u = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$ [2]

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (kN)	σ	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
8 ^{eme}	35	35	1225	248,64	0,081	<i>vérifiée</i>
7 ^{eme}	35	35	1225	429,03	0,140	<i>vérifiée</i>
6 ^{eme}	35	35	1225	641,48	0,209	<i>vérifiée</i>
5 ^{eme}	35	35	1225	863,59	0,282	<i>vérifiée</i>
4 ^{eme}	35	40	1400	1096,33	0,313	<i>non vérifiée</i>
3 ^{eme}	35	40	1400	1348,48	0,385	<i>non vérifiée</i>
2 ^{eme}	35	40	1400	1760,77	0,503	<i>non vérifiée</i>
1 ^{er}	35	45	1575	2144,77	0,545	<i>non vérifiée</i>
RDC	35	45	1575	2795,91	0,710	<i>non vérifiée</i>

- On a fait les vérifications de l'effort normale réduit avec les sections de pré-dimensionnement et elle ne vérifie pas alors on a augmenté la section des poteaux ce qui nous donne :

Tableau IV.10. Effort normal réduit avec sections corrigés

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (kN)	σ	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
8 ^{eme}	40	55	2200	335,90	0,06	<i>vérifiée</i>
7 ^{eme}	40	55	2200	588,44	0,11	<i>vérifiée</i>
6 ^{eme}	40	55	2200	804,13	0,15	<i>vérifiée</i>
5 ^{eme}	45	60	2700	956,78	0,14	<i>vérifiée</i>
4 ^{eme}	45	60	2700	1198,96	0,18	<i>vérifiée</i>
3 ^{eme}	50	65	3250	1529,02	0,19	<i>vérifiée</i>
2 ^{eme}	50	65	3250	1912,58	0,24	<i>vérifiée</i>
1 ^{er}	55	70	3850	2302,54	0,24	<i>vérifiée</i>
RDC	55	70	3850	2851,32	0,30	<i>vérifiée</i>

IV.6.5. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \Delta$ et $\Delta_K^y \leq \Delta$

Avec : $\Delta = 0,01$ he

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$$r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} \quad \text{et} \quad r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (la même chose pour le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (la même chose pour sens y-y, δ_{eK}^y)

Tableau IV.11. Vérification des déplacement inter étage.

Etage	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}_u$ (cm)	Observation	
RDC	0,06	0,23	0,21	0,79	0,21	0,81	3,06	Vérifié	Vérifié
1 ^{er}	0,18	0,72	0,64	2,53	0,42	1,78	3,06	Vérifié	Vérifié
2 ^{eme}	0,35	1,38	1,23	4,82	0,59	2,33	3,06	Vérifié	Vérifié
3 ^{eme}	0,55	2,09	1,94	7,31	0,71	2,54	3,06	Vérifié	Vérifié
4 ^{eme}	0,79	2,81	2,75	9,83	0,82	2,57	3,06	Vérifié	Vérifié
5 ^{eme}	1,03	3,49	3,61	12,21	0,86	2,43	3,06	Vérifié	Vérifié
6 ^{eme}	1,29	4,11	4,52	14,39	0,91	2,22	3,06	Vérifié	Vérifié
7 ^{eme}	1,55	4,65	5,43	16,26	0,91	1,91	3,06	Vérifié	Vérifié
8 ^{eme}	1,79	5,10	6,62	17,52	0,83	1,60	3,06	Vérifié	Vérifié

IV.6.6. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- La souplesse des éléments de la structure

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Le RPA99/version 2003 préconise que les effets de 2ème ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1 \quad (\text{Article 5.9 RPA99/v2003})$$

Si : $\theta_k < 0,10$, les effets de 2ème ordre sont négligés.

Si : $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau d'étage.

V_k : Effort tranchant au niveau d'étage.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau d'étage par rapport au niveau « d'étage -1 ».

h_k : Hauteur de l'étage.

- **Sens x-x :**

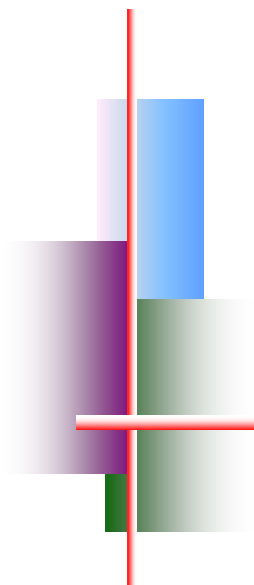
Tableau IV.12. Vérification de l'effet P-delta selon x-x.

Dans le sens X-X						
Etage	<i>h_k</i> (cm)	<i>P_k</i> (kN)	<i>Δ_k</i> (cm)	<i>V_k</i> (kN)	<i>θ_k</i>	Observation
RDC	306,0	37832,17	0,21	6303,36	0,00	Vérifiée
1 ^{er}	306,0	33459,35	0,42	6190,02	0,01	Vérifiée
2 ^{eme}	306,0	29086,53	0,59	5930,84	0,01	Vérifiée
3 ^{eme}	306,0	24843,37	0,71	5549,24	0,01	Vérifiée
4 ^{eme}	306,0	20600,21	0,82	5053,56	0,01	Vérifiée
5 ^{eme}	306,0	16475,23	0,86	4435,07	0,01	Vérifiée
6 ^{eme}	306,0	12350,24	0,91	3680,48	0,01	Vérifiée
7 ^{eme}	306,0	8331,97	0,91	2734	0,01	Vérifiée
8 ^{eme}	306,0	4313,65	0,83	1496,59	0,01	Vérifiée

- Sens y-y :

Tableau IV.13. Vérification de l'effet P-delta selon y-y.

Dans le sens Y-Y						
<i>Etage</i>	h_{κ} (cm)	P_{κ} (kN)	Δ_{κ} (cm)	V_{κ} (kN)	θ_{κ}	<i>Observation</i>
RDC	306,0	37832,17	0,79	5351,66	0,02	Vérifiée
1^{er}	306,0	33459,35	1,74	5241,3	0,04	Vérifiée
2^{eme}	306,0	29086,53	2,28	4993,49	0,04	Vérifiée
3^{eme}	306,0	24843,37	2,49	4633	0,04	Vérifiée
4^{eme}	306,0	20600,21	2,52	4172,24	0,04	Vérifiée
5^{eme}	306,0	16475,23	2,39	3620,22	0,04	Vérifiée
6^{eme}	306,0	12350,24	2,17	2970,33	0,03	Vérifiée
7^{eme}	306,0	8331,97	1,88	2197,04	0,02	Vérifiée
8^{eme}	306,0	4313,65	1,58	1242,27	0,02	Vérifiée



Chapitre V



Ferraillage des éléments résistants

V. Introduction :

Le présent chapitre consiste à calculer le ferraillage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.1. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	25	18,47	1	500	500

V.1.1 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons:

V.1.1.1 Combinaisons Situation durable [3]

$$\left[\begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

V.1.1.2. Combinaisons situation accidentelle [1]

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

- G: Charges permanentes.
- Q: Surcharge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$)
- ✓ Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$)
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$)

V.1.1.3 Recommandations

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet [1].

- Leur pourcentage est limité par :

- ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$: Zone courante (Z.C)
- ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$: Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- A_s : La section d'acier.
- B : Section du béton [cm^2].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.1.2. Résultats des efforts et ferraillage des poteaux :

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel **ETABS V18**

Les tableaux ci-après regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferraillage des sections soumises à la flexion composée.

V.1.2.1. Situation durable :

- **Combinaison :** ELU = 1,35 G + 1,5 Q

❖ **Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{max}, M^{corr})**

Tableau V.2. Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Etage	Section (cm)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/face}$ (cm ²)	$A'_{s/face}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	55x70	-2669.49	-15.63	SEC	0	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-2039.87	-41.27	SEC	0	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-1440.53	-39.26	SEC	0	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-865.43	-37.14	SEC	0	0	19.8

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant (M^{max}, N^{corr})**

Tableau V.3. Ferraillages des poteaux situation durable ($M^{max}; N^{corr}$).

Etage	Section	M^{max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/face}$ (cm ²)	$A'_{s/face}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	55x70	-59.21	-2348.51	SEC	0	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	55.02	-913.01	SEC	0	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	57.43	-587.70	SEC	0	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	60.35	-114.26	SPC	1.41	0	19.8

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Tableau V.4. Ferraillages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\min} (kN.m)	M^{corr} (kN)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm^2)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC , 1 ^{er}	55x70	-837.31	23.59	SEC	0	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-610.40	21.07	SEC	0	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-397.8	19.94	SEC	0	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-45.45	-20.03	SPC	0	0.35	19.8

V.1.2.2. Situation accidentel

- Combinaison : G+Q±E

❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.5. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm^2)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC , 1 ^{er}	55x70	-3200	-349.52	SEC	0	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-2383.58	-323.67	SEC	0	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-1459.56	-269.94	SEC	0	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-728.20	-134.15	SEC	0	0	19.8

❖ Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.6. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Etage	Section	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm^2)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC , 1 ^{er}	55x70	-354.91	-2837.73	SEC	0	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-337.83	-1912.23	SEC	0	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-270.32	-1058.47	SPC	0	1.01	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-192.21	-715.09	SPC	0	1.5	19.8

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.7. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A_{s(\text{RPA})}^{\min}$ (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	55x70	752.03	350.78	SPC	18.37	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	548.50	309.72	SPC	15.85	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	176.60	245.42	SPC	10.75	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	18.6	2.47	SPC	0.29	0.1	19.8

- Combinaison : 0,8G±E

❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.8. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A_{s(\text{RPA})}^{\min}$ (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	55x70	-2830.25	-349.65	SEC	0	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-2106.97	-321.32	SEC	0	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-1267.09	-265.88	SEC	0	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-599.05	-186.98	SPC	0	2.2	19.8

❖ Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.9. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr}).

Etage	Section	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A_{s(\text{RPA})}^{\min}$ (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	55x70	-352.98	-2515.39	SEC	0	0	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-333.89	-1678.42	SEC	0	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-265.88	-1267.09	SEC	0	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-186.98	-599.05	SPC	0	2.2	19.8

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{min}, M^{corr})

Tableau V.10. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/face}$ (cm ²)	$A'_{s/face}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	55x70	1121.86	350.65	SPC	22.18	0.26	34.65
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	825.10	312.07	SPC	18.14	0	29.25
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	349.07	228.48	SPC	11.82	0	24.3
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	46.52	165.29	SPC	7.1	0	19.8

V.1.3. Choix des armatures :

Tableau V.11. Choix des armatures des poteaux.

Etages	Sections (cm ²)	$A_{s cal/face}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	$A_{s max}$ (Z.C)(cm ²)	$A_{s max}$ (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	$A_{s adopté}$
							(cm ²)
RDC , 1 ^{er}	55x70	22.18	34.65	154	231	6T25+10T16	49,56
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	18.14	29.25	130	195	6T25+10T16	49,56
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	11.82	24.3	108	162	14T16	28.15
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	7.1	19.8	88	132	14T16	28.15

V.1.4. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

➤ Acier :

- | | |
|---|---|
| { | Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification. |
| | Fissuration préjudiciable..... $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ |
| | Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ |

Avec :

- $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 201,63$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

❖ N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{corr}

Tableau V.12. Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N^{ser}_{max} (kN)	M^{ser}_{corr} (kNm)	A_s adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	Sollicitation
RDC 1 ^{er}	55x70	-1945.26	-11.36	49,56	71.9	201.63	4.81	15	Ok	SEC
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-1486.66	-30.00	49,56	70.7	201.63	4.77	15	Ok	SEC
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-1050.19	-28.54	28.15	63.7	201.63	4.33	15	Ok	SEC
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-631.5	-27.00	28.15	51.4	201.63	3.53	15	Ok	SEC

❖ N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{corr}

Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N^{ser}_{min} (kN)	M^{ser}_{corr} (kNm)	A_s adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	Sollicitation
RDC 1 ^{er}	55x70	-613.92	17.11	49,56	26.7	201.63	1.8	15	Ok	SEC
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	-447.51	15.29	49,56	23.2	201.63	1.58	15	Ok	SEC
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	-289.45	14.46	28.15	20.2	201.63	1.39	15	Ok	SEC
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	-33.47	-14.62	28.15	11.2	201.63	0.86	15	Ok	SPC

$$M^{ser}_{max} ; N^{ser}_{cor}$$

Tableau V.14. Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	M ^{ser} _{max} (kN)	N ^{ser} _{corr} (kNm)	A _s adopté (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification	Sollicitation
RDC 1 ^{er}	55x70	-43.02	-1711.60	49,56	71.4	201.63	4.83	15	Ok	SEC
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	40.20	-669.47	49,56	39.9	201.63	2.74	15	Ok	SEC
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	41.95	-430.90	28.15	38	201.63	2.66	15	Ok	SEC
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	44.09	-83.86	28.15	32.9	201.63	2.56	15	Ok	SPC

V.1.5. Vérification vis-à-vis de l’effort tranchant :

•Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- 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.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

•Selon le règlement [2]

- τ̄_u = Min(0,10f_{c28}, 4MPa)Fissuration préjudiciable.

•Selon le règlement [1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- ρ_d = 0,075..... si l’élancement λ ≥ 5
- ρ_d = 0,040..... si l’élancement λ < 5

Avec :

- λ: L’élancement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$

- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} * 0,7 * h}{a}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
RDC	55x70	18.01	0.052	15.74	0.075	1.875	2.5	Vérifier
1 ^{er}	55x70	34.75	0.11	13.49	0.075	1.875	2.5	Vérifier
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	35.70	0.122	14.84	0.075	1.875	2.5	Vérifier
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	37.85	0.155	16.48	0.075	1.875	2.5	Vérifier
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	45.15	0.228	18.55	0.075	1.875	2.5	Vérifier

V.1.6. Ferraillage transversale des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [3] et [1] ; elles sont données comme suit :

- Selon le règlement [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b: Largeur de la section droite.
- h: Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- Ø_t : Diamètre des armatures transversales.
- Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.
-

• Selon le règlement [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_c}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).
- ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$
- a : Dimension de la section droite du poteau.
- L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c = 500\text{MPa}$ (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16. Espacements maximums des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC , 1 ^{er}	55x70	6T25+10T16	20 et 16	10	15
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	6T25+10T16	20 et 16	10	15
4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x60	14T16	16	10	15
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	14T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Choix des armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	55x70	2.5	4.54	3.75	18.01	N	10	0.192	4T8	2.01
						C	15	0.289	4T8	2.01
1 ^{er}	55x70	2.142	3.89	3.75	34.75	N	10	0.372	4T8	2.01
						C	15	0.558	4T8	2.01
2 ^{eme} 3 ^{eme}	50x65	2.142	4.284	3.75	35.7	N	10	0.412	4T8	2.01
						C	15	0.618	4T8	2.01
4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme}	45x60	2.142	4.76	3.75	37.85	N	10	0.473	4T8	2.01
						C	15	0.709	4T8	2.01
7 ^{eme} 8 ^{eme}	40x55	2.142	5.35	2.5	45.15	N	10	0.410	4T8	2.01
						C	15	0.615	4T8	2.01

• **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø_l en zone III.

Pour :

- T25.....L_r=125 cm.
- T16.....L_r=80 cm.

V.1.7. Ferraillage des poteaux du sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_c}$$

Avec :

- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.
 - $\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$
- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500$ MPa.
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute
- Sa périphérie tel que $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].

a- Evaluation de l'effort normal pondéré :

On prend le poteau le plus sollicité dont l'effort normal ultime est :

$$Nu^{max} = Nu_{RDC} = 2669.49 \text{ kN} .$$

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 20,7 \times 5,64 = 116.75 \text{ kN}.$$

$$\text{Poutre principale} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,6 = 15,525 \text{ kN}.$$

$$\text{Poutre secondaire} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 4,5 = 13,5 \text{ kN}$$

$$\text{Poids du poteau} \dots\dots\dots 25 \times (0,55 \times 0,7) \times (3,57 - 0,45) = 30,03 \text{ kN}$$

$$G_{\text{sous-sol}} = 175,80 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{sous-sol}} = 2,5 \times (20,7 - (0,55 \times 0,7)) = 50,78 \text{ kN}.$$

$$Nu = Nu_{RDC} + Nu'$$

$$\text{Tel que : } Nu' = 1,35G_T + 1,5Q_{\text{sous-sol}} = 313,5 \text{ kN}.$$

$$\text{Donc : } Nu = 2983 \text{ kN}.$$

b. Calcul du ferraillage longitudinal :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,87 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0}{i} = \frac{0,7 \times 357}{15,87} = 15,75 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,817$$

$$B_r = (55 - 2)^2 = 2809 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2983 \times 10^3}{0,817} - \frac{2809 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1,15}{500} = -3566,56 \text{ mm}^2$$

$$A_s = -35,66 \text{ cm}^2 < 0$$

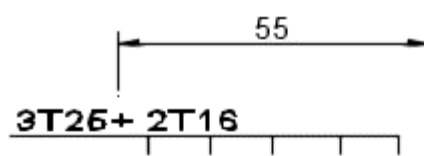
$$A_s^{min} = 0,9 \% \text{ Selon RPA99 version 2003} \rightarrow A_s = A_s^{min} = 34,65 \text{ cm}^2$$

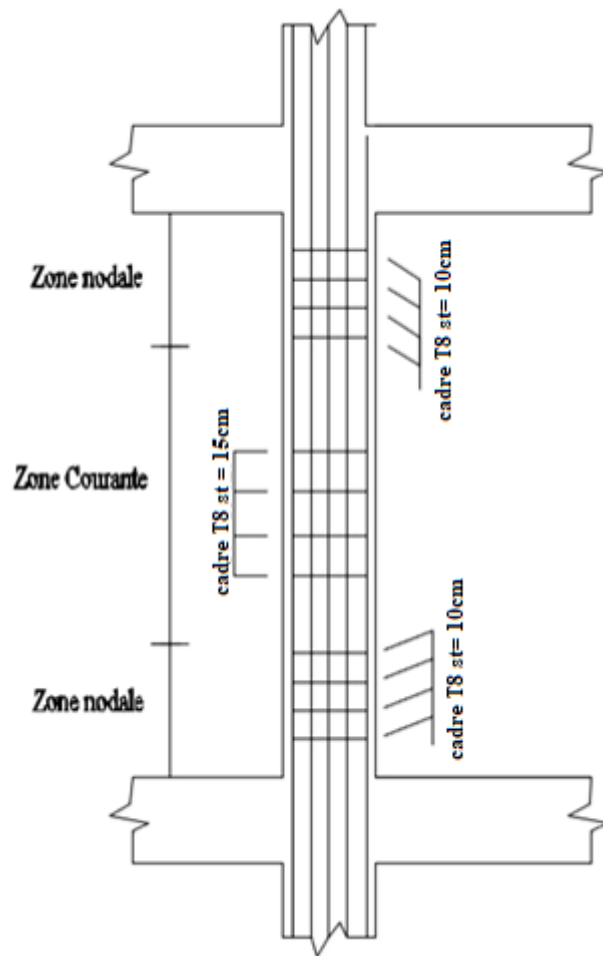
Conclusion :

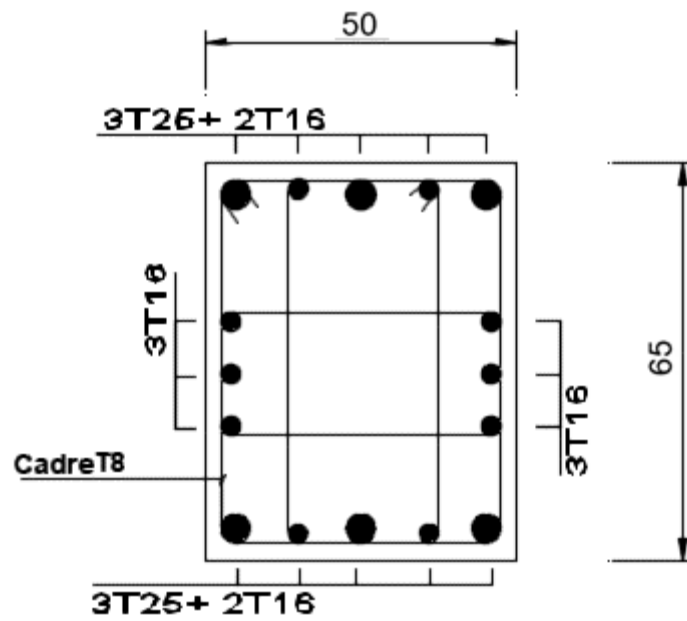
Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le *R.P.A. version 2003*, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Choix d'armature : (6T25+10T16) A_s adoptée = 49,56 cm²

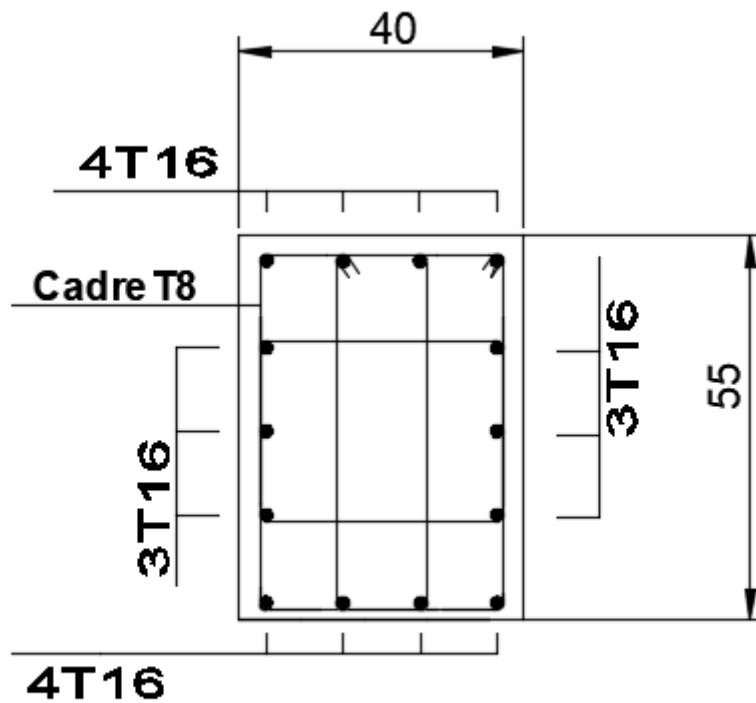
V.1.8. Schémas de ferraillage des poteaux :



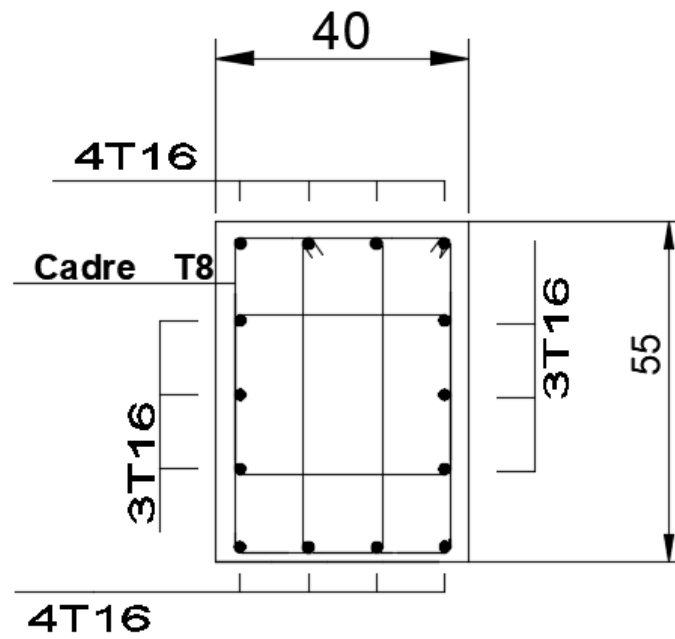




2 eme , 3 eme Etage



4 eme , 5 eme Etage



6 eme,7 eme,8 eme Etage

Figure V.1 : Schéma de ferraillage des poteaux

V.2. Ferrailage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges des planchers vers les poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

a. Selon CBA99 :

Situation durable :

- E.L.U : $1,35G+1,5Q$
- E.L.S : $G + Q$

b. Selon RPA99 :

Situation accidentelle :

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

c. Recommandation du RPA99 modifié en 2003 :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux dérivés et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.2 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutres principales).

- Sens non porteur (poutres secondaires).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants ;

V.2.2.1. Sens porteur 30x45 :

- a. Situation durable : 1,35G + 1,5Q**

Tableau V.18. Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	121,30	7,51
		Appui	-131,53	8,21
Terrasse	30x45	Travée	137,42	8,63
		Appui	-131,76	8,23

- b. Situation accidentelle : G+Q±E**

Tableau V.19. Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	184,02	10,08
		Appui	-194,56	10,73
Terrasse	30x45	Travée	177,22	9,66
		Appui	-180,93	9,89

c. Situation accidentelle : $0,8G \pm E$

Tableau V.20. Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	275,59	15,33
		Appui	-242,15	13,16
Terrasse	30x45	Travée	175,03	9,53
		Appui	-168,53	9,13

V.2.2.2. Sens non porteur 30x 40 :

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.21. Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	54,20	3,63
		Appui	-83,82	5,77
Terrasse	30x40	Travée	63,87	4,31
		Appui	-98,51	6,88

b. Situation accidentelle : $G+Q \pm E$

Tableau V.22. Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section(cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	103,07	6,14
		Appui	-128,61	7,81
Terrasse	30x40	Travée	85,37	5,02
		Appui	-145,21	8,94

c. Situation accidentelle : $0,8G \pm E$

Tableau V.23. Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	106,15	6,34
		Appui	-124,97	7,57
Terrasse	30x40	Travée	92,77	5,48
		Appui	-153,53	9,52

V.2.2.3. Poutre de chaînage 30x40 :

a. Situation durable : $1,35G + 1,5Q$

Tableau V.24. Ferraillage des poutres de chaînage.

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	46,09	3,06
		Appui	-64,79	4,38
Terrasse	30x40	Travée	54,83	3,67
		Appui	-72,05	4,9

b. Situation accidentelle : $G+Q \pm E$

Tableau V.25. Ferraillage des poutres de chaînage (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	97,92	5,81
		Appui	-138,35	8,47
Terrasse	30x40	Travée	43,16	2,46
		Appui	-65,06	3,77

c. Situation accidentelle : $0,8G \pm E$

Tableau V.26. Ferraillage des poutres de chaînage (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	104,02	6,2
		Appui	-132,25	8,06
Terrasse	30x40	Travée	31,40	1,78
		Appui	-49,92	2,86

V.2.3 Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

V.2.3.1. Sens porteur 30x 45 :

Tableau V.27. Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{max} (ZC) (Cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	$A_{s RPA}^{min}$ (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	13,16	54	81	6,75	3T20+3T16	15,45
		Appui	15,33				3T20+3T16	15,45
Terrasse	30x45	Travée	9,66	54	81	6,75	3T16+3T14	10,65
		Appui	9,89				3T16+3T14	10,65

V.2.3.2. Sens non porteur :

Tableau V.28. Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{max} (ZC) (Cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	$A_{s RPA}^{min}$ (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	6,34	48	84	6	3T16+2T12	8,29
		Appui	7,81				3T16+2T12	8,29
Terrasse	30x40	Travée	5,48	48	84	6	3T16	6,03
		Appui	8,94				6T16	12,06

V.2.3.3. Poutre de chaînage :

Tableau V.29. Choix des armatures pour les poutres de chaînages.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_S^{cal} (cm ²)	A_S^{max} (ZC) (Cm ²)	A_S^{max} (ZR) (cm ²)	A_S^{min} RPA (cm ²)	Choix des armatures	A_S^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	6,2	48	84	6	6T16	12,06
		Appui	8,47				6T16	12,06
Terrasse	30x40	Travée	3,67	48	84	6	3T16	6,03
		Appui	4,9				3T16+2T12	8,29

V.2.4 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa},$$

Tableau V.30. Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
PP (30x45)	10,65	1,17	Vérifiée
PS (30x40)	6,03	1,04	Vérifiée
CH (30x40)	6,03	1,04	Vérifiée

V.2.5 Vérification vis à vis de l'ELS:

1- Sens porteur 30x45 :

Tableau V.31. Vérification des poutres porteuses à l'ELS.

Niveau	Position	Mser (kN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	100,58	10,65	9,52	15	114,5	201,61	oui
	Appui	-96,32	10,65	10		101,7		
Etage courant	Travée	88,14	15,45	7,18	15	88,9	201,61	oui
	Appui	-95,66	15,45	8,09		83,5		

2- Sens non porteur 30x40 :

Tableau V.32. Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveau	Position	Mser (kN.m)	As Choisi	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	46,69	6,03	6,19	15	66,7	201,6	oui
	Appui	-71,98	12,06	7,69		91,2		
Etage courant	Travée	39,34	8,29	4,7	15	53,3	201,6	oui
	Appui	-60,86	8,29	7,28		82,4		

3- Chainage 30x40 :

Tableau V.33. Vérification des poutres de chainage à l'ELS.

Niveau	Position	Mser (kN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	40,09	12,06	4,29	15	50,8	201,61	oui
	Appui	-52,73	12,06	5,64		66,8		
Etage courant	Travée	33,43	6,03	4,43	15	47,7	201,61	oui
	Appui	-48,30	8,29	5,78		65,4		

V.2.6. Vérification :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum,

b : Largeur de la section de la poutre,

d: Hauteur utile,

$\tau_u = \text{Min}(0,10 f_c 28; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable), Selon le BAEL 91 modifié

1- Sens porteur (30x45) :

Tableau V.34. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.

Niveau	Section (cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x45	159,9	1,32	2,5	OK
Terrasse	30x45	120,49	0,99	2,5	OK

2- Sens non porteur (30x40) :

Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Niveau	Section (cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	110,02	1,01	2,5	OK
Terrasse	30x40	98,38	0,91	2,5	OK

3- Poutre de chaînage (30x40) :

Tableau V.36. Vérification de la contrainte de cisaillement les chaînages.

Niveau	Section (cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	83,55	0,77	2,5	OK
Terrasse	30x40	91,03	0,84	2,5	OK

V.2.7 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance

FeE50 ($f_c=500\text{MPa}$),

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9d, 40\text{cm}) \\ \frac{A}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003:
 - $A_t = 0,003 S_t b$
 - $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t \right)$, Zone nodale
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$, Zone courante

Avec : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right) = 1,28 \text{ cm}$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont les résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.37. Calcul des armatures transversales.

	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL 91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	A_t Choix (cm ²)
				S_t (cm)	S_t (cm)ZC	S_t (cm)ZN	ZN	ZC		
Sens porteur	30x45	159,9	1,32	36,45	22,5	11,25	10	20	1,8	4T8=2,01
Sens non porteur	30x40	110,02	1,01	32,4	20	10	10	20	1,8	4T8=2,01
Chainage	30x40	91,03	0,84	32,4	20	10	10	20	1,8	4T8=2,01

V.2.8. Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\phi$ (zone III),

L_r : Longueur de recouvrement,

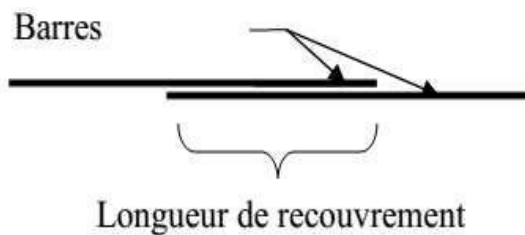


Figure V.2 : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$
- b. $\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$

V.2.9. Les arrêts des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieurs : $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{max}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

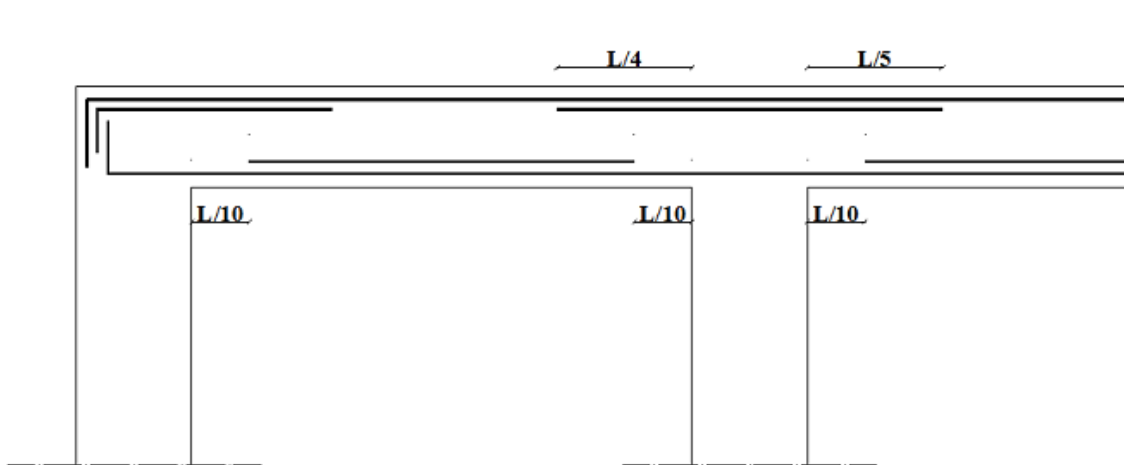


Figure V.3. Arrêt des barres.

V.2.10 Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91

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

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

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

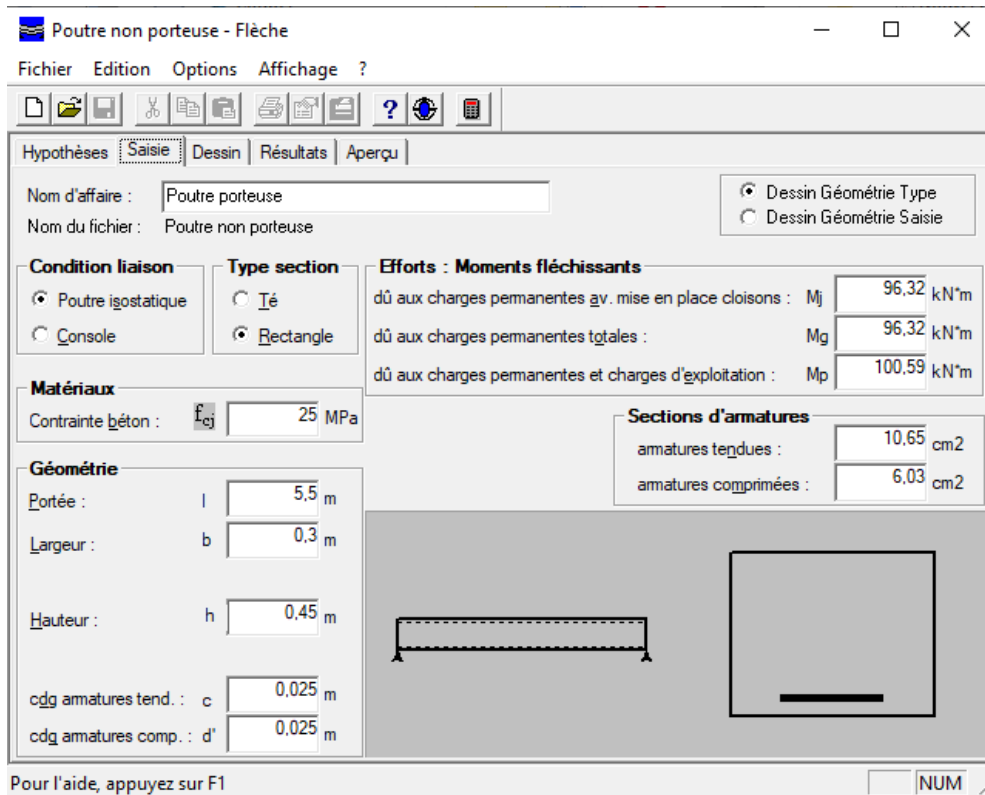
Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC,

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

- Insertion des données

Poutre porteuse :



Résultat :

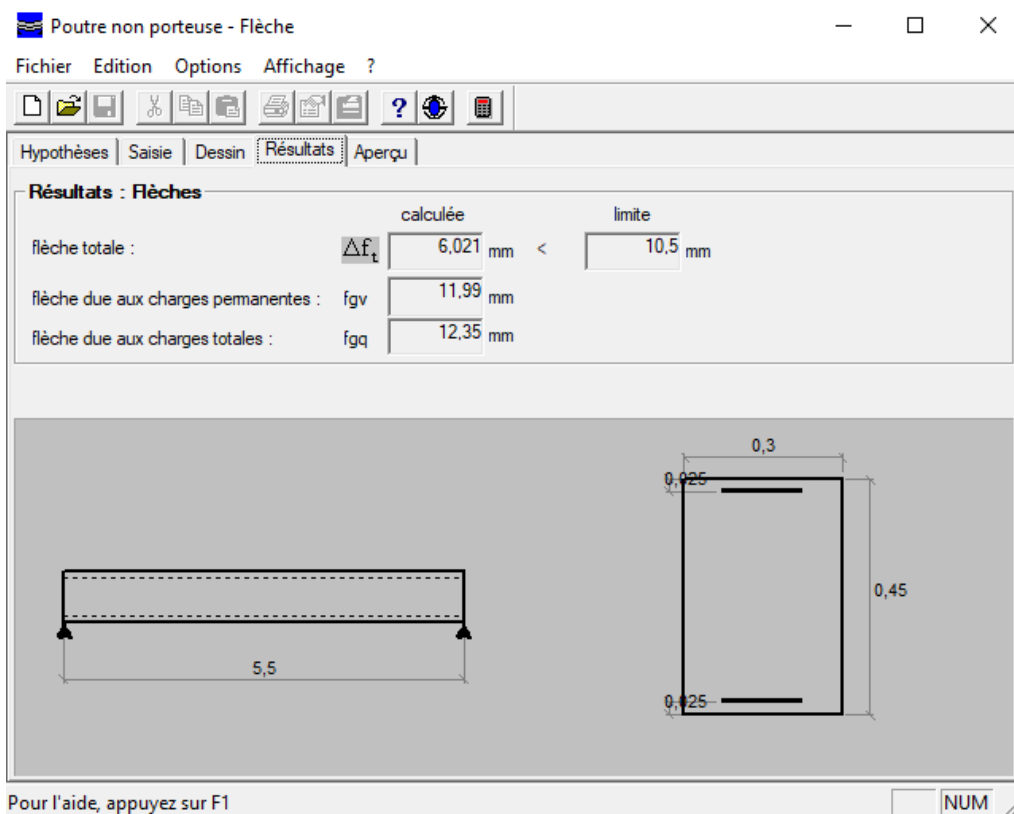
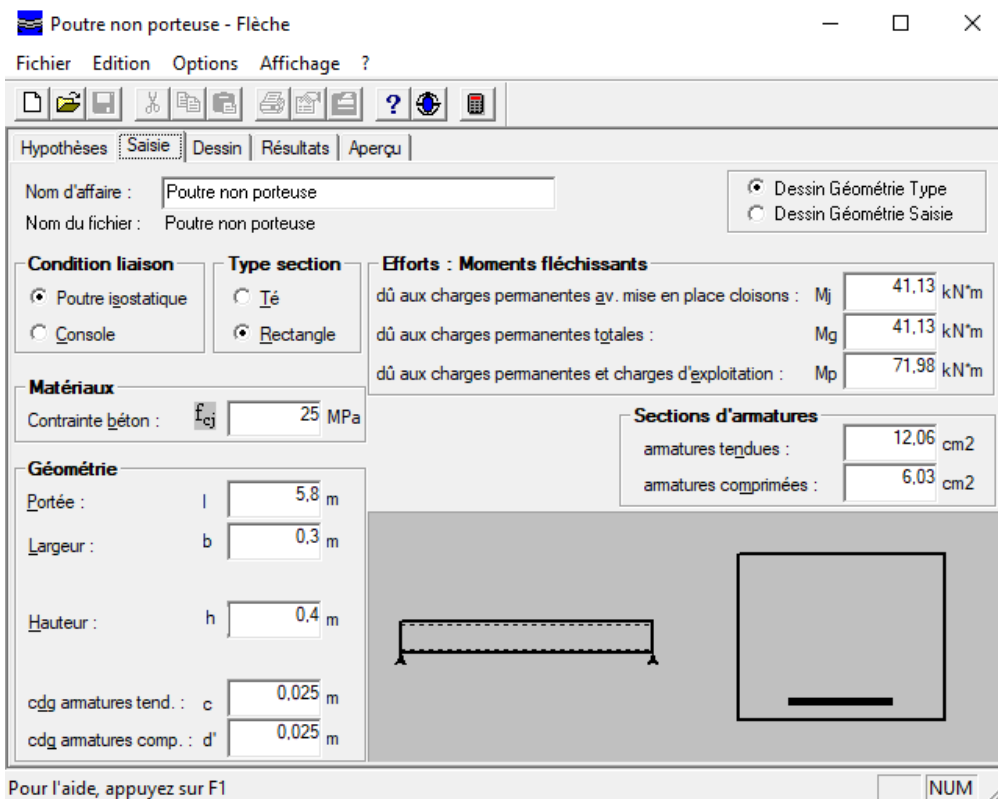


Figure V.4. Exemple de calcul poutre porteuse.

- Insertion des données

Poutre non porteuse :



Résultat :

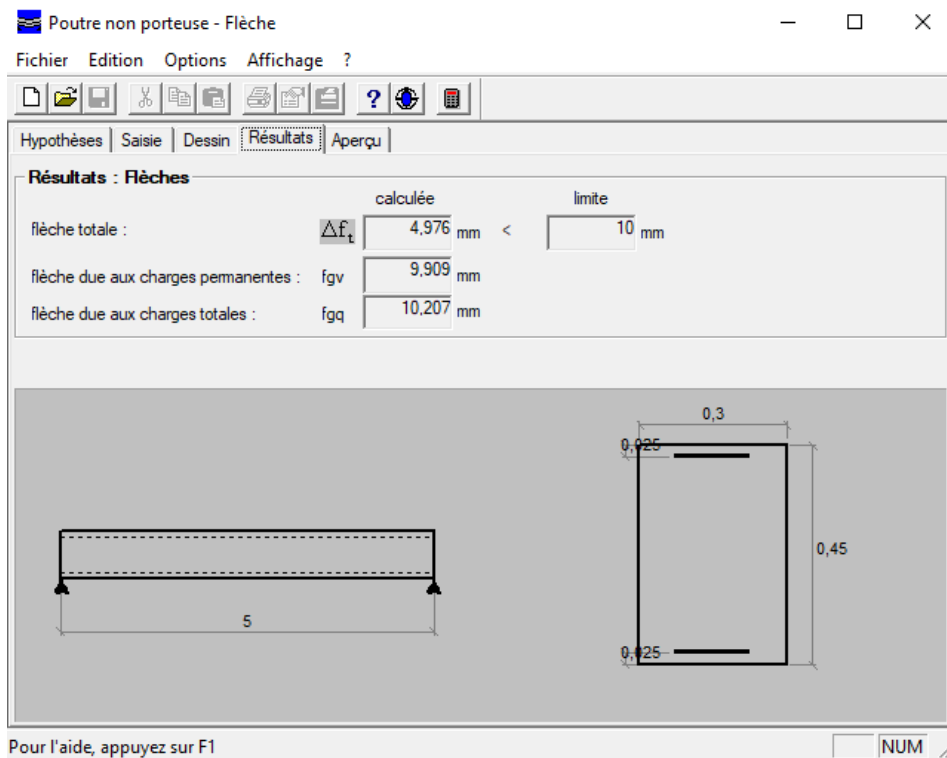
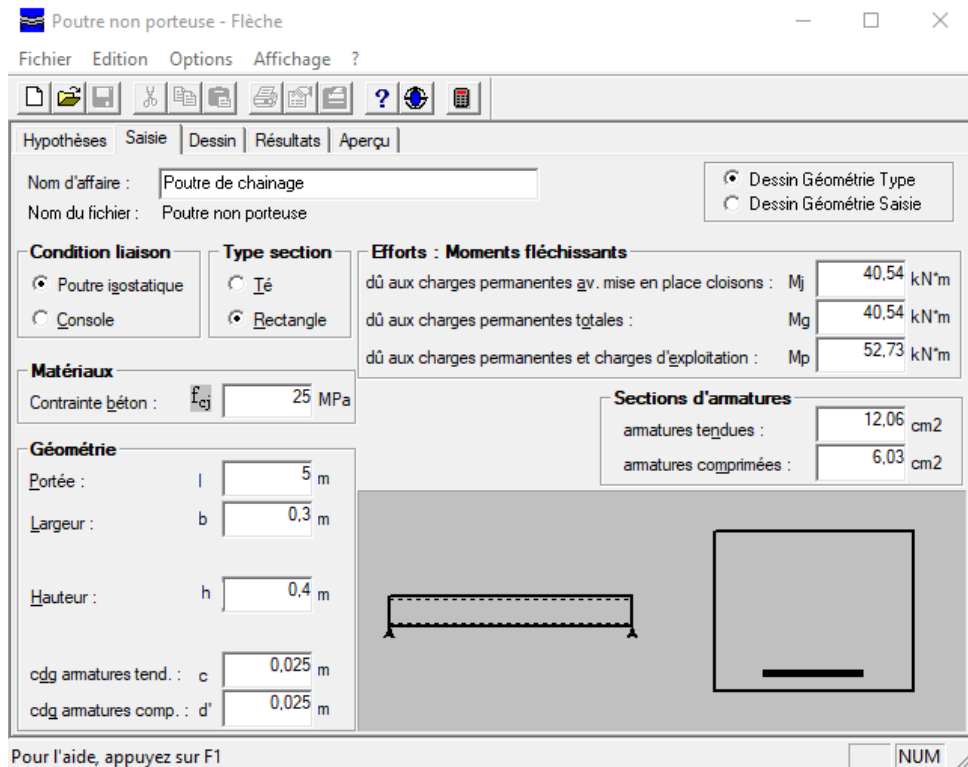


Figure V.5. Exemple de calcul poutres non porteuse.

- Insertion des données

Poutre de chaînage :



Résultat :

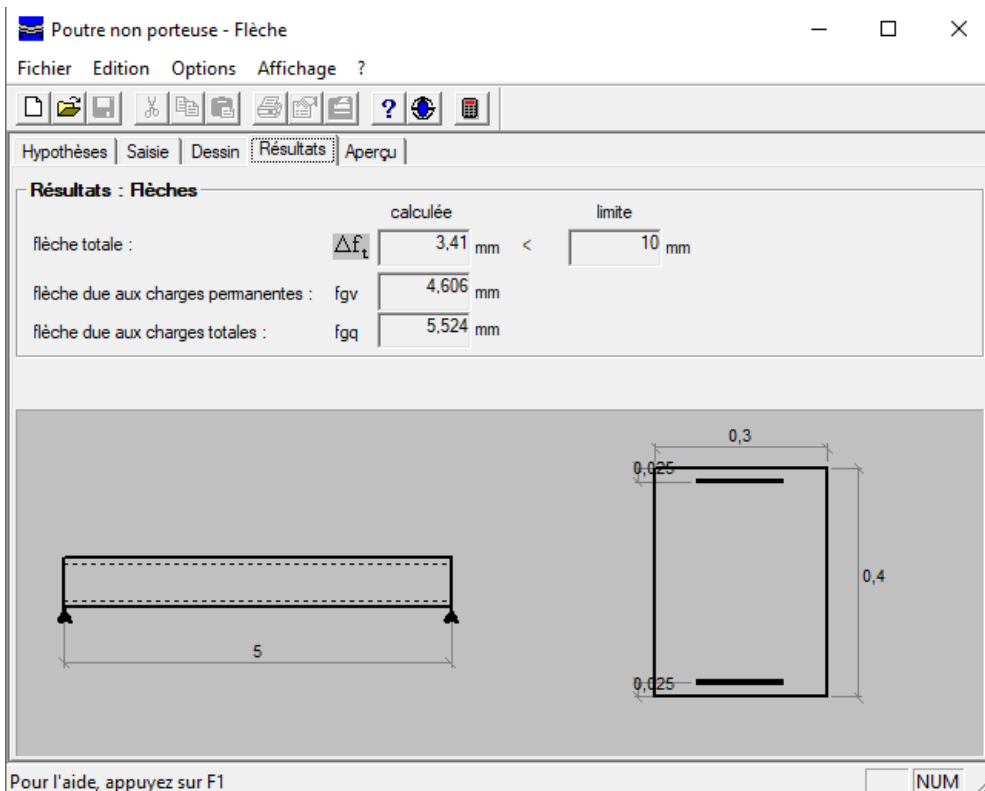


Figure V.6. Exemple de calcul poutre de chaînage.

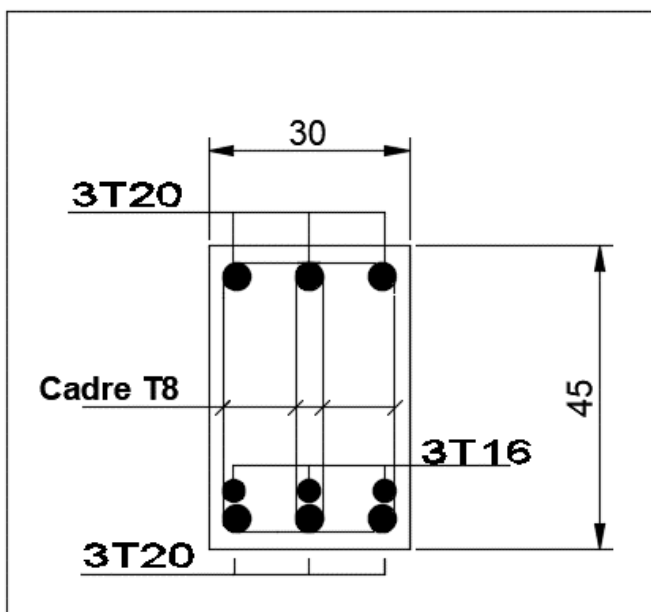
Tableau V.38. Tableau récapitulatif du calcul des flèches.

Niveaux	Section (cm ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	Vérification
9 ^{émé} -RDC	PP30X45	6,02	10,5	Vérifier
	PNP 30X40	4,97	10	Vérifier
	Chainage 30x40	3,41	10	Vérifier

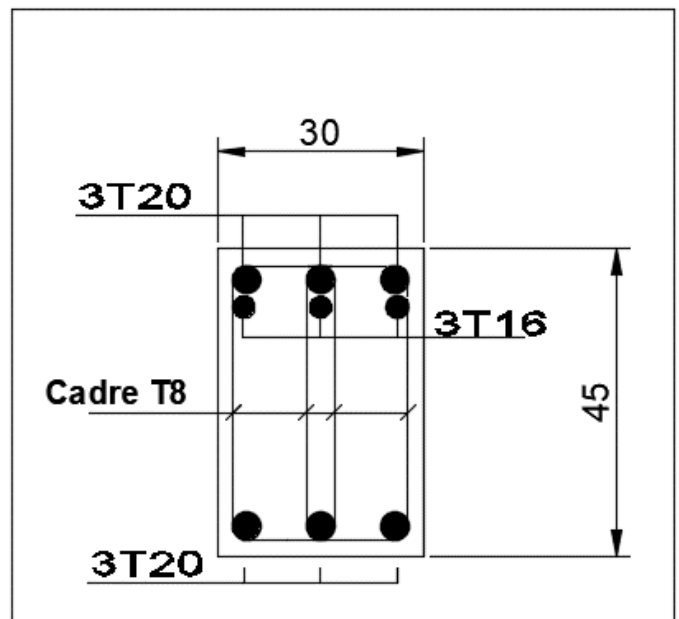
V.2.11. Schémas de ferrailage des poutres :

Poutre porteuse :

Etage courant :

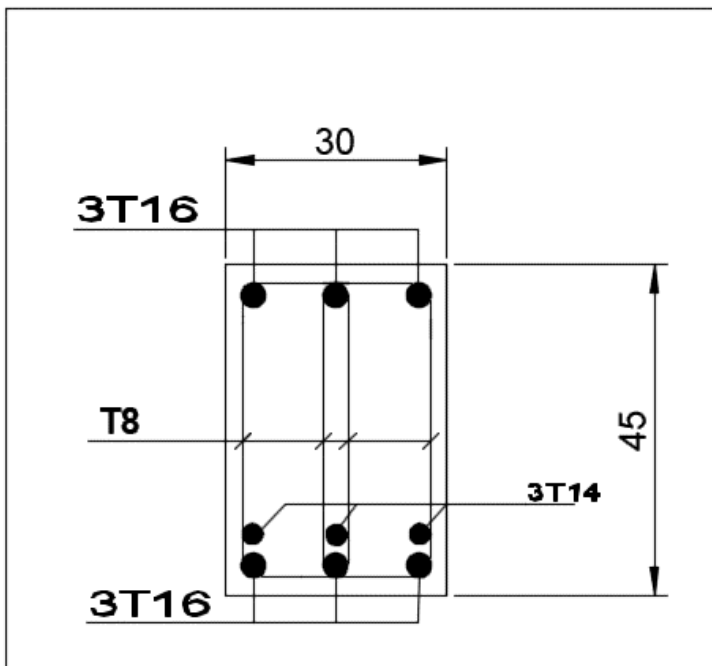


Travée

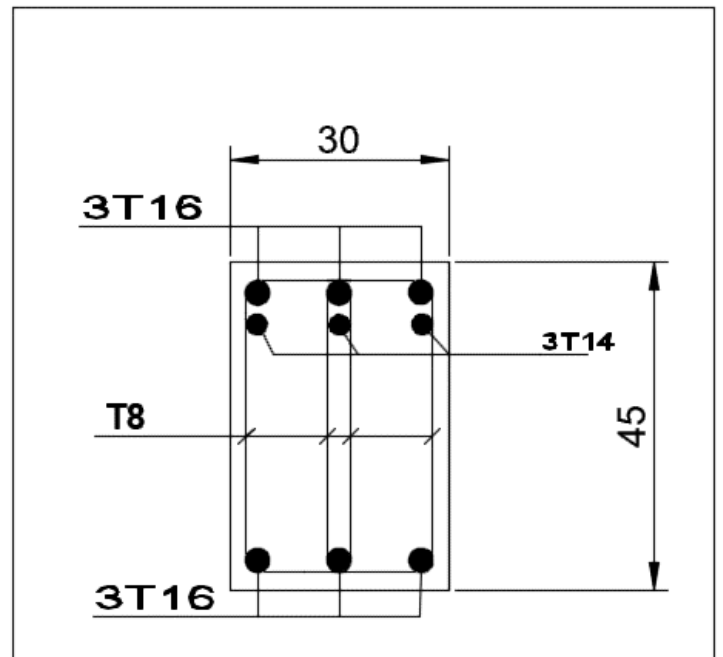


Appuis

Terrasse :



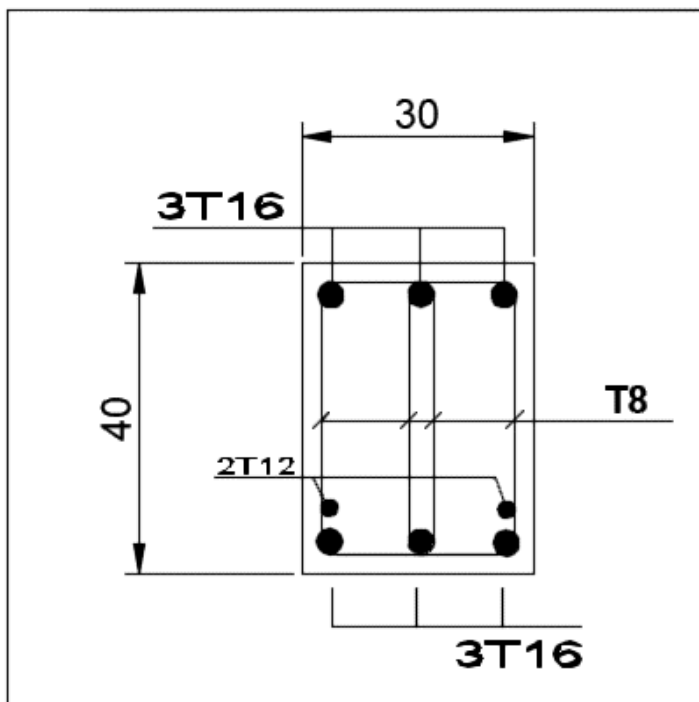
Travée



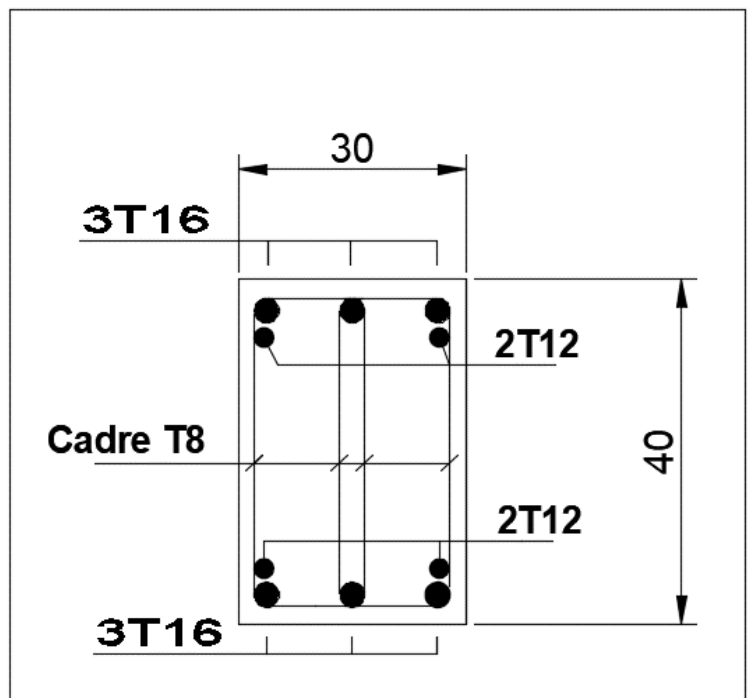
Appuis

Poutre non porteuse :

Etage courant :

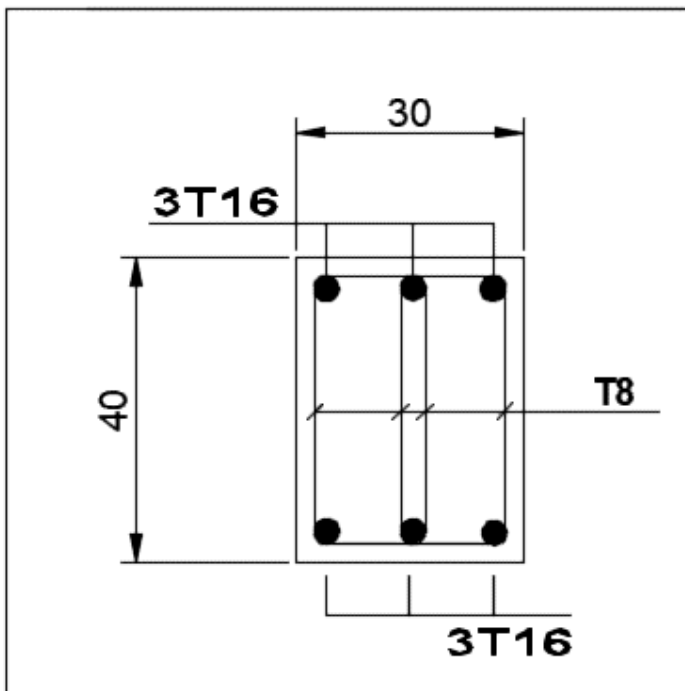


Travée

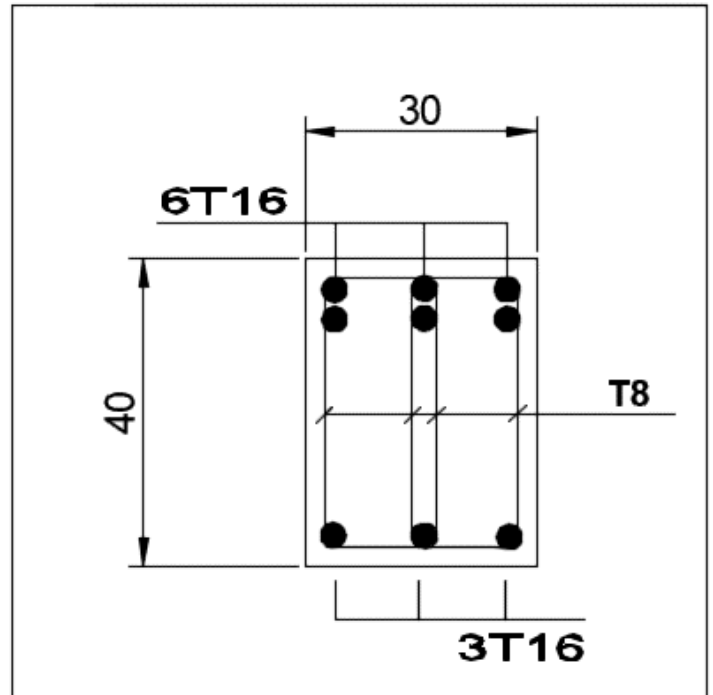


Appuis

Terrasse :



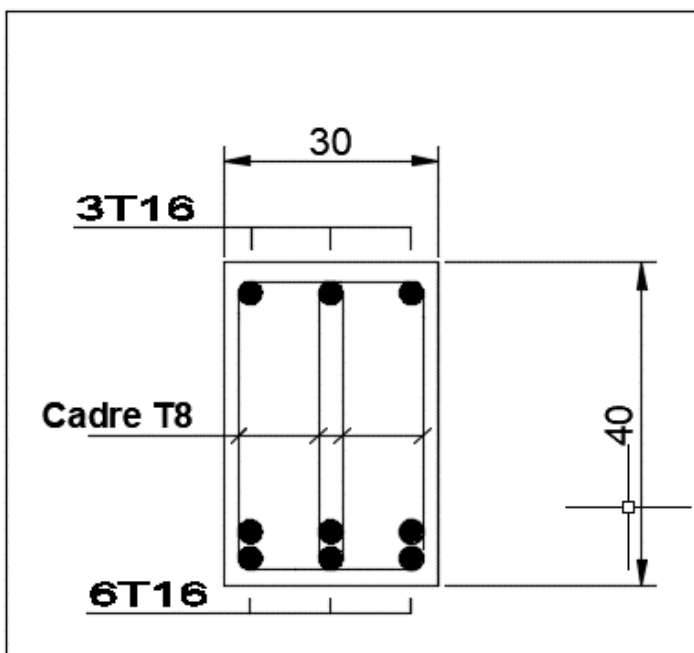
Travée



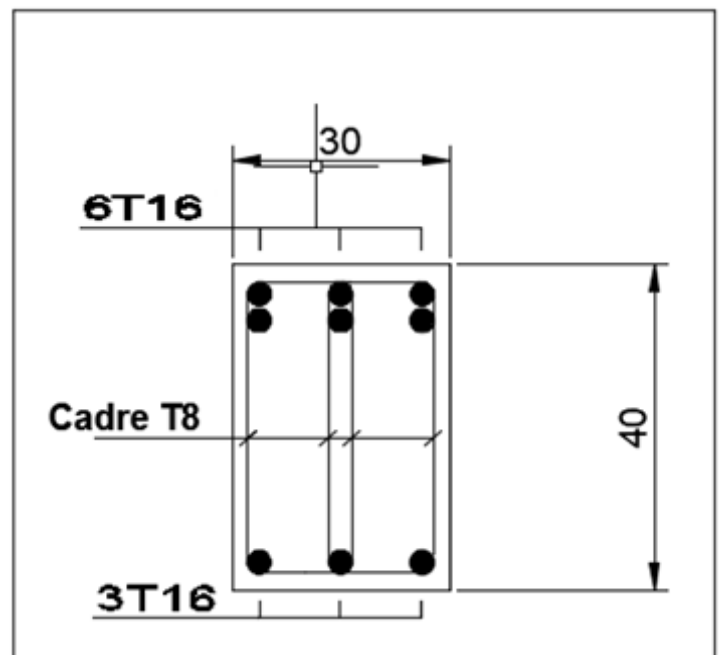
Appuis

Poutre de chaînage :

Etage courant



Travée



Appuis

Terrasse

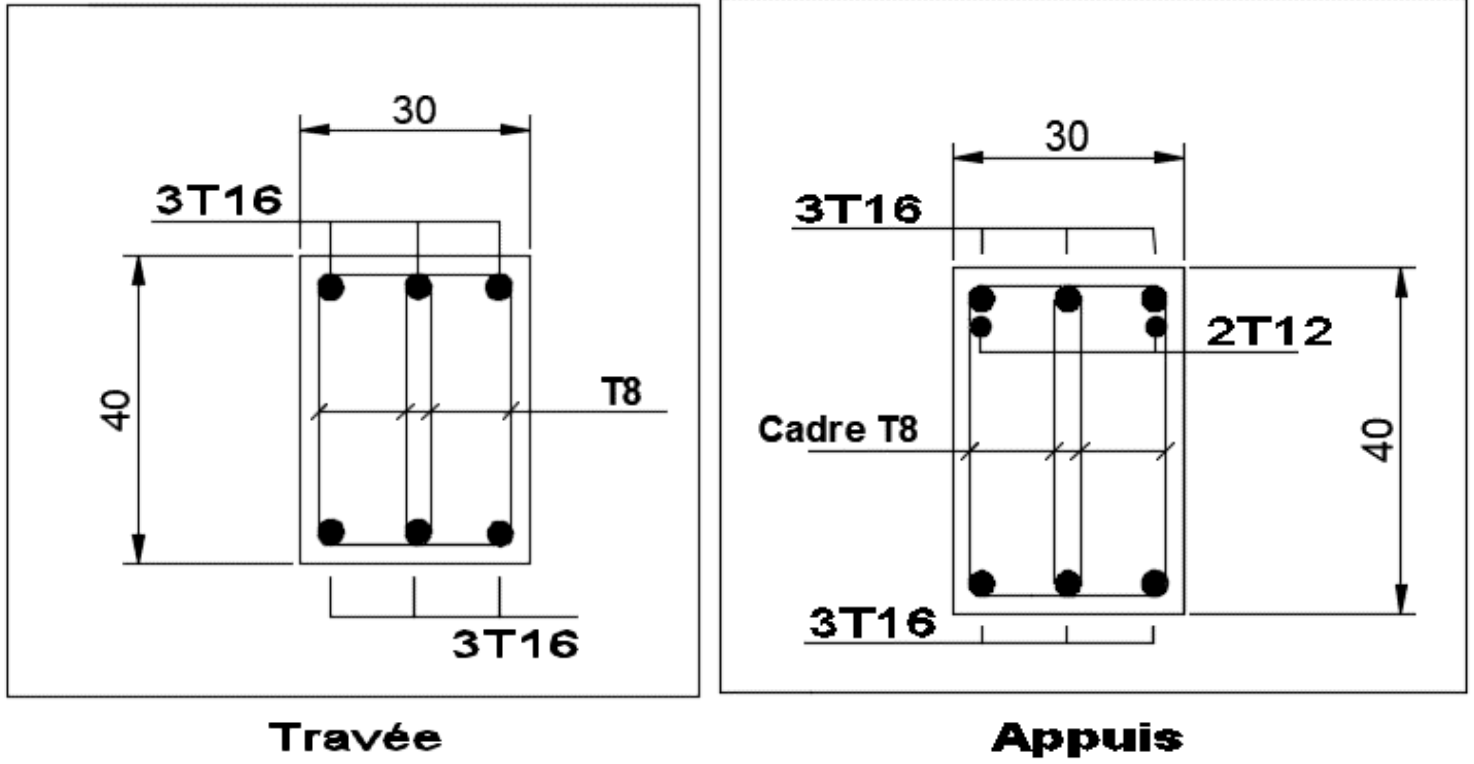


Figure V.7. Schéma de ferraillage des poutres.

V.3. Ferraillage des voiles :**V.3.1. Introduction :**

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement [1] et les vérifications selon le règlement [2]

Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voiles est solliciter à la flexion composée avec un effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme ;
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferraillage de ces voiles est déterminé par la méthode des efforts.

V.3.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (séisme), on distingue différents types de construction en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par des voiles

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portique, appelé contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.3.3. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des structures non auto stables vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol ;
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement ;

V.3.4. Ferrailages des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

V.3.5. Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 VERSION 2003**) les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes :

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

V.3.6. Prescriptions imposées par RPA 99/2003 :

1. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99V2003** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de section horizontale du béton tendu ;
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de la voile ;
- c) A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($S \leq 15\text{cm}$)

Si des efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions représentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ

V.3.7. Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieures à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile ;

- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les nappes horizontales doivent être disposées vers l'extérieure ;
- c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{L}{10}$ de l'épaisseur du voile ;
- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
- **40 Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles ;
 - **20 Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles

V.3.8. Vérifications à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15*A} \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N ser : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armature adoptée ;

V.3.9. Vérifications de la contrainte de cisaillement :➤ **Vérifications à L'ELS**

D'après [2]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = (0,2 \times f_{cj}) = (0,2 \times 25) = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad , \bar{V} = 1,4 Vu \text{ calcul}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile ;

d : Hauteur utile (0,9 h) ;

h : Hauteur totale de la section brute ;

➤ **D'après [2] :**Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec :

 τ_u : contrainte de cisaillement ; $\bar{\tau}_u$: $\text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$ Fissuration préjudiciable**V.3.10. Ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur « d » est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} , \frac{2L}{3} \right) \quad \text{Article 7.77.4 [1]}$$

L : longueur de la zone comprimée ;

Pour déterminer les armatures verticales on utilise la méthode des efforts qui se fait pour une bande de largeur (d)

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois zone.

ZONE I : RDC.

ZONE II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}.

ZONE III : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}.

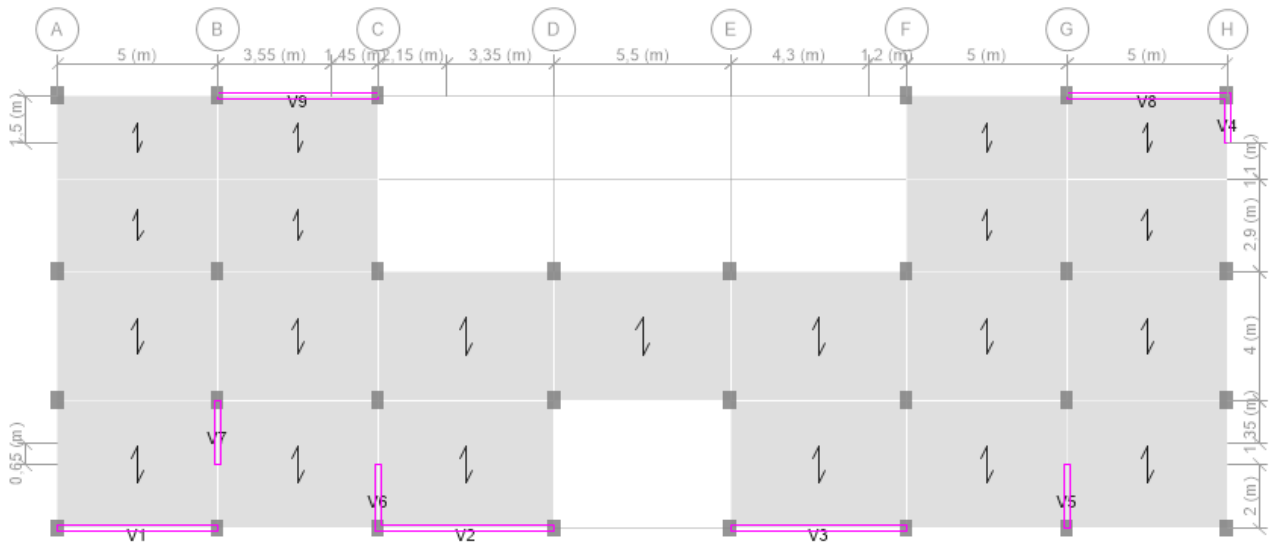


Figure V.8. Plan de repérage des voiles.

V.3.11. Exemple de calcul :

(Voile V1 ; Zone 1)

A. Détermination des sollicitations :

$M = 17989,1 \text{ kN.m}$

$P = -2953,8 \text{ kN}$

B. Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.v}{I}$$

Avec :

B : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

v et v' : bras de levier

$$I = \frac{b.L^3}{12} = \frac{0,2 \times 5^3}{12} = 2,08 \text{ m}^4$$

$$B = (L \times b) = (5 \times 0,2) = 1 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{h}{2} = 2,5 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{-2953,8}{1} + \frac{17989,1 \times 2,5}{2,08} = 18633,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-2953,8}{1} - \frac{17989,1 \times 2,5}{2,08} = -24540,72 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de L' :

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 5 \times \left(\frac{24540,72}{18633,11 + 24540,72} \right) = 2,84 \text{ m}$$

$$L' = L - L_c = 5 - 2,16 = 2,84 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{2,16}{2} ; \left(\frac{3}{2} \right) \times 2,16 \right) = 1,08 \text{ m}$$

$$I' = \frac{b \times L_t^3}{12} = 0,381 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{2,16}{2} = 1,08 \text{ m}$$

$$B' = 0,20 \times 2,16 = 0,432 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{B'}{2} \right) \times (\sigma_2 + \sigma_2') = 4020,87 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_1}{f_e} = \frac{4020,87 \times 10}{500} = 80,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = \frac{80,42}{2 \times 2,16} = 18,63 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

C. Armature minimale de RPA99 :

D'après l'article 7.7.4.1 [2] : $A_{RPA} = 0,2\% \times b \times L_t$

B : épaisseur du voile ;

L_t = longueur de la section tendue ;

$$A_{RPA} = 0,2\% \times 20 \times 216 = 8,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = \frac{8,64}{(2 \times 1,16)} = 3,72 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

D. Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 20 \times 500 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} / ml / face = 1,5 \text{ cm}^2 / ml / face$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_s ; A_{min} ; A_{RPA}) = 18,63 \text{ cm}^2$$

E. Espacement :

$$\text{En zone courante : } St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$$

F. Armature horizontales :

$$A_h = \frac{\tau_u^{adm} \cdot a \cdot St}{f_e}$$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \tau_u^{adm} = 1,4 \tau_u$$

$$A_h = \frac{1,31 \times 1,4 \times 20 \times 30}{500} = 2,20 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.39. Calcul des armatures du voile V1.

Voile		V1					
		Zone 1		Zone 2		Zone 3	
Caractéristique géométrique	Largeur e (m)	0,2		0,2		0,2	
	Longueur L (m)	5		5		5	
Les sollicitations	M (kN .m)	17989,1		14583,1		967,526	
	N (kN)	4020,87		3140,12		76,31	
	Vu (kN)	1187,67		1143,94		751,01	
	L _t (m)	2,84		2,12		1,8	
Armature verticales	As (cm ²)	80,42		60,12		12,6	
	As (cm ² /ml(face)	18,63		14,83		3,51	
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2	
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5	
	Choix d'armatures	(20T16) x2		(20T14) x2		(20T12) x2	
	As adopté (cm²)	80,42		61,58		31,42	
	Espacements	10	15	10	15	10	15
Armature horizontales	Ah (cm ²)	2,21		1,27		1,41	
	Choix	3T10		3T10		3T10	
	Ah adopté (cm²)	2,36		2,13		2,36	
	Espacement	30		30		30	
Armature transversales	At adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m					
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5$ MPa	τ_u	1,32	1,27	0,84		
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,85	1,78	1,17		

Tableau V.40. Calcul des armatures du voile V2.

Voile		V2					
		Zone 1		Zone 2		Zone 3	
Caractéristique géométrique	Largeur e (m)	0,2		0,2		0,2	
	Longueur L (m)	5,5		5,5		5,5	
Les sollicitations	M (kN .m)	13108,4		11135,2		4212,49	
	N (kN)	1170,01		991,48		396,61	
	Vu (kN)	1475,8		1494.68		1098.1	
	L _t (m)	1,57		1,57		1,62	
Armature verticales	As (cm ²)	23,40		19,83		7,93	
	As (cm ² /ml(face)	7,44		6,31		2,45	
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2	
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5	
	Choix d'armatures	(18T10)x2		(16T10)x2		(14T10)x2	
	As adopté (cm²)	28,28		25,14		22	
	Espacements	10	15	10	15	10	15
Armature horizontales	Ah (cm ²)	2,50		2,54		1,86	
	Choix	4T10		4T10		3T10	
	Ah adopté (cm²)	3,14		3,14		2,36	
	Espacement	30		30		30	
Armature transversales	At adopté (cm²)		4 épingle de HA8/m				
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5$ MPa	τ_u	1,49	1,51	1,11		
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2,08	2,11	1,55		

Tableau V.41. Calcul des armatures du voile V3.

Voile		V3						
		Zone 1		Zone 2		Zone 3		
Caractéristique géométrique	Largeur (m)	0,2		0,2		0,2		
	Longueur L (m)	5,5		5,5		5,5		
Les sollicitations	M (kN.m)	22293,9		18355,4		5608,33		
	N (kN)	4907,29		3985,95		1013,89		
	Vu (kN)	1362,70		1348,81		818,53		
	L _t (m)	2,47		2,45		2,24		
Armature verticales	As (cm ²)	98,09		79,18		20,28		
	As (cm ² /ml(face)	19,89		16,19		4,53		
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2		
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5		
	Choix d'armatures	(12T20+6T16)x2		(10T20+6T16)x2		(6T14+4T12)x2		
	As adopté (cm²)	99,52		86,96		27,52		
	Espacements	10	15	10	15	10	15	
Armature horizontales	Ah (cm ²)	2,51		2,28		1,4		
	Choix	4T10		4T10		3T10		
	Ah adopté (cm²)	3,14		3,14		2,36		
	Espacement	30		30		30		
Armature transversales	At adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m						
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa}$	τ_u	1,38		1,36		0,83	
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1,93		1,91		1,16	

Tableau V.42. Calcul des armatures du voile V4.

Voile		V4						
		Zone 1		Zone 2		Zone 3		
Caractéristique géométrique	Largeur (m)	0,2		0,2		0,2		
	Longueur L (m)	1,5		1,5		1,5		
Les sollicitations	M (kN.m)	1476,05		992,446		314,321		
	N (kN)	2332,04		1346,76		409,98		
	Vu (kN)	494,82		389,22		233,2		
	L _t (m)	0,94		0,87		0,86		
Armature verticales	As (cm ²)	46,64		26,94		8,20		
	As (cm ² /ml(face)	24,74		15,41		4,79		
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2		
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5		
	Choix d'armatures	(12T16)x2		(12T12)x2		(10T10)x2		
	As adopté (cm²)	48,26		27,14		15,7		
	espacements	10	15	10	15	10	15	
Armature horizontales	Ah (cm ²)	3,07		2,42		1,44		
	Choix	5T10		4T10		3T10		
	Ah adopté (cm²)	3,93		3,14		2,36		
	Espacement	30		30		30		
Armature transversales	At adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m						
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa}$	τ_u	1,83		1,44		0,86	
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	2,57		2,02		1,21	

Tableau V.43. Calcul des armatures du voile V5.

Voile		V5						
		Zone 1		Zone 2		Zone 3		
Caractéristique géométrique	Largeur (m)	0,2		0,2		0,2		
	Longueur L (m)	2		2		2		
Les sollicitations	M (kN.m)	6167,53		4003,76		920,29		
	N (kN)	3525,98		2238,68		571,95		
	Vu (kN)	906,11		822,06		168,5		
	L _t (m)	0,87		0,86		0,91		
Armature verticales	As (cm ²)	70,52		44,77		11,44		
	As (cm ² /ml(face)	40,39		25,93		6,28		
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2		
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5		
	Choix d'armatures	(13T20)x2		(13T16)x2		(10T14)x2		
	As adopté (cm²)	81,68		52,28		30,78		
	espacements	10	15	10	15	10	15	
Armature horizontales	Ah (cm ²)	4,23		3,83		0,79		
	Choix	6T10		5T10		3T10		
	Ah adopté (cm²)	4,71		3,93		2,36		
	Espacement	30		30		30		
Armature transversales	At adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m						
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5$ MPa	τ_u	2,52		2,28		0,47	
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	3,52		3,19		0,66	

Tableau V.44. Calcul des armatures du voile V6.

Voile		V6						
		Zone 1		Zone 2		Zone 3		
Caractéristique géométrique	Largeur (m)	0,2		0,2		0,2		
	Longueur L (m)	2		2		2		
Les sollicitations	M (kN.m)	2953,85		2204,66		543,65		
	N (kN)	3410,5		2113,71		47,39		
	Vu (kN)	882,18		827,15		449,06		
	L _t (m)	1,24		1,13		0,34		
Armature verticales	As (cm ²)	68,21		42,27		0,95		
	As (cm ² /ml(face)	27,49		18,69		1,39		
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2		
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5		
	Choix d'armatures	(12T20) x2		(12T16) x2		(10T14) x2		
	As adopté (cm²)	75,4		48,26		15,39		
	espacements	10	15	10	15	10	15	
Armature horizontales	Ah (cm ²)	4,12		3,86		2,1		
	Choix	6T10		5T10		3T10		
	Ah adopté (cm²)	4,71		3,93		2,36		
	Espacement	30		30		30		
Armature transversales	At adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m						
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa}$	τ_u	2,45		2,3		1,25	
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	3,43		3,21		1,75	

Tableau V.45. Calcul des armatures du voile V7.

Voile		V7						
		Zone 1		Zone 2		Zone 3		
Caractéristique géométrique	Largeur (m)	0,2		0,2		0,2		
	Longueur L (m)	2		2		2		
Les sollicitations	M (kN.m)	5575,2		3538,24		657,74		
	N (kN)	4314,71		2793,01		27,92		
	Vu (kN)	917,5		800,29		487,41		
	L _t (m)	1,02		1,03		0,24		
Armature verticales	As (cm ²)	86,29		55,86		0,56		
	As (cm ² /ml(face)	42,48		18,69		1,39		
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2		
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5		
	Choix d'armatures	(14T20) x2		(14T16) x2		(12T12) x2		
	As adopté (cm²)	87,96		56,3		27,14		
	espacements	10	15	10	15	10	15	
Armature horizontales	Ah (cm ²)	4,28		3,73		2,57		
	Choix	6T10		5T10		4T10		
	Ah adopté (cm²)	4,71		3,93		3,14		
	Espacement	30		30		30		
Armature transversales	At adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m						
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa}$	τ_u	2,55		2,22		1,53	
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	3,57		3,11		1,9	

Tableau V.46. Calcul des armatures du voile V8.

Voile		V8						
		Zone 1		Zone 2		Zone 3		
Caractéristique géométrique	Largeur (m)	0,2		0,2		0,2		
	Longueur L (m)	5		5		5		
Les sollicitations	M (kN.m)	15132,41		12446,21		3728,6		
	N (kN)	2708,68		2154,44		473,92		
	Vu (kN)	1015,64		997,79		624,06		
	L _t (m)	1,93		1,9		1,63		
Armature verticales	As (cm ²)	54,17		43,09		9,48		
	As (cm ² /ml(face)	14,03		11,35		2,91		
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2		
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5		
	Choix d'armatures	(3T16+14T14)x2		(10T14+6T12)x2		(4T12+8T10)x2		
	As adopté (cm²)	55,16		44,36		21,6		
	espacements	10	15	10	15	10	15	
Armature horizontales	Ah (cm ²)	1,9		1,86		1,26		
	Choix	3T10		3T10		3T10		
	Ah adopté (cm²)	2,36		2,36		2,36		
	Espacement	30		30		30		
Armature transversales	At adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m						
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa}$	τ_u	1,13		1,11		0,69	
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1,58		1,55		0,97	

Tableau V.47. Calcul des armatures du voile V9.

Voile		V9						
		Zone 1		Zone 2		Zone 3		
Caractéristique géométrique	Largeur (m)	0,2		0,2		0,2		
	Longueur L (m)	5		5		5		
Les sollicitations	M (kN.m)	16084,7		13081,5		4081,42		
	N (kN)	3238,8		2523,05		571,89		
	Vu (kN)	1027,09		980,05		562,04		
	L _t (m)	2,05		2,0		1,71		
Armature verticales	As (cm ²)	64,78		50,46		11,44		
	As (cm ² /ml(face)	15,81		12,59		3,35		
	As RPA (cm ² /ml/face)	2		2		2		
	As min (cm ² /ml/face)	1,5		1,5		1,5		
	Choix d'armatures	(12T16+6T14)x2		(10T16+6T12)x2		(6T12+6T10)x2		
	As adopté (cm ²)	66,74		53,8		23		
	espacements	10	15	10	15	10	15	
Armature horizontales	Ah (cm ²)	1,92		1,83		1,04		
	Choix	3T10		3T10		3T10		
	Ah adopté (cm ²)	2,36		2,36		2,36		
	Espacement	30		30		30		
Armature transversales	At adopté (cm ²)	4 épingle de HA8/m						
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa}$	τ_u	1,14		1,09		0,62	
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1,6		1,52		0,87	

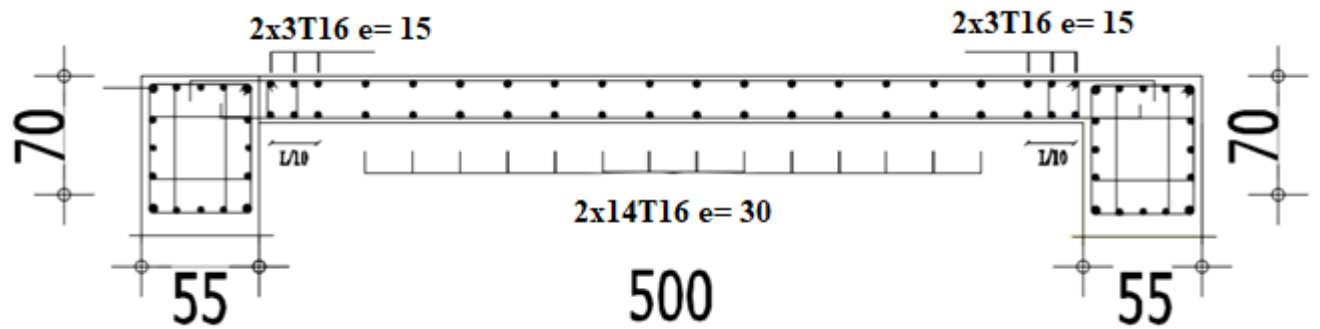


Figure V.9. Voile V1 Zone 1 (RDC).

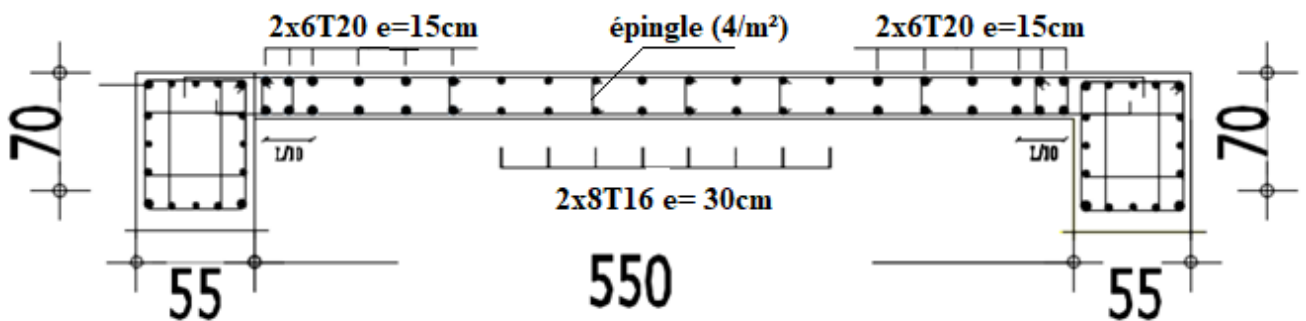


Figure V.10. Voile V3 Zone 1 (RDC).

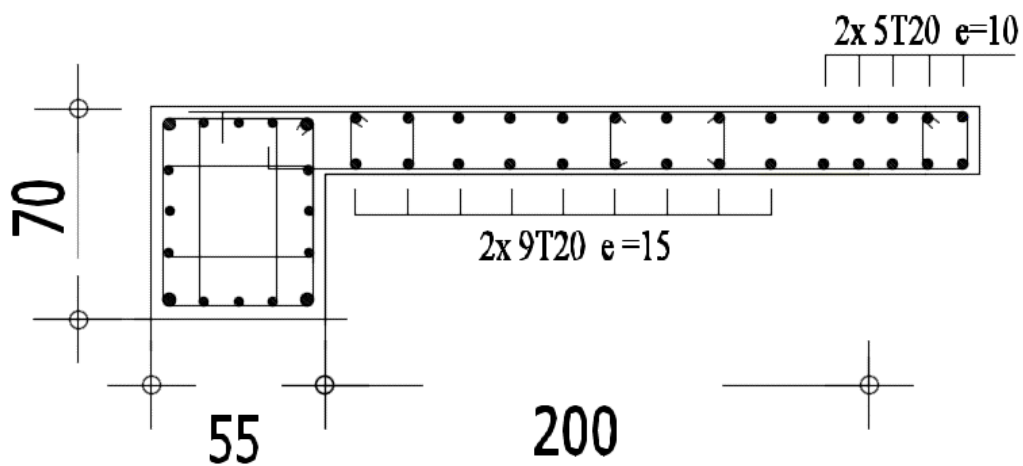


Figure V.11. Voile V7 Zone 1 (RDC).

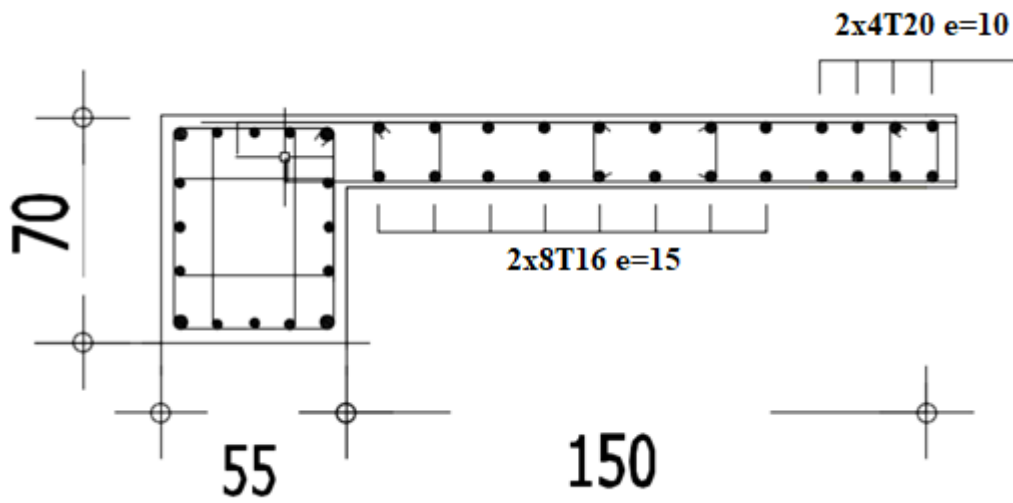


Figure V.12. Voile V4 Zone 1 (RDC).



Chapitre VI



*L'effet de
température*

VI.1. Introduction :

La température et le retrait sont des déformations imposées, appelées aussi des charges indirectes, qui peuvent créer des contraintes dans les structures hyperstatiques dues à des restrictions aux déformations.

La température et le retrait tendent donc à provoquer des déformations axiales ou des efforts normaux de traction ou de compression.

Les contraintes qui résultent de ce type d'actions dépendent directement de la rigidité des structures, ce qui signifie que moins la structure est rigide, plus les contraintes seront faibles.

VI.2. D'après l'article B 5.1 – Dimension des blocs entre joints de CBA 93 :

Dans les calculs relatifs aux (constructions courantes) et aux (constructions industrielles), on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- **30 m** : dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEM qui rentrent dans la catégorie suivante
- **25 m** : dans les autres wilayas du tell, des hauts plateaux et de l'atlas saharien.
- **20 m** : dans le moyen sud et l'extrême sud quand ces distances limites sont dépassées, on tient compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets.

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiale moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage varient entre $+10^{\circ}$ et $+25^{\circ}$, et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation de béton égal à 10^{-5} .

La variation uniforme de la température ΔT pour une structure ou un élément structurel donné est calculée comme la différence entre la température moyenne T en raison des températures climatiques (en hiver ou en été) et la température T_0 à l'instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage :

Avec : T_0 : Le CBA 93 recommande l'intervalle T_0 entre $+10^{\circ}$ et $+25^{\circ}$

On peut donc résumés la variation saisonnière de la température extérieure selon Le CBA93 comme suit :

Tableau VI.1. Variations saisonnière de température extérieure.

Algérie du nord	$T_{\max} = +35^{\circ}\text{C}$ et $T_{\min} = -15^{\circ}\text{C}$
Proche et moyen sud	$T_{\max} = +45^{\circ}\text{C}$ et $T_{\min} = -20^{\circ}\text{C}$
Extrême sud	$T_{\max} = +55^{\circ}\text{C}$ et $T_{\min} = -30^{\circ}\text{C}$

Donc : $\Delta T_{u1} = T_{\max} - T_0$ et $\Delta T_{u2} = T_{\min} - T_0$

Pour notre cas on a notre structure est implanté au nord (Blida) donc :

On prend $T_0 = 20^{\circ}$

Donc : $\Delta T_{u1} = + 35 - 20 = 15^{\circ}$

$\Delta T_{u2} = - 15 - 20 = -35^{\circ}$

VI.3. Prise en compte du cas de léger dépassement :

Dans le cas d'un léger dépassement de ces limites de dimensions, il est admis de ne prendre en compte qu'une fraction α des effets des variations de température si la dimension du bâtiment dépasse la dimension maximale (l_{\max}) mais que cette dimension est inférieure à 1,25 l_{\max} .

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{si } l \leq 1,25 l_{\max} \\ 4 \left(\frac{l}{l_{\max}} - 1 \right) & \text{si } l_{\max} < l \leq 1,25 l_{\max} \\ 1 & \text{si } l > 1,25 l_{\max} \end{cases}$$

Pour notre cas :

- **Suivant x-x :** On a **36,5m** dépassant donc la limite $l_{\max} = 30\text{m}$ prescrite par l'article **B 5.1**, et dépassant aussi $1,25l_{\max} = 45.62\text{m}$, les effets de retrait et de température sont pris à part entière ($\alpha = 1$).

VI.4. Calcul des armatures avec la prise en compte des effets de la température : [5]

- Sens porteur 30x45 :

Sous combinaison : 1,35G + 1,5Q+0.8T

Tableau VI.2. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	31,19	1,74
		Appui	112,16	6,61
Terrasse	30x45	Travée	37,03	2,07
		Appui	111,82	6,59

- Sens non porteur 30x 40 :

Sous combinaison : 1,35G + 1,5Q+0.8T

Tableau VI.3. Ferrailage des poutres non porteuse (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²) (b x h)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	27,8	1,77
		Appui	70,4	4,64
Terrasse	30x40	Travée	63,71	4,17
		Appui	100,69	6,82

VI.5. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

- Sens porteur 30x 45 :

Tableau VI.4. Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{max} (ZC) (Cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _s ^{min} RPA (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	1,74	54	81	6,75	3T12	3,39
		Appui	6,61				3T14+2T12	6,88
Terrasse	30x45	Travée	2,07	54	81	6,75	3T12	3,39
		Appui	6,59				3T14+2T12	6,88

- Sens non porteur :

Tableau VI.5. Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _S ^{cal} (cm ²)	A _S ^{max} (ZC) (Cm ²)	A _S ^{max} (ZR) (cm ²)	A _S ^{min} RPA (cm ²)	Choix des armatures	A _S ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	1,77	48	84	6	3T14	4,62
		Appui	4,64				3T14+2T12	6,88
Terrasse	30x40	Travée	4,17	48	84	6	3T14	4,62
		Appui	6,82				3T14+2T12	6,88

VI.6. La prise en compte des effets du retrait : [5]

- Vérification thermique

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure

ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément

est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha \times l_0 \times \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\xi = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\xi = \alpha \times \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \times \xi \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \times \alpha \times \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température (ΔT=20c°).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ_t : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E =10818,87MPa).

Donc :

$$\sigma_t = 10818,87 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 2,16 \text{ MPa}$$

Remarque :

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité (poutres de rives), les plus exposées à la variation de température.

- **Poutre de rive porteuse (30x45) :**

Tableau VI.6. Vérification thermique des poutres porteuses de rive à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	As (cm²)	$\sigma_{bc} + \sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	40,84	3,39	8,13	15	61	201,61	Oui
	Appui	92,19	6,88	12,86	15	120,3	201,61	Oui
Etage courant	Travée	34,71	3,39	9,31	15	56,3	201,61	Oui
	Appui	87,15	6,88	12,26	15	110,9	201,61	Oui

- **Poutre de rive non porteuse (30x40) :**

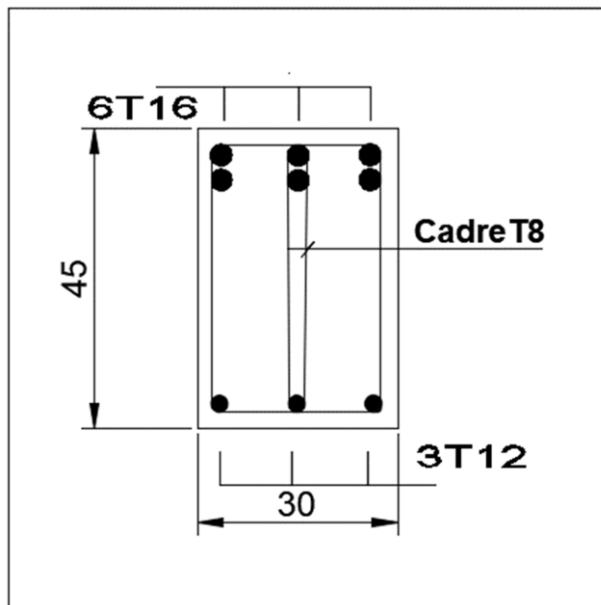
Tableau VI.7. Vérification thermique des poutres non porteuses de rive à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	As (cm²)	$\sigma_{bc} + \sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	41,32	4,62	8,46	15	65,4	201,61	Oui
	Appui	65,83	6,88	11,47	15	94,3	201,61	Oui
Etage courant	Travée	31,32	3,39	7,75	15	55,1	201,61	Oui
	Appui	66,8	6,88	12,76	15	99,2	201,61	Oui

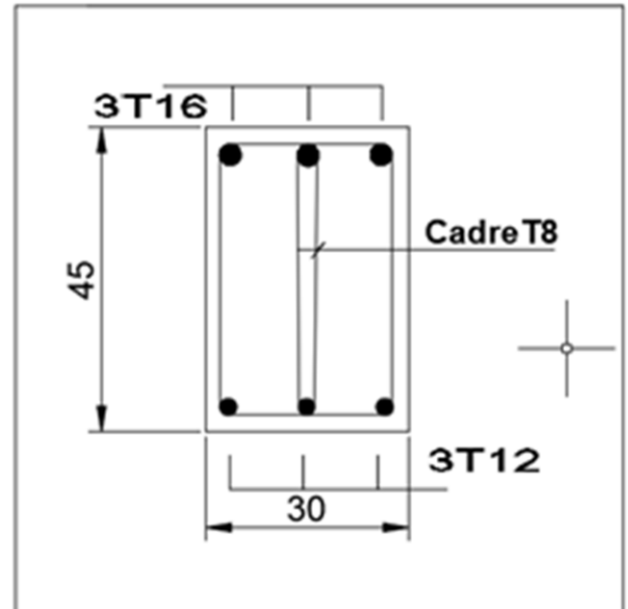
VI.7. Schéma de ferrailage avec la prise en compte de l'effet de température :

- Poutre de rive porteuse : 30x45

Etage courant :

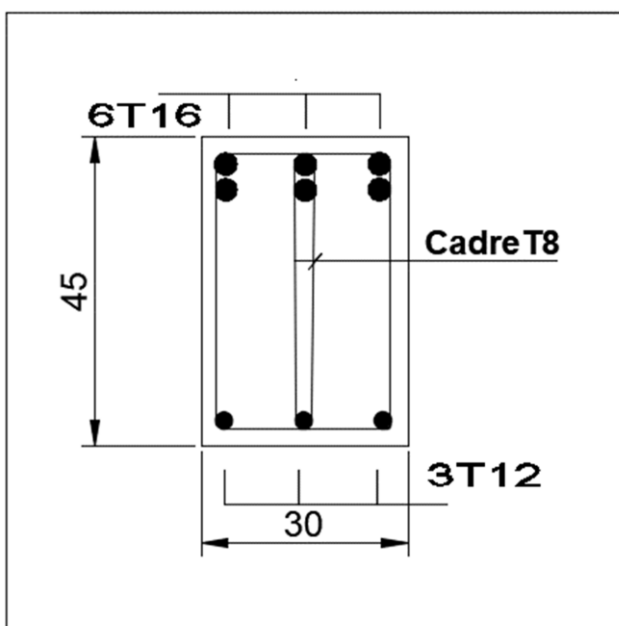


Appuis

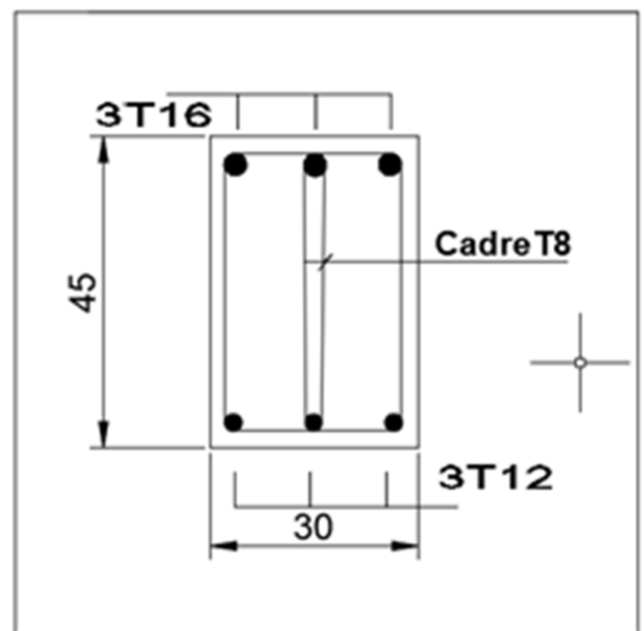


Travée

Terrasse :



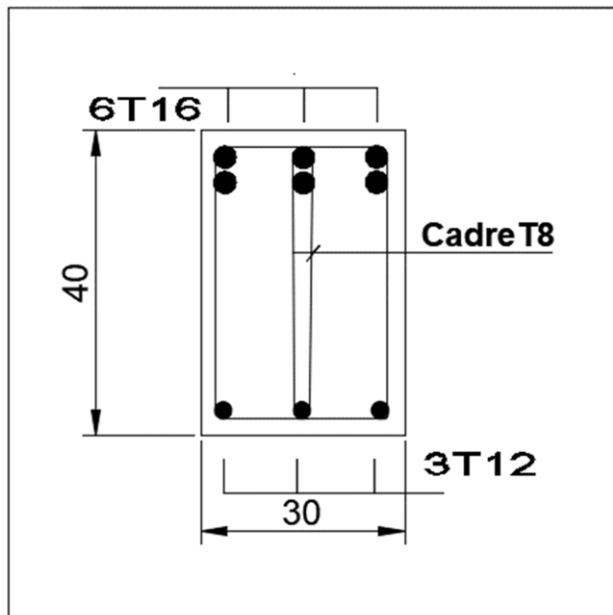
Appuis



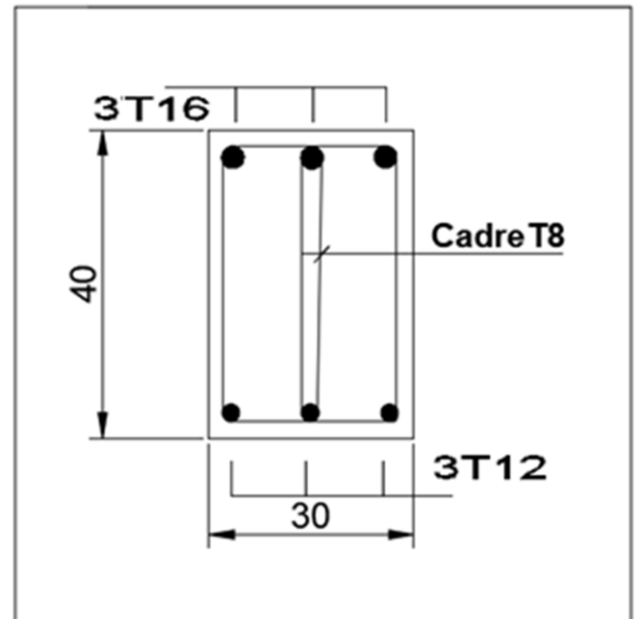
Travée

- Poutre de rive non porteuse : 30x40

Étage courant :

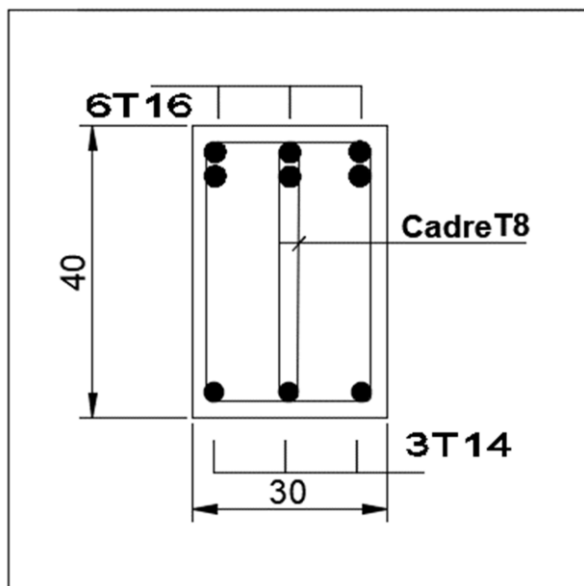


Appuis

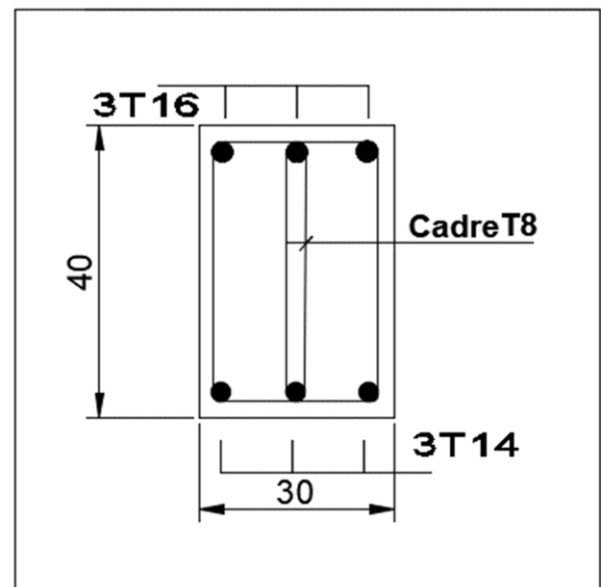


Travée

Terrasse :



Appuis



Travée

Figure VI.1. Schéma de ferrailage des poutres sous l'effet de température.

VI.8. Conclusion :

D'après les calculs qu'on a trouvés dans ce chapitre et le chapitre précédent (Ferrailage de éléments résistants) :

- On remarque que la variation de l'effet de température selon la zone a un impact direct sur la déformation des matériaux (béton, acier).
- Le ferrailage avec la prise en compte de l'effet de température est moins important par rapport au ferrailage avec les combinaisons accidentelles.
- Donc pour notre cas on opte directement pour le ferrailage le plus important entre les deux cas avec et sans prise en compte de l'effet de température, donc pour les poutres ont choisi le ferrailage indiqué dans le chapitre précédent.



Chapitre VIII



*L'étude de
l'infrastructure*

VII.1. Fondation :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auxquelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VII.1.2. Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.1.3. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VII.1.4. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure. La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VII.1.5. Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VII.1.6. Choix de type de semelle :

VII.1.6.1. Semelles isolées :

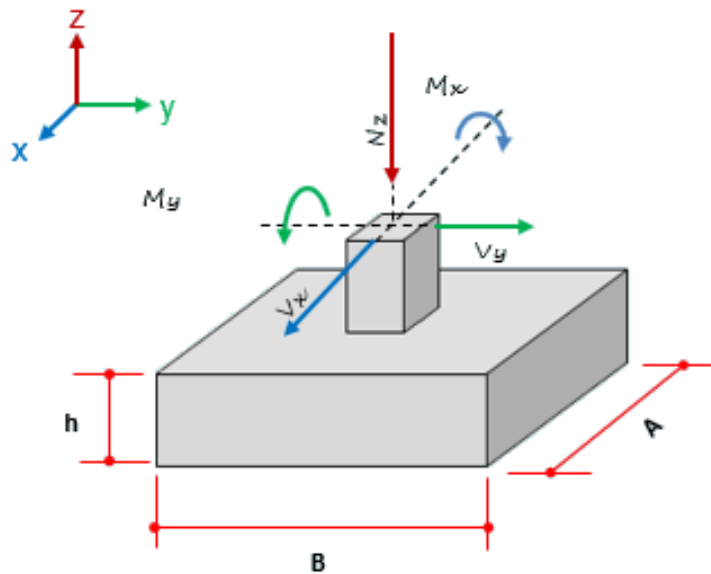


Figure VII.1. Dimensions de la semelle isolée.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés: $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par: $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

On prend le poteau de section (60x60) avec :

$$N_{ser}^{max} = 1949,22 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

AN :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{1949,22}{200}} = 3,12 \text{ m}$$

On prend : $A = 3,2 \text{ m}$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5 \times S$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle ($A = 4 \text{ m}$).

On a $L_{min} = 4 < 1,5 \times 3,2 = 4,8 \text{ m}$ Non vérifié

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.1.6.2. Semelles filantes:

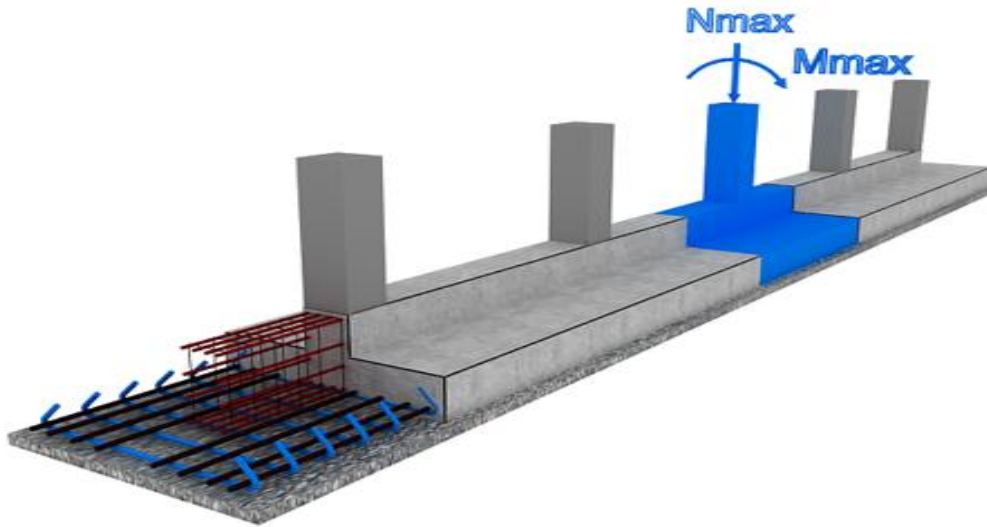


Figure VII.2. Schéma de la semelle filantes.

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux .

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VII.1. Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	S(m ²)	L (m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	B ^{final}
1	6981,91	34,90	36,5	0,95	1	1
2	9080,19	45,40	36,5	1,24	1,3	1,5
3	10877,25	54,38	36,5	1,48	1,5	1,5
4	312,18	1,56	10,3	0,15	0,5	0,5
5	18104,53	90,52	36,5	2,48	2,5	2,5

Vérification:

Il faut vérifier que:

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{242,4}{503,7} = 48,12 \% < 50\%$$

Donc on opte pour des semelles filantes dans le sens x-x

VII.1.6.2.1. Pré dimensionnement de la semelle filante :

a. Dalle

- **Condition de l'épaisseur minimale**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$)

On prend $h = 30$ cm

$$h_t = \left(\frac{B-b}{4}\right) + 5 \text{ cm}$$

Avec : b : la largeur de poteau

Tableau VII.2. Les dimensions de la dalle des semelles filantes.

B (m)	h _t (cm)
0,5	30
1	30
1,5	30
2,5	50

b. Nervure

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

I: Inertie de la section da radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 20000 \text{ MPa}$

b_n : largeur de la nervure ; b_{sf} : largeur utile ; a : largeur de poteau

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times k \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}}$$

Tableau VII.3. Les dimensions des nervures. (Voir annexe 3)

Files	b_{sf}	h_t	b_n	h_n choix
	(m)	(cm)	(cm)	(m)
1	1	30	70	1
2-3	1,5	30	70	1,1
4	0,5	30	35	1
5	2,5	50	70	1,3

VII.1.6.2.2. Vérifications nécessaires :

A- Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA99/version2003(Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : Moment de renversement due aux forces sismiques.

N : effort normal de la structure

B : la largeur du radier

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment à la base de la structure;

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure

Sens x-x :

$$B_x = 36,5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{B_x}{4} = 9,125 \text{ m}$$

$$M_0 = 109615,23 \text{ KNm}; V_0 = 6279,70 \text{ kN}.$$

$$h = 5,57 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 144589,26 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} : N_{\text{ser}} (\text{la structure}) + \text{Poids propre de la semelle.}$$

$$N_{\text{semelle}} = 4871,46 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = 50277,58 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{144589,26}{50277,58} = 2,87 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = 9,125 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Sens v-v :

$$By = 14,80 \text{ m} \Rightarrow \frac{By}{4} = 3,45 \text{ m}$$

$$M_0=132637,92 \text{ kN.m} ; V_0=5389,86 \text{ kN} \quad h=5,57 \text{ m}$$

$$M_R=162659,44 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = 50277,58 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{162659,44}{50277,58} = 3,23 \text{ m} \leq \frac{By}{4} = 3,45 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

B- Vérification des contraintes dans le sol sous la semelle filante :

Il faut que : $\sigma = \left(\frac{P}{S}\right) < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VII.4. Vérification des contraintes.

Files	P	L	B	S _r	σ	σ _{sol}	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	
1	6981,91	36,5	1	36,5	191,28	200	Ok
2	9080,19	36,5	1,5	54,75	165,84	200	Ok
3	11367,25	36,5	1,5	54,75	198,67	200	Ok
4	312,18	10,3	0,5	5,15	60,61	200	Ok
5	18839,53	36,5	2,5	91,25	198,40	200	Ok

VII.1.6.2.3. Ferrailage des semelles filantes :

a. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se calcule par **la méthode des bielles** à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

Pu : L'effort normal reparti à l'ELU

Exemple de calcul :

$$A_s = \frac{Pu (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{594,97 \times 1000 \times (2,5 - 0,7)}{8 \times 0,45 \times 435} = 6,83 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B(m)}{4} = \frac{12,06 \times 2,5}{4} = 7,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF: } 0.23bd \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 250 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 10,86 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.6. Ferrailage des dalles des semelles filantes.

Files	Nu (kN)	L (m)	Pu (kN/ml)	B (m)	b (m)	H (m)	d (m)	As (cm ²)/ml	CNF (cm ²)
1	7845,38	36,5	214,94	1	0,7	0,3	0,25	0,74	2,41
2	1313,89	36,5	37	1,5	0,7	0,3	0,25	0,34	3,62
3	15924,06	36,5	436,27	1,5	0,7	0,3	0,25	3,92	3,62
4	551,8	10,3	53,57	0,5	0,35	0,3	0,25	0,10	1,21
5	21716,72	36,5	594,97	2,5	0,7	0,50	0,45	6,83	10,86

Tableau VII.7. Choix des armatures.

Files	As (cm ²)/ml	CNF (cm ²)	Choix	As _{adopté} (cm ²)/ml	Ar (cm ²)	Choix	Ar _{adopté} (cm ²)
1	0,74	2,41	4T12	4,52	1,13	4T10	2,36
2	0,34	3,62	4T12	4,52	1,70	4T10	2,36
3	3,92	3,62	4T12	4,52	1,70	4T10	2,36
4	0,10	1,21	4T12	4,52	1,13	4T10	2,36
5	6,83	10,86	6T16	12,06	7,53	7T12	7,92

b. Ferrailage des nervures

Les charges revenant pour chaque fille à L'ELU : $q_{ELU} = N/L$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU : $M_0 = qL^2/8$

- Moments en travées $M_t = 0,85 \times M_0$
- Moments sur appuis $M_a = 0,5 \times M_0$
- Condition de non fragilité: $A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{F_{t28}}{F_e}$

Tableau VII.8. Ferrailage des nervures (Condition de non fragilité).

h_n (m)	b (m)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
1	0,7	6,08
1,1	0,7	6,7
1	0,35	3,04
1,3	0,7	7,91

Tableau VII.9. Ferrailage des nervures.

Position	h_n (m)	L (m)	Q_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)
Travée	1	5,5	209,21	791,07	672,40	17,97
Appuis					395,53	10,37
Travée	1,1	5,5	424,64	1605,67	1364,82	34,32
Appuis					802,83	19,49
Travée	1	5	48,83	152,60	129,71	3,36
Appuis					76,3	1,97
Travée	1,3	5,5	559,11	2114,13	1797,01	38,04
Appuis					1057,06	21,66

Tableau VII.10. Choix des armatures.

h_n (m)	Position	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)	CNF (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adopté}}$ (cm ²)
1	Travée	17,97	6,08	6T20	18,85
	Appuis	10,37	6,08	6T16	12,06
1,1	Travée	34,32	6,7	12T20	37,70
	Appuis	19,49	6,7	6T20+2T12	21,11
1	Travée	3,36	3,04	4T12	4,52
	Appuis	1,97	3,04	4T12	4,52
1,3	Travée	38,04	8,8	12T20+2T12	39,96
	Appuis	21,66	7,91	6T20+2T14	21,93

VII.1.6.2.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Avec :

– $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Tableau VII.11. Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.

h_n (m)	Position	Choix	As adopté (cm ²)	Ms (kN.m)	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vertification
1	Travée	6T20	18,85	598,40	8,95	15	385,92	201,6	Non Vérifié
	Appuis	6T16	12,06	352	6,28	15	349,05	201,6	Non Vérifié
1,1	Travée	12T20	37,70	974,26	9,66	15	293,36	201,6	Non Vérifié
	Appuis	6T20+2T12	21,11	573,09	7,03	15	300,25	201,6	Non Vérifié
1	Travée	4T12	4,52	73,55	2,96	15	192,83	201,6	Vérifié
	Appuis	4T12	4,52	43,26	1,74	15	113,41	201,6	Vérifié
1,3	Travée	12T20+2T12	39,96	1577,88	11,48	15	373,92	201,6	Non Vérifié
	Appuis	6T20+2T14	21,93	934,05	8,51	15	393,08	201,6	Non Vérifié

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans (nervures $h_n=1\text{m}$; $h_n=1,1\text{m}$ et $1,3\text{m}$), donc on augmente la section des aciers.

Tableau VII.12. Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS après redimensionnement.

h_n (m)	Position	Choix	A_s adopté (cm ²)	M_s (kN.m)	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vertification
1	Travée	12T20	37,70	598,40	6,94	15	199,16	201,6	Vérifié
	Appuis	6T20+2T14	21,93	352	4,97	15	196,35	201,6	Vérifié
1,1	Travée	12T25	51,84	974,26	7,49	15	197,91	201,6	Vérifié
	Appuis	6T25+2T16	33,47	573,09	5,93	15	193,25	201,6	Vérifié
1	Travée	4T12	4,52	73,55	2,96	15	192,83	201,6	Vérifié
	Appuis	4T12	4,52	43,26	1,74	15	113,41	201,6	Vérifié
1,3	Travée	12T25+6T20	77,76	1577,88	9,30	15	194,24	201,6	Vérifié
	Appuis	6T25+6T20	48,3	934,05	6,05	15	179,26	201,6	Vérifié

➤ Ferrailage transversal

$$T_{Elu} = \frac{qu \times l}{2}; \quad \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sigma_s} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Tableau VII.13. Ferrailage transversal des nervures.

q (K/ml)	L (m)	T (kN)	h (m)	D (m)	st (cm)	σ_s (Mpa)	A_t	choix
209,21	5,5	575,32	1	0,9	15	435	2,45	8T10
424,64	5,5	1167,76	1,1	0,99	15	435	4,47	8T10
48,83	5	122,07	1	0,9	15	435	0,52	6T10
559,11	5,5	1537,55	1,3	1,17	15	435	5,03	8T10

➤ Armature de peau

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{m} \times h_n$$

Tableau VII.14. Armature de peau.

<i>hn (m)</i>	<i>Ap (cm²)</i>	<i>Choix</i>
1	3	4T12
1,1	3,3	4T12
1,3	3,39	4T12

VII.1.7. Schéma de ferrailage :

- File 1 : (voir annexe 3)

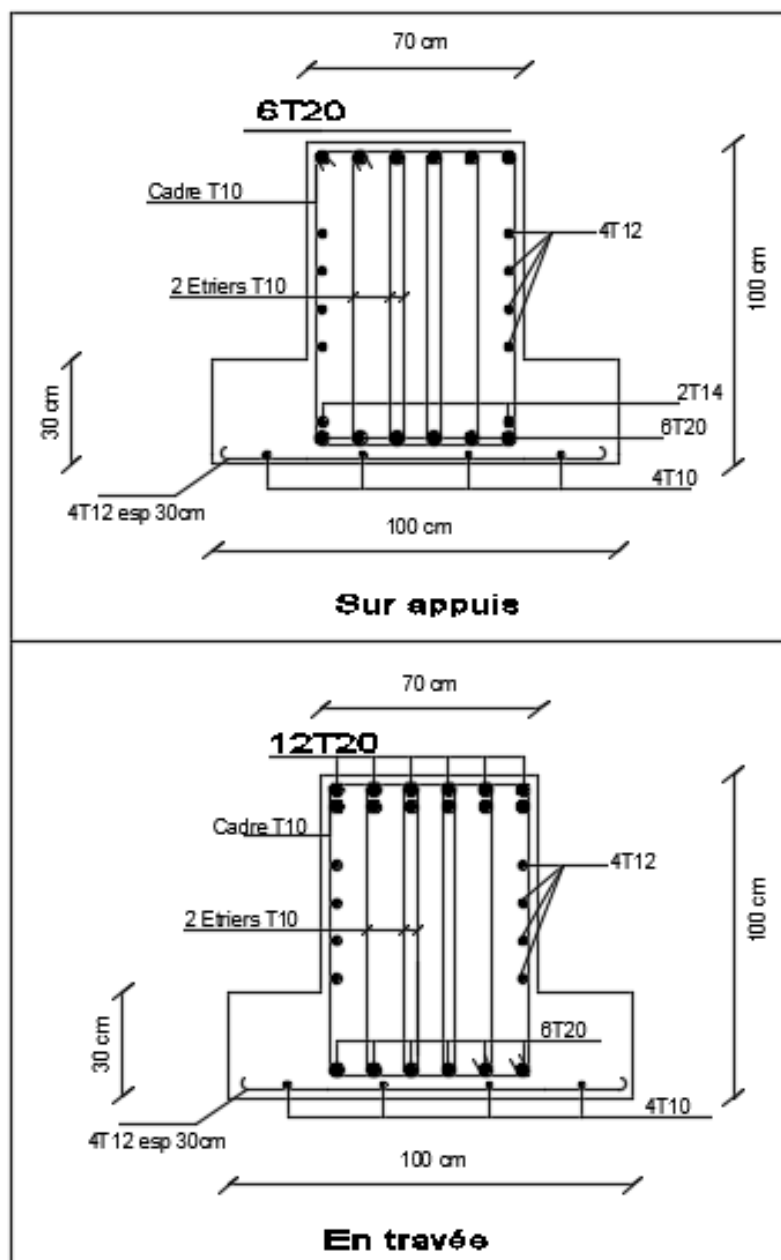


Figure VII.3. Schéma de ferrailage file 1.

- File 2 et 3 : (voir annexe 3)

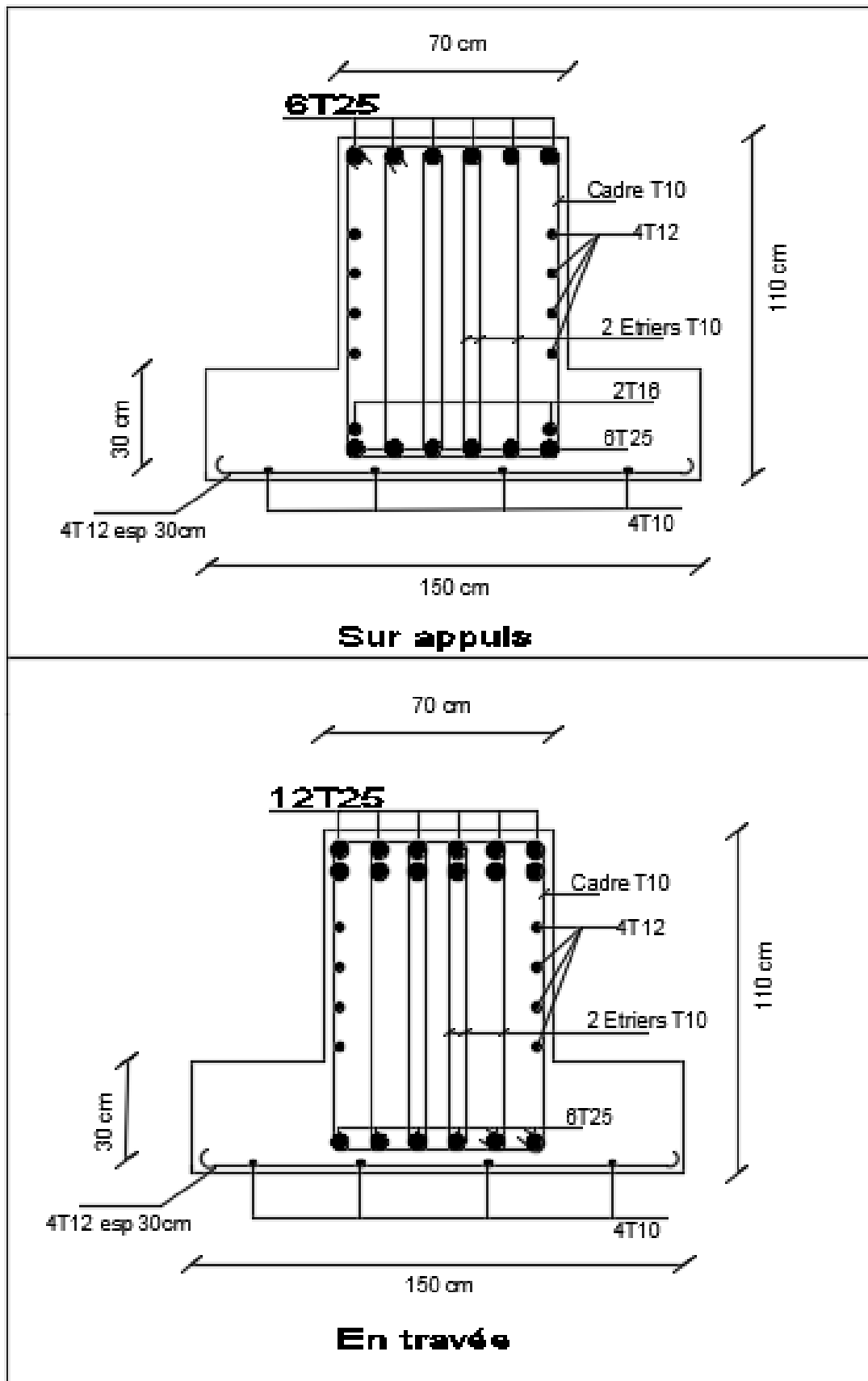


Figure VII.4. Schéma de ferrailage file 2 et 3.

- File 4 : (voir annexe 3)

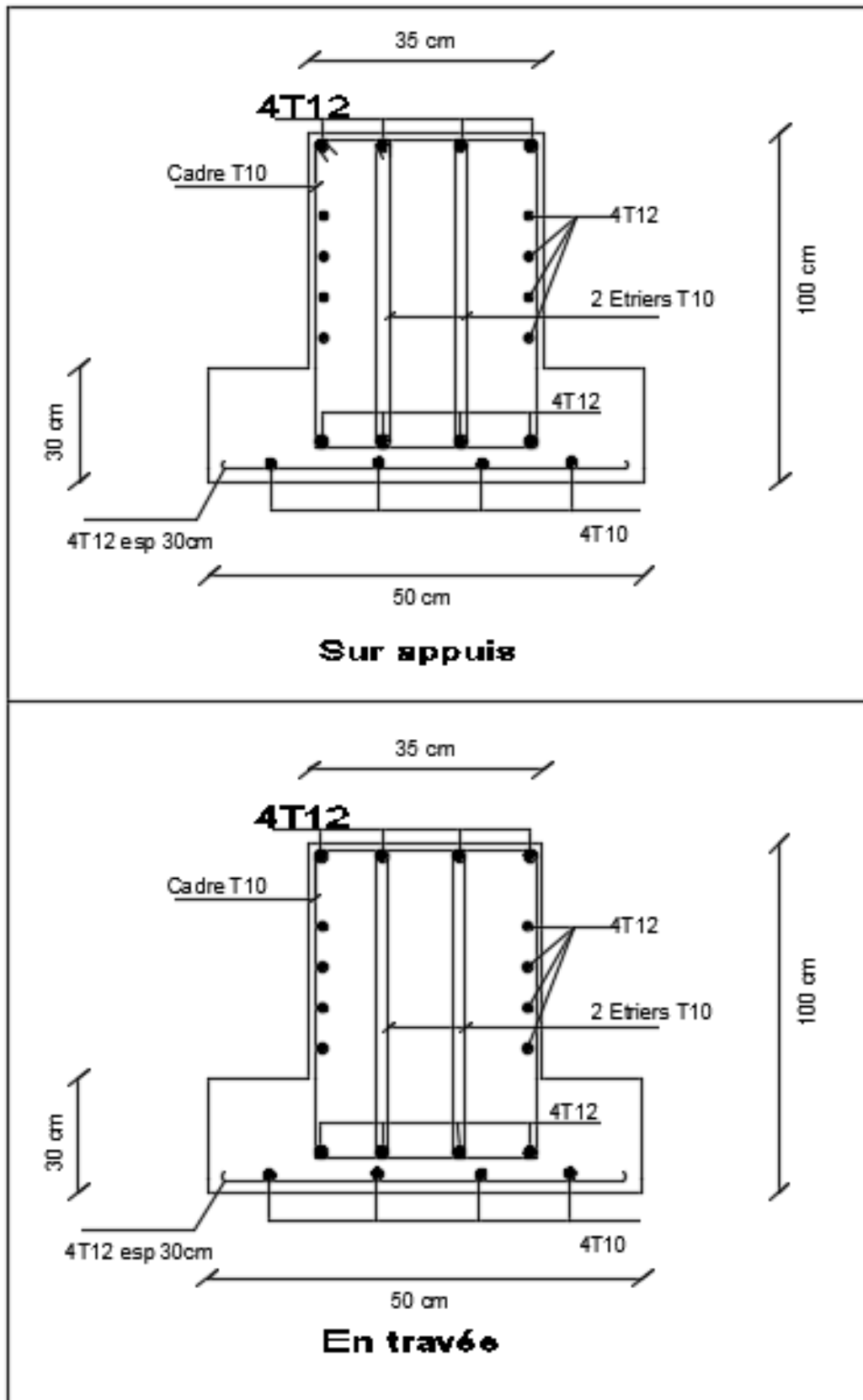


Figure VII.5. Schéma de ferrailage file 4.

- File 5 : (voir annexe 3)

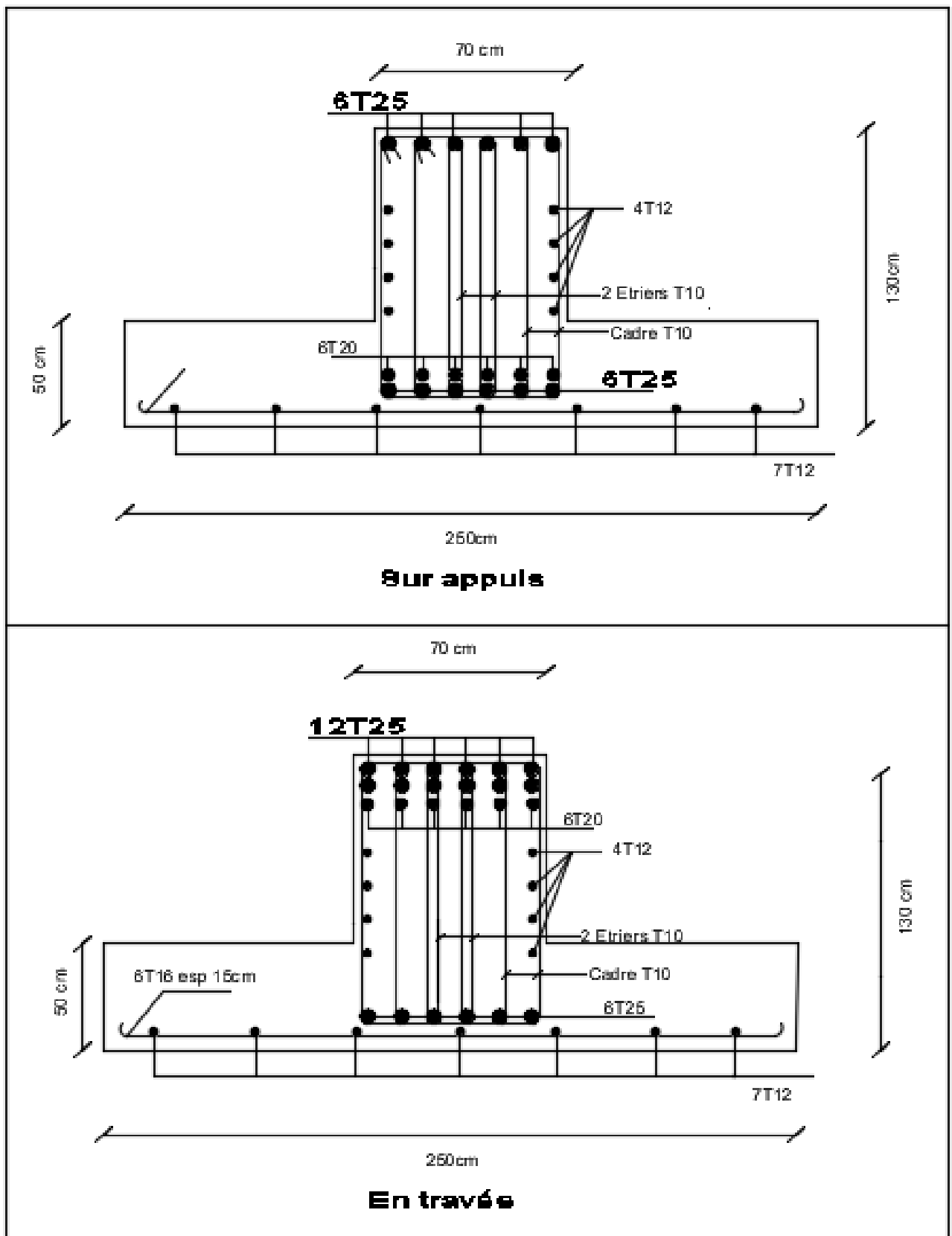


Figure VII.6. Schéma de ferrailage file 5.

VII.2. Voile périphérique :

VII.2.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations. Etude des fondations.

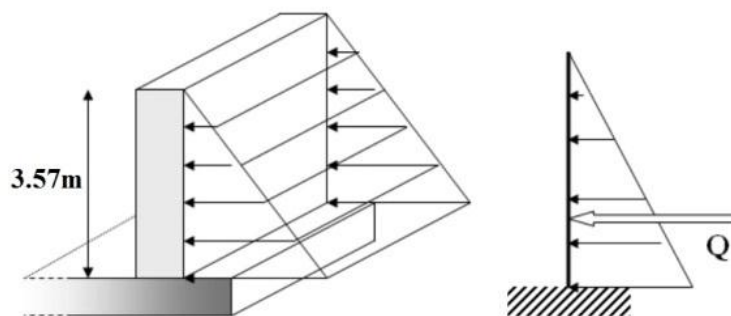


Figure VII.7. Schéma d'un voile périphérique.

VII.2.2. Pré dimensionnement:

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- la longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec: B: Section du voile.

VI.2.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x=3,12 \text{ m}; L_y=5,10 \text{ m} ; e = 15 \text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Q: Contrainte sur une bande de 1m;

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 21.9 \text{ kN/m}^3$) ;

h: Hauteur du voile ;

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi=22^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,454$$

$$Q = A \gamma \cdot H = 31,02 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 35,49 = 41,87 \text{ kN/ml}$$

VII.2.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,61 \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travailler dans les deux sens .}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 Modifié 99 "

$$\rho = 0,61 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0808 \\ \mu_y = 0,3075 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 32,93 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10,12 \text{ kNm}$$

A. Moment en travée :

$$M_{lx} = 0,75 M_x = 24,7 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = 0,75 M_y = 7,59 \text{ kNm}$$

B. . Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,35 \text{ kNm}$$

C. Ferrailage de la dalle :

b= 100cm; h=15cm; d= 13, 5 cm; fe = 500MPa; fc28 =25MPa; ft28 =2, 1 MPa ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.15. Ferrailage du voile périphérique.

Position	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	24,7	4,42	1,30	4T12	4,52	25
	y-y	7,59	1,31	1,30	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	12,35	2,16	1,30	4T10	3,14	25
	y-y						

VII.2.5. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VII.2.6. Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

$$\text{On a: } 12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm};$$

$$H = e = 15 \text{ cm} ; b = 100\text{cm}.$$

$$A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2}$$

$$A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,12}{5,10} \right) \frac{15.100}{2} = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,43 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,43 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VII.2.7. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

Avec :

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 58,75 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 43,54 \text{ kN}$$

$$T_{max} = \text{Max} (T_x ; T_y) = 58,75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{58,75 \times 1000}{1000 \times 135} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VII.2.8. Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{ser} = 31,02 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,61 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0857 \\ \mu_y = 0,4781 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 25,87 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,37 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{lx} = 0,75 M_x = 19,40 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = 0,75 M_y = 9,27 \text{ kNm}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,70 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.16. Vérification des contraintes.

Position	Sens	M_{ser} kN.m	A_s (cm ²)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	X-X	19,40	4,52	8,65	15	349,46	201,1	Non
	Y-Y	9,27	3,14	4,76		236,97		Non
Appuis	X-X	9,70	3,14	4,98	15	247,97	201,1	Non
	Y-Y							

Note : Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées . donc on doit augmenter la section d'armature ou bien l'épaisseur du voile

Redimensionnement des armatures à L'ELS :

Tableau VII .17. Vérification des contraintes après redimensionnement.

Position	Sens	M_{ser} kN.m	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	X-X	19,40	5T16	10,05	6,50	15	163,35	201,1	Oui
	Y-Y	9,27	4T12	4,52	4,13		166,98		Oui
Appuis	X-X	9,70	4T12	3,14	4,32	15	174,73	201,1	Oui
	Y-Y								

VII.2.9. Schéma de ferrailage :

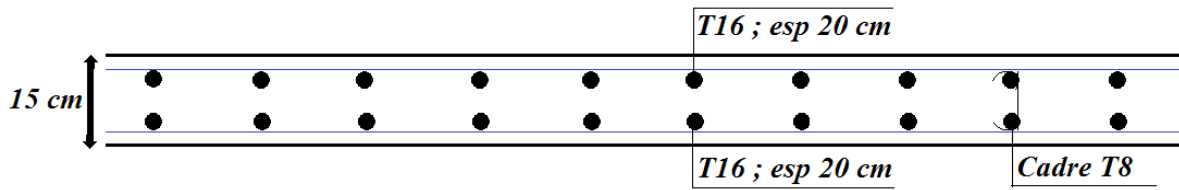


Figure VII.8. Ferrailage du voile périphérique sens x-x.

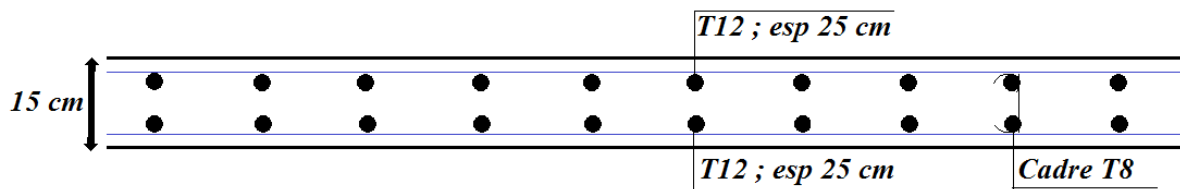


Figure VII.9. Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'étude et nous a permis aussi de prendre connaissance de différents règlements en vigueur applicables en Algérie tel que : RPA99 version

2003, BAEL91 modifiées99, le CBA93 etc.

Les points importants tirés de cette étude sont :

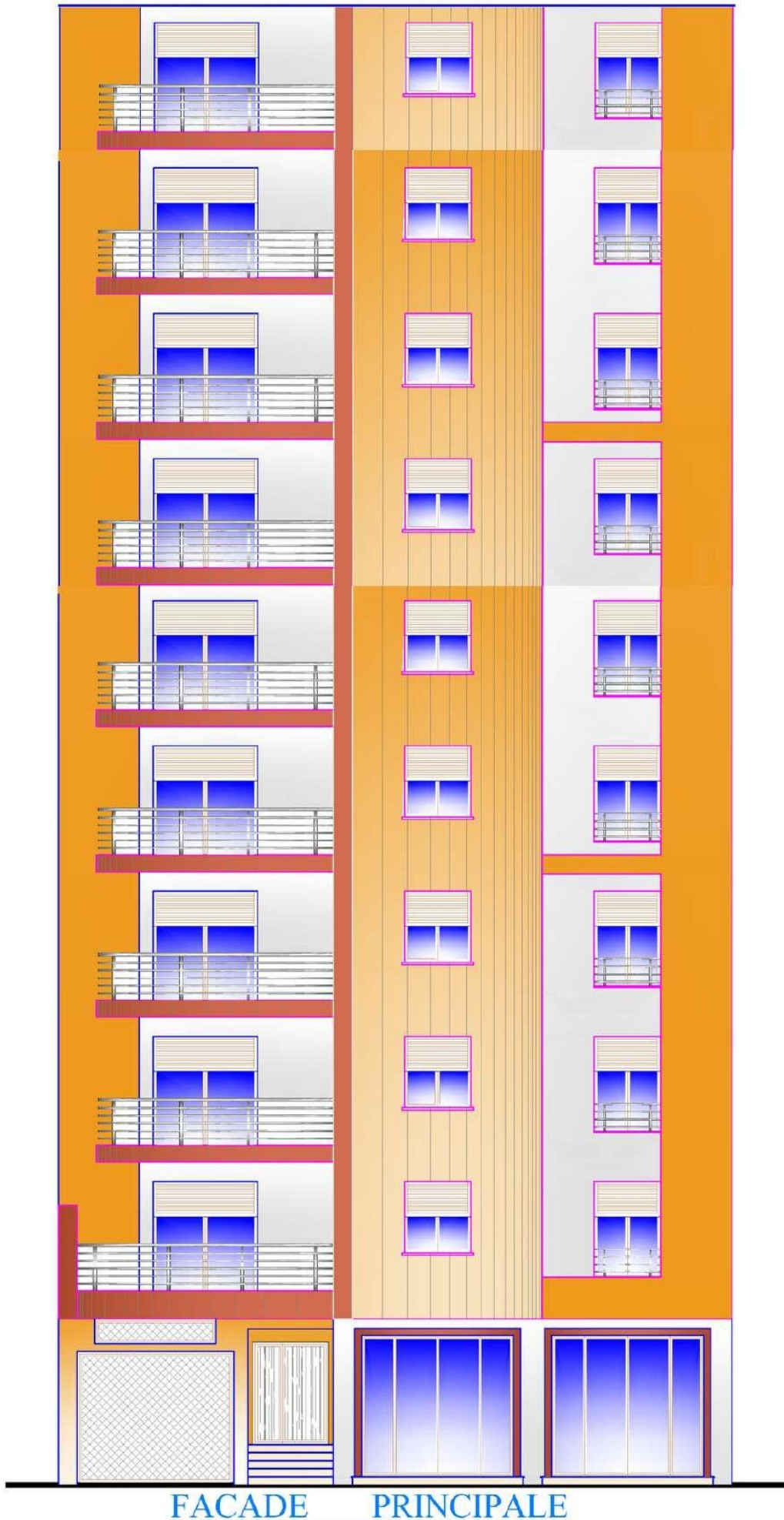
- ✓ Le règlement RPA99 version 2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- ✓ Dans l'étude dynamique et sismique, nous avons modifié le plan architectural en ajoutant des voiles pour assurer la stabilité de notre structure
- ✓ La modélisation de la structure a été menée principalement à l'aide du logiciel ETABS V18 Cependant certains éléments de la structure (escalier, acrotère,) ont été dimensionnés manuellement.
- ✓ Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des efforts internes basée sur les contraintes.
- ✓ La disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité à placer dans la structure. Le rôle des voiles est déterminant dans le comportement de la structure dernière vis-à-vis au séisme.
- ✓ L'utilisation du logiciel ETABS pour le calcul de la structure a été très utile vu sa complexité.
- ✓ L'investigation de l'effet de température nous a donné une idée que l'effet de température dans certains cas peut jouer un rôle défavorable pour le ferrailage des éléments périphérique (poteau, poutre) et on ne peut pas le négliger il faut le prendre en compte et faire une comparaison entre les deux cas avec et sans et prendre le ferrailage le plus défavorable entre les deux.

- ✓ Enfin, nous avons achevé notre étude par le calcul de l'infrastructure, qui dans notre cas, est des semelles filantes.

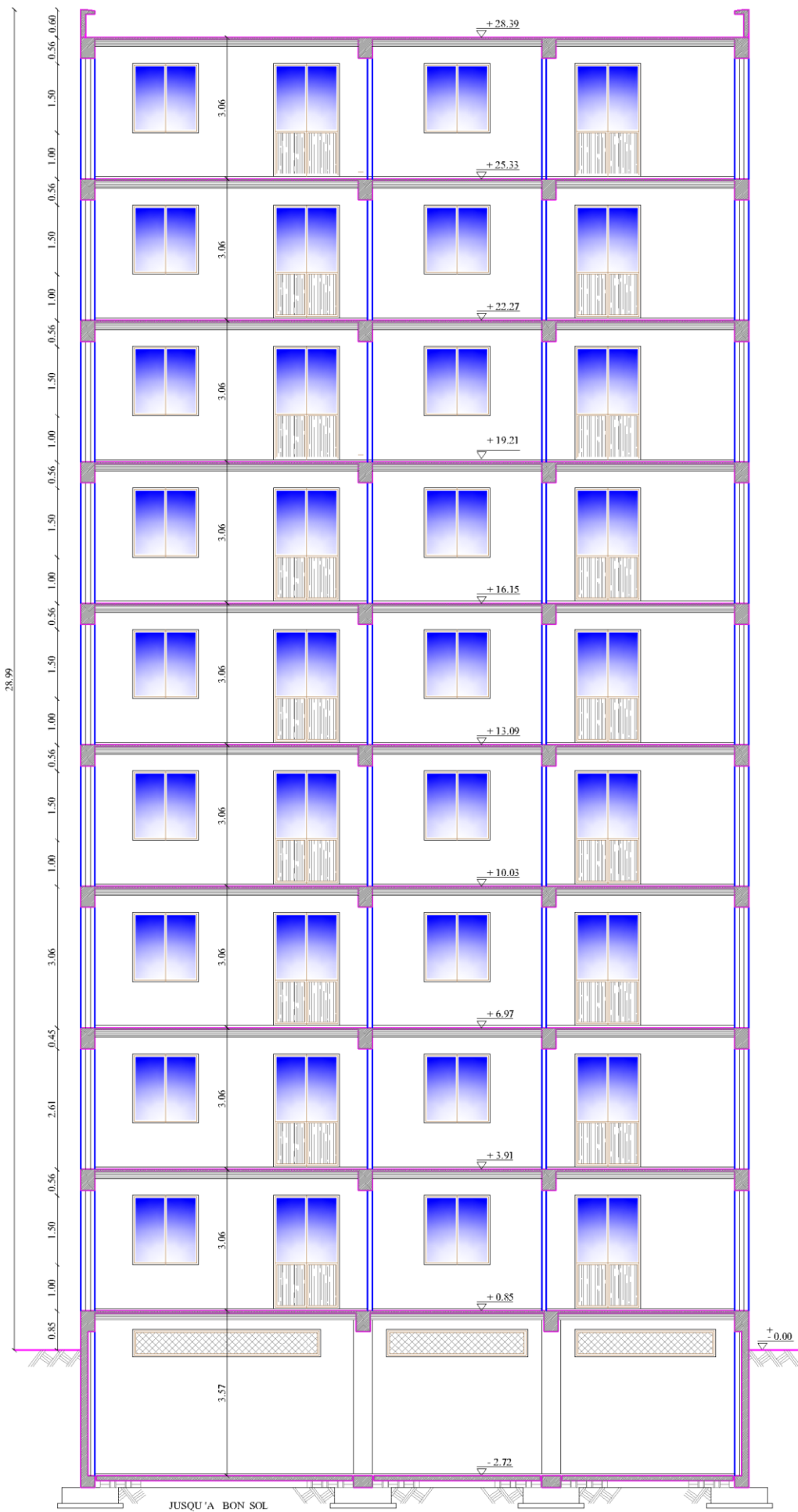


Liste des annexes

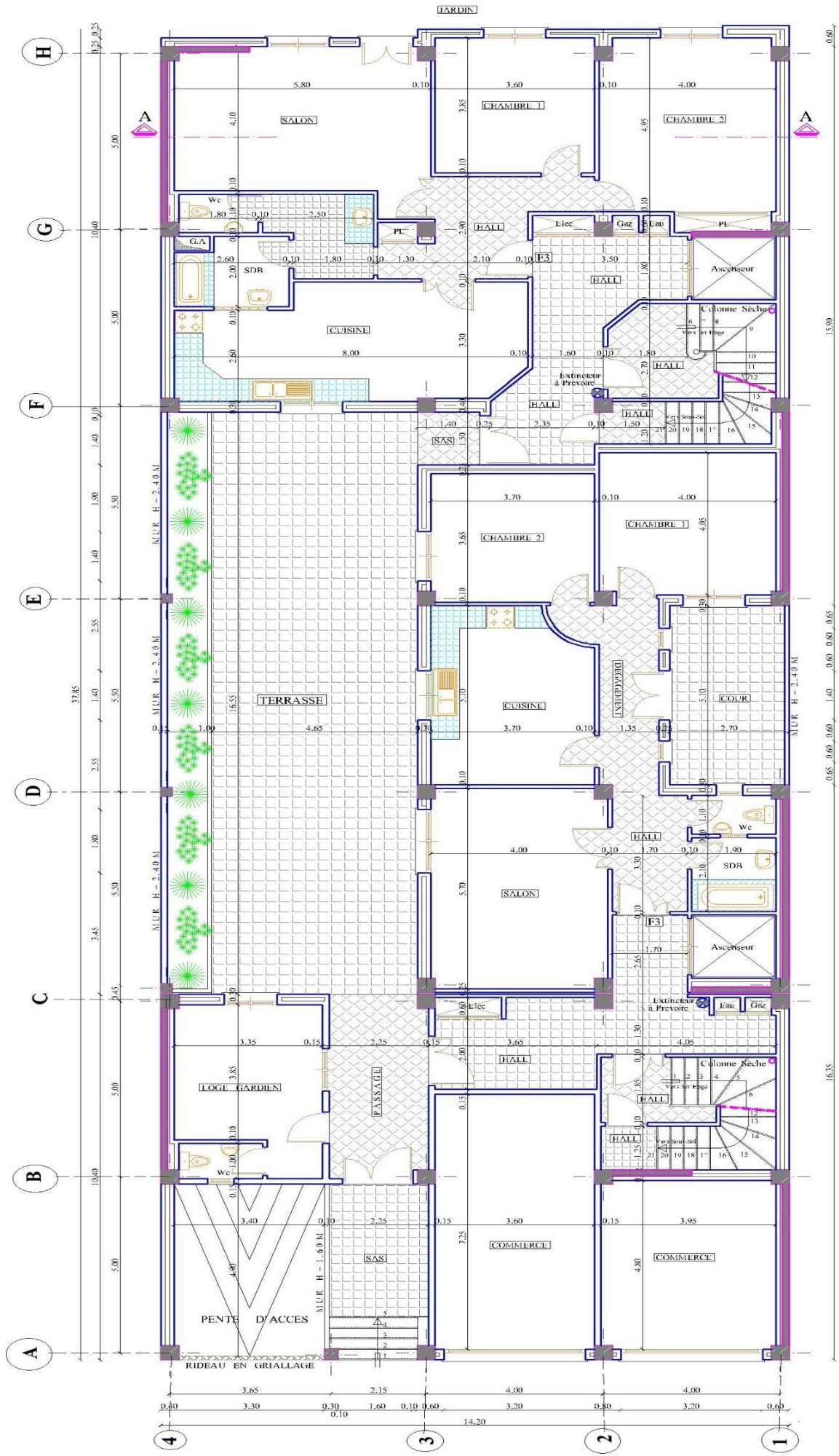
Annexe 1



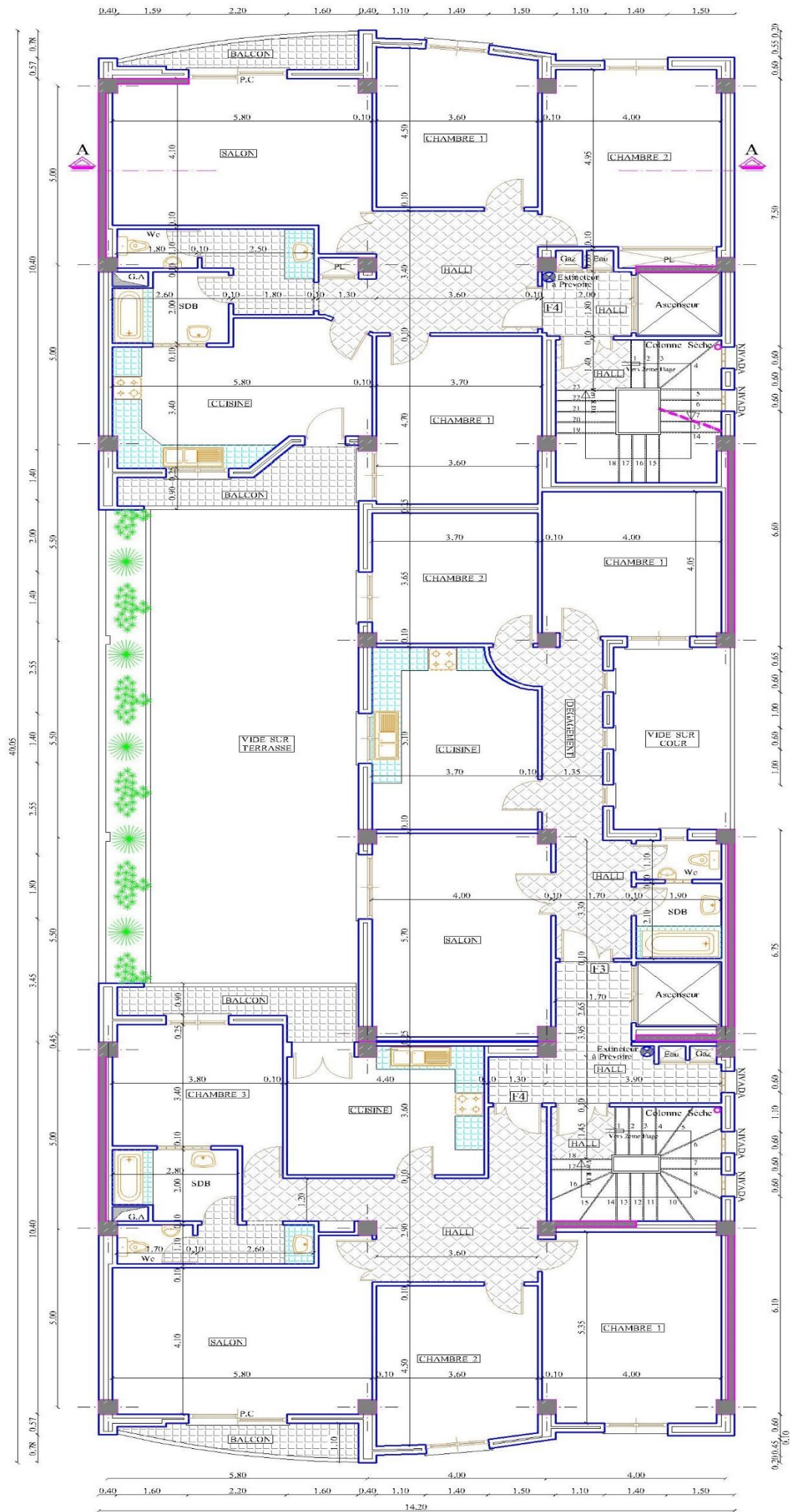
FACADE PRINCIPALE



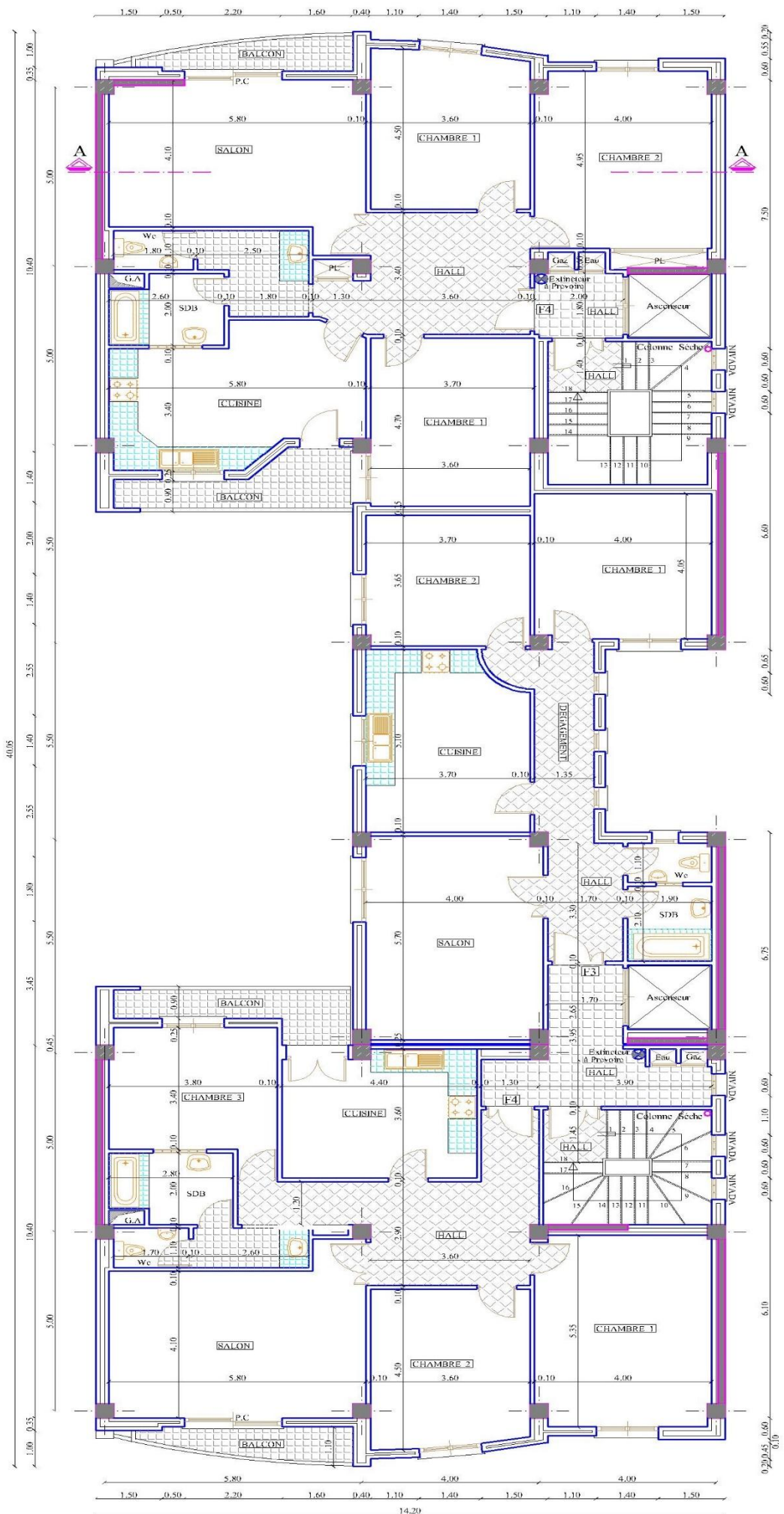
COUPE A-A



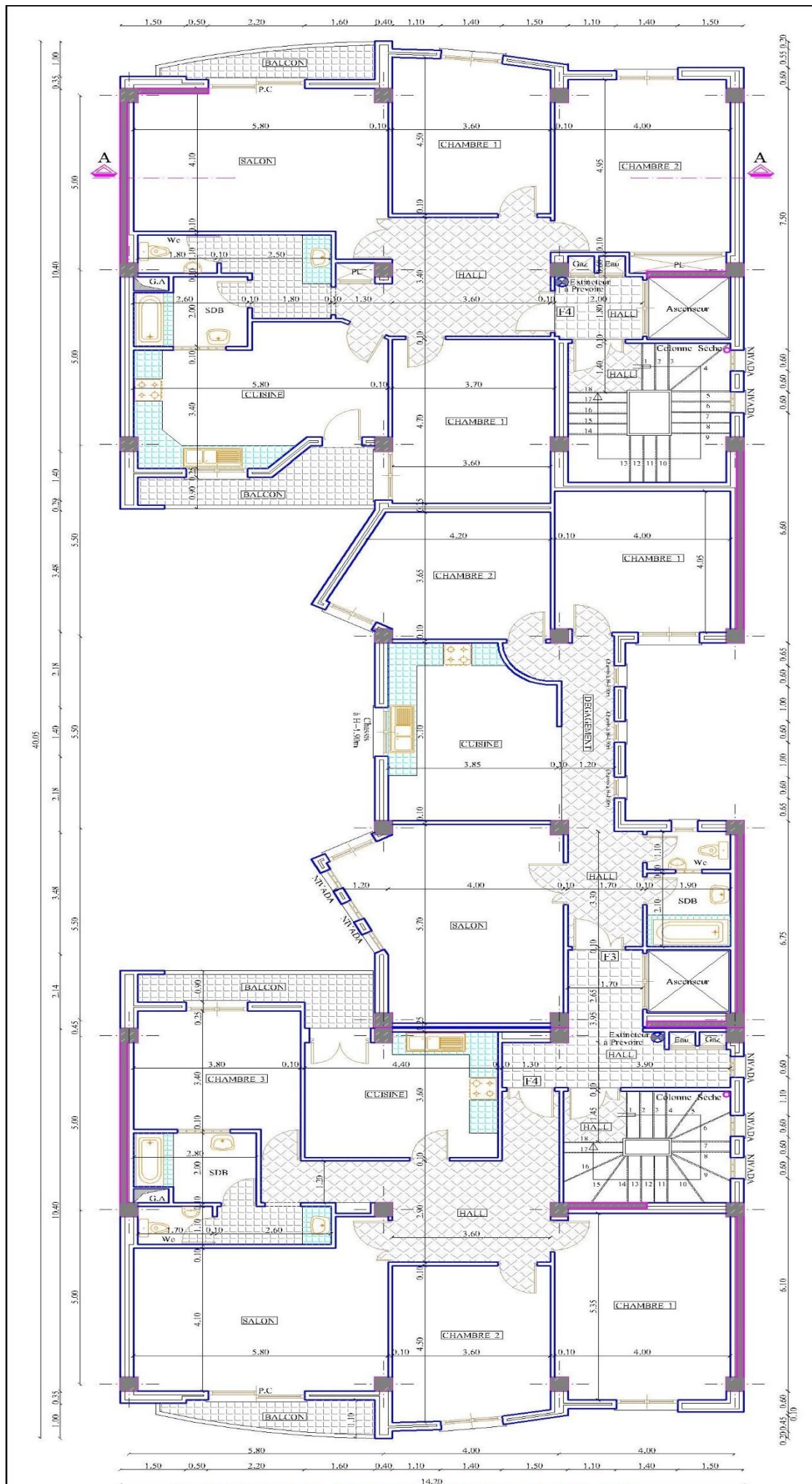
PLAN DE R. D. C



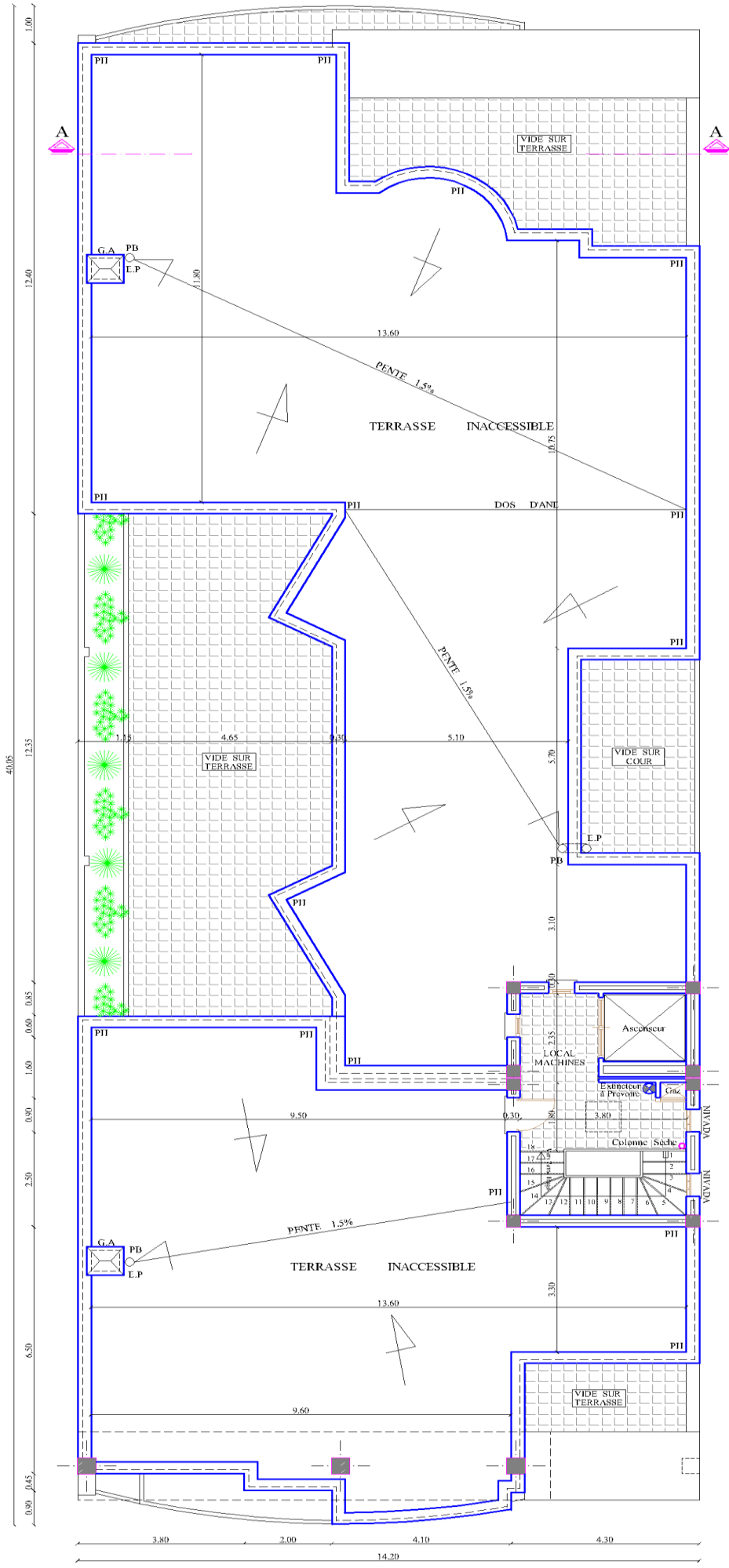
PLAN DE 1er ETAGE



PLAN DE 2eme ET 3eme ETAGE

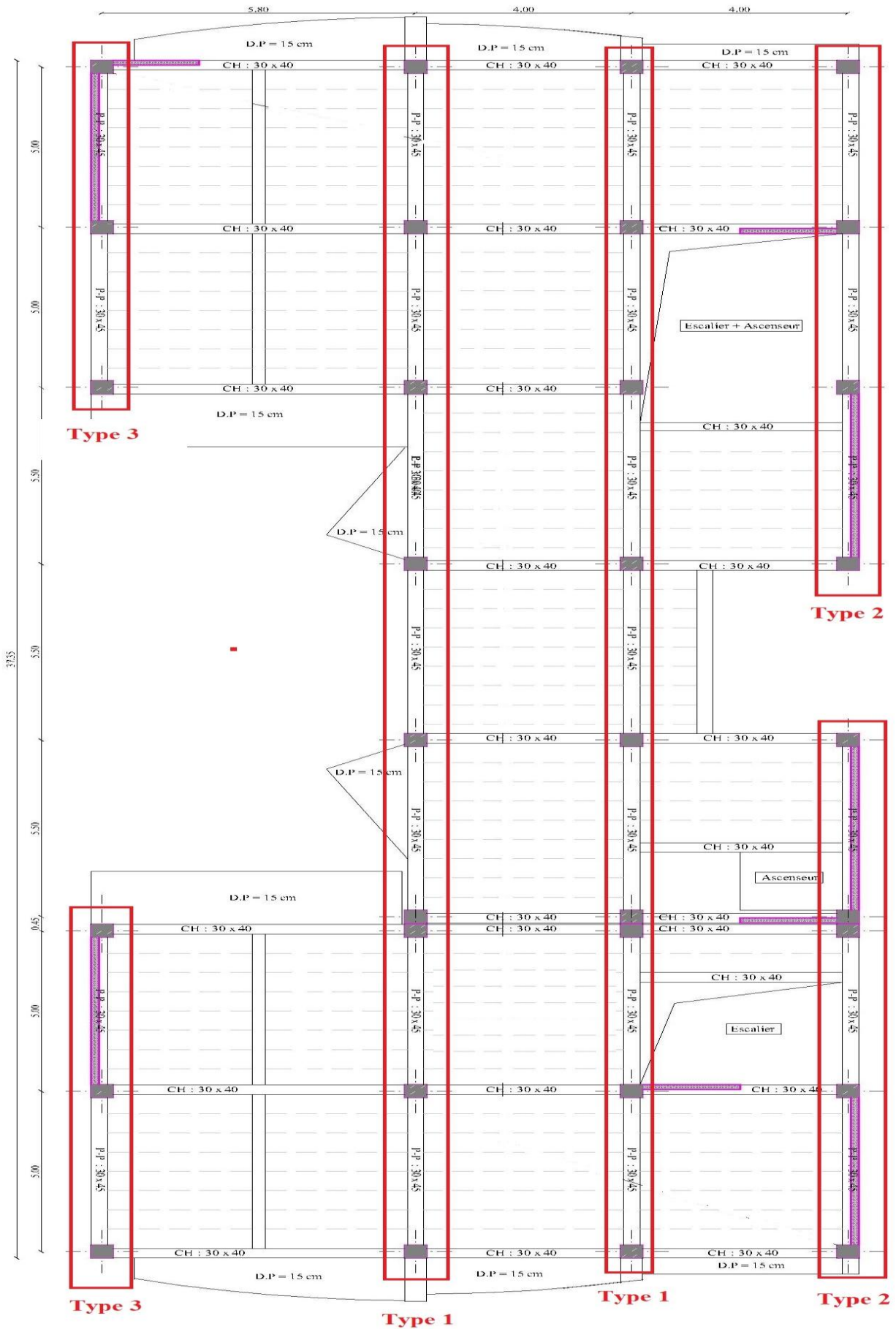


PLAN DE 4eme, 5eme, 6eme, 7eme, 8eme ETAGE

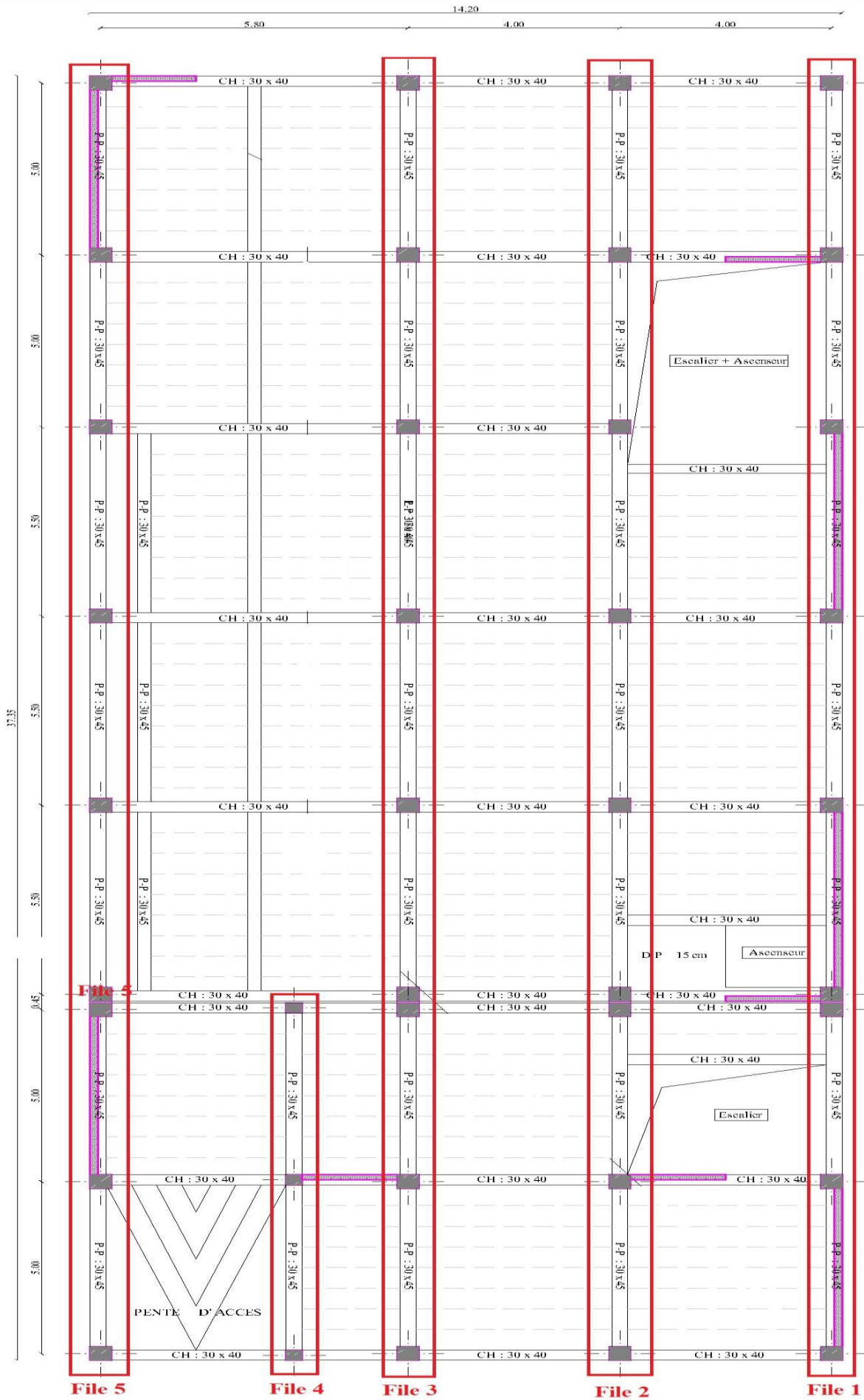



PLAN DE TERRASSE

Annexe 2



Annexe 3





Organnigramme

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui Non

μ < μ_R

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

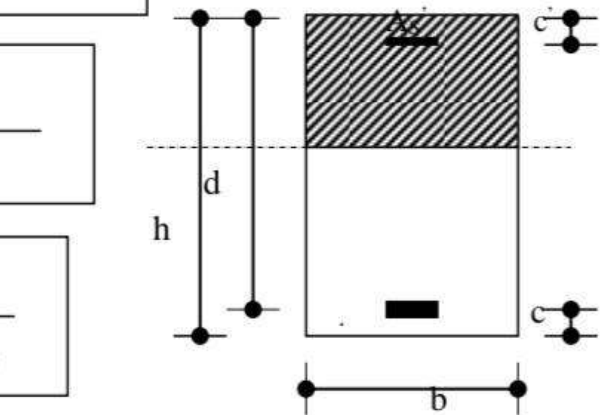
Oui Non

μ

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \text{‰} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$



$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c') / d] - \zeta_{es}$$

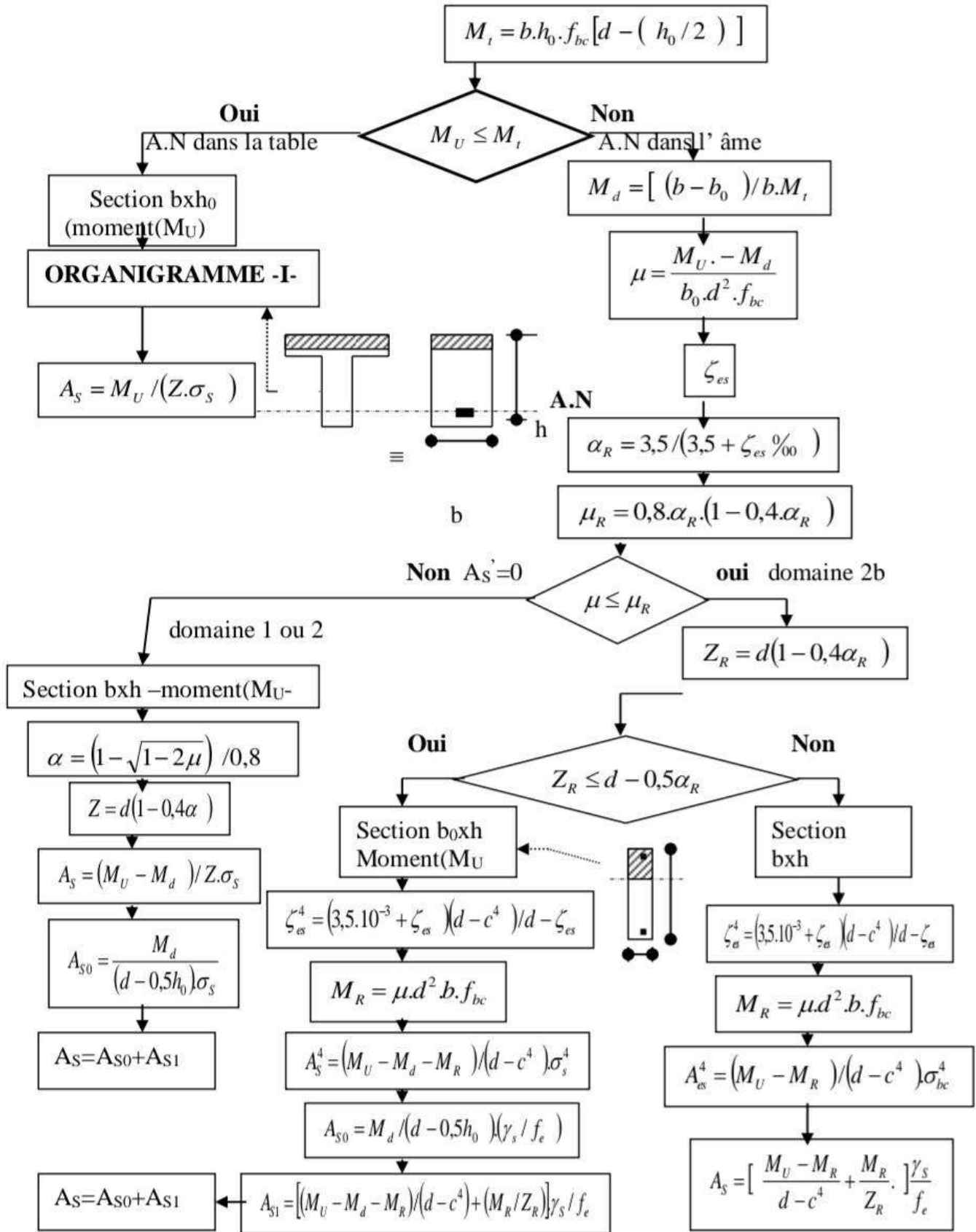
$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

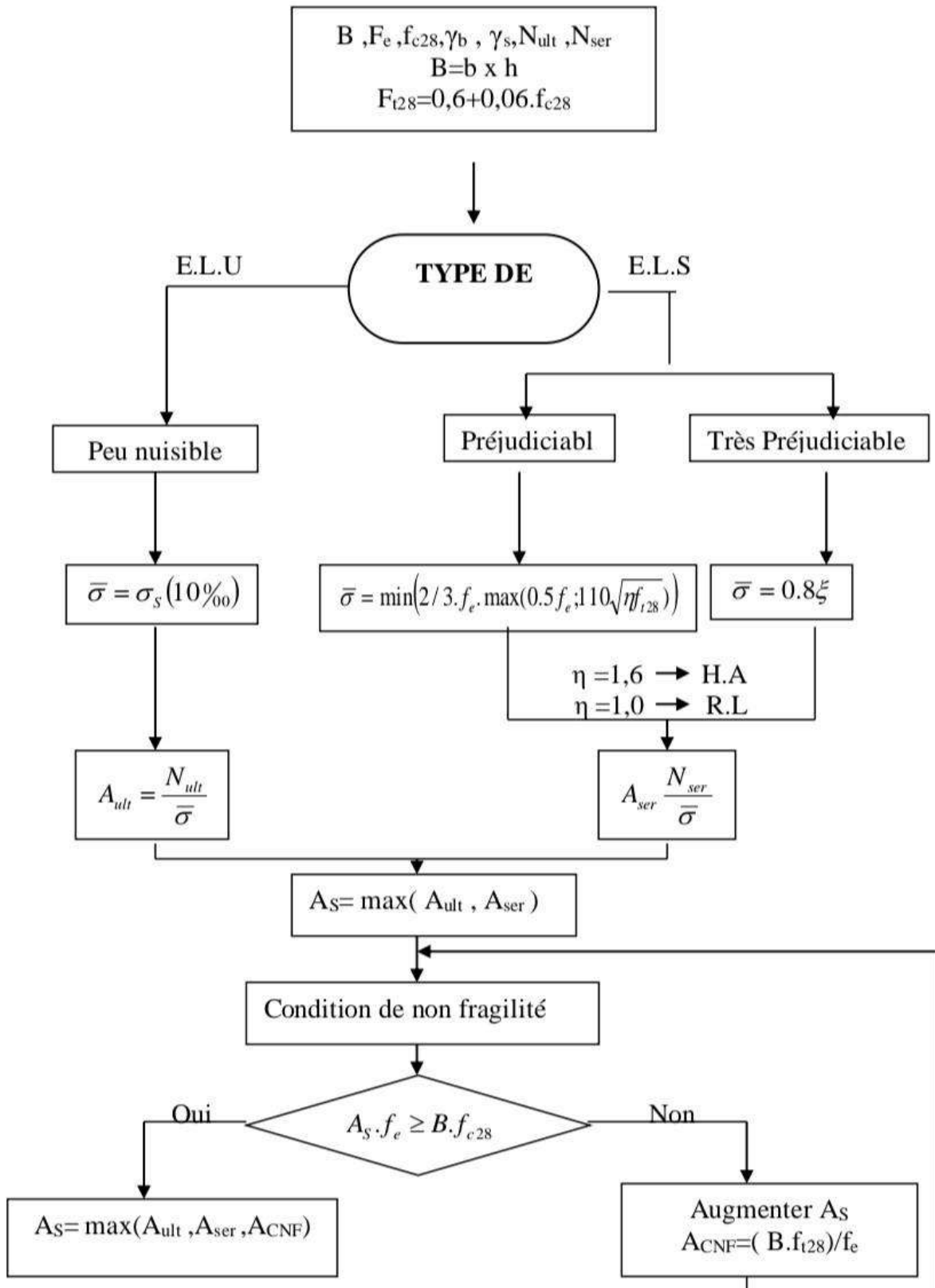
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

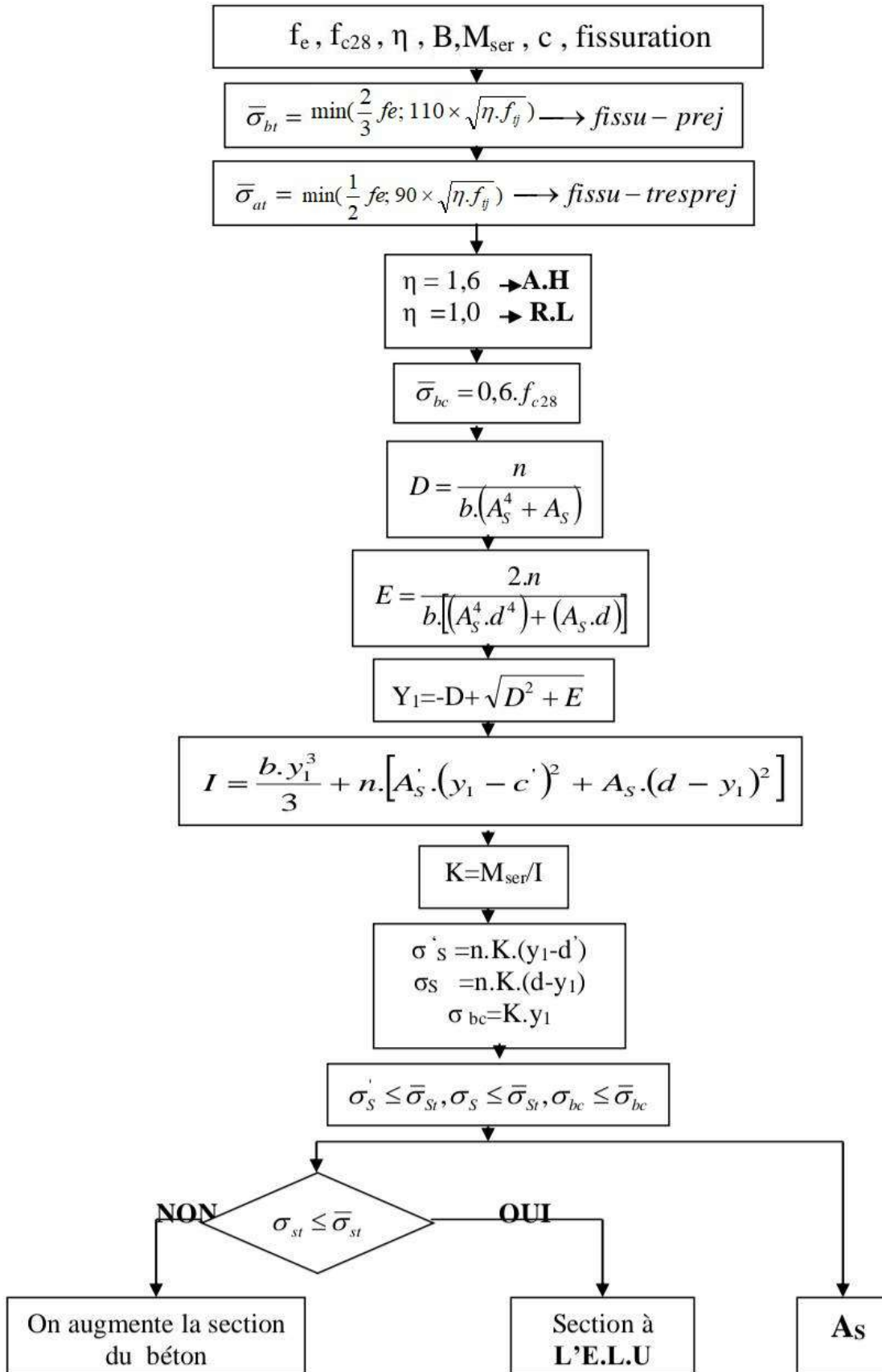
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



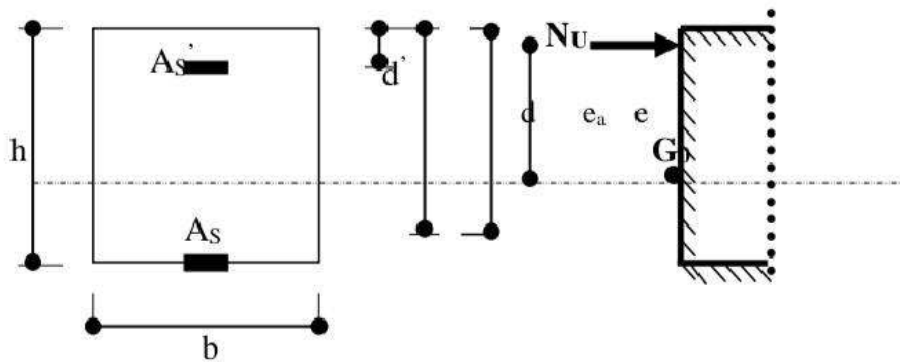
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



LES DONNEES

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

$\psi_1 \leq 0,81$

OUI

NON

Calcule

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

OUI

NON

NON

OUI

$e \leq e_{NC}$

$\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée E.L.U
Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée E.L.U
Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée PIVOT C

Oui

Non

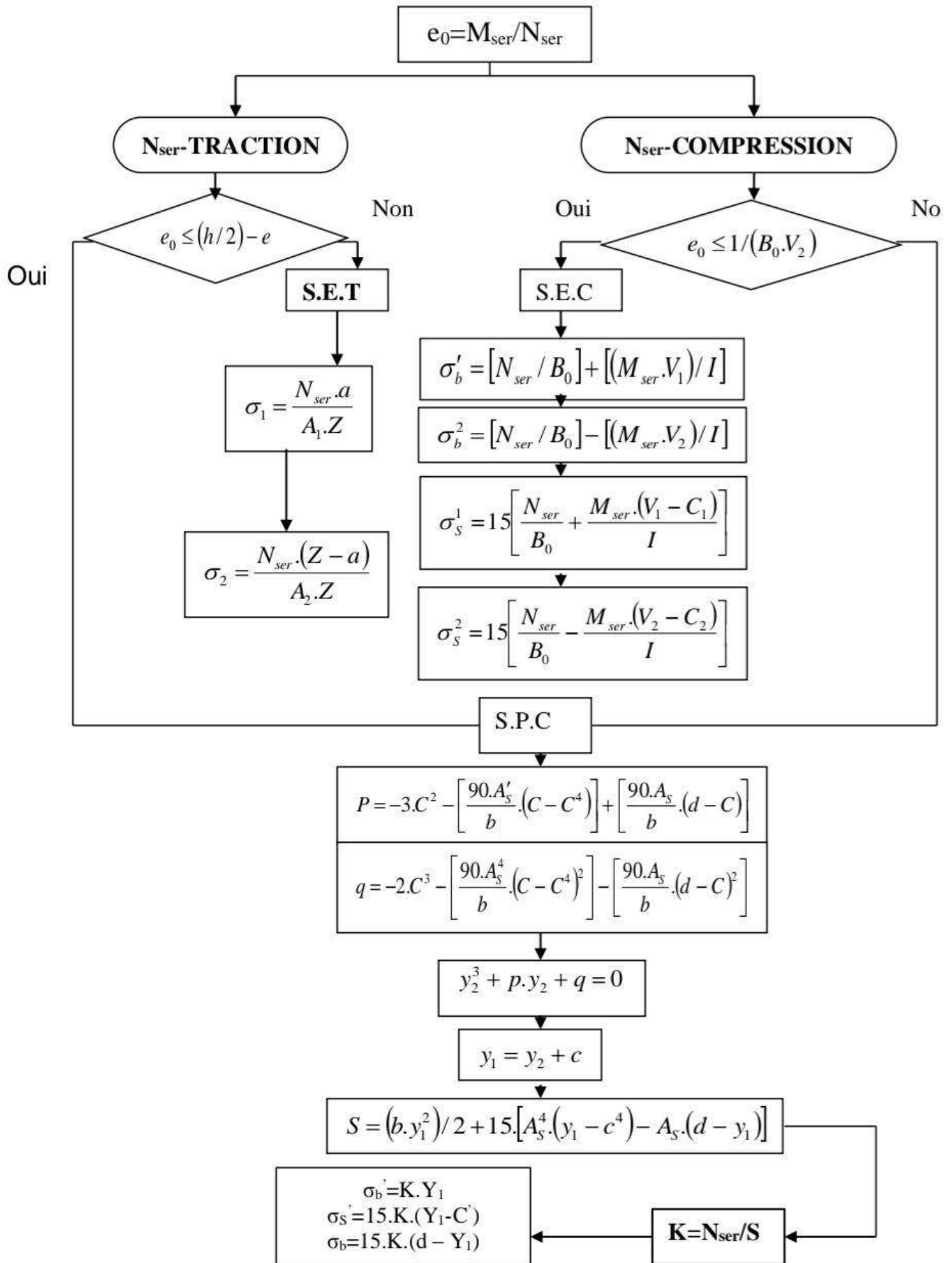
$X > 0$

$A_S = 0$
 $A_{S'} = 0$

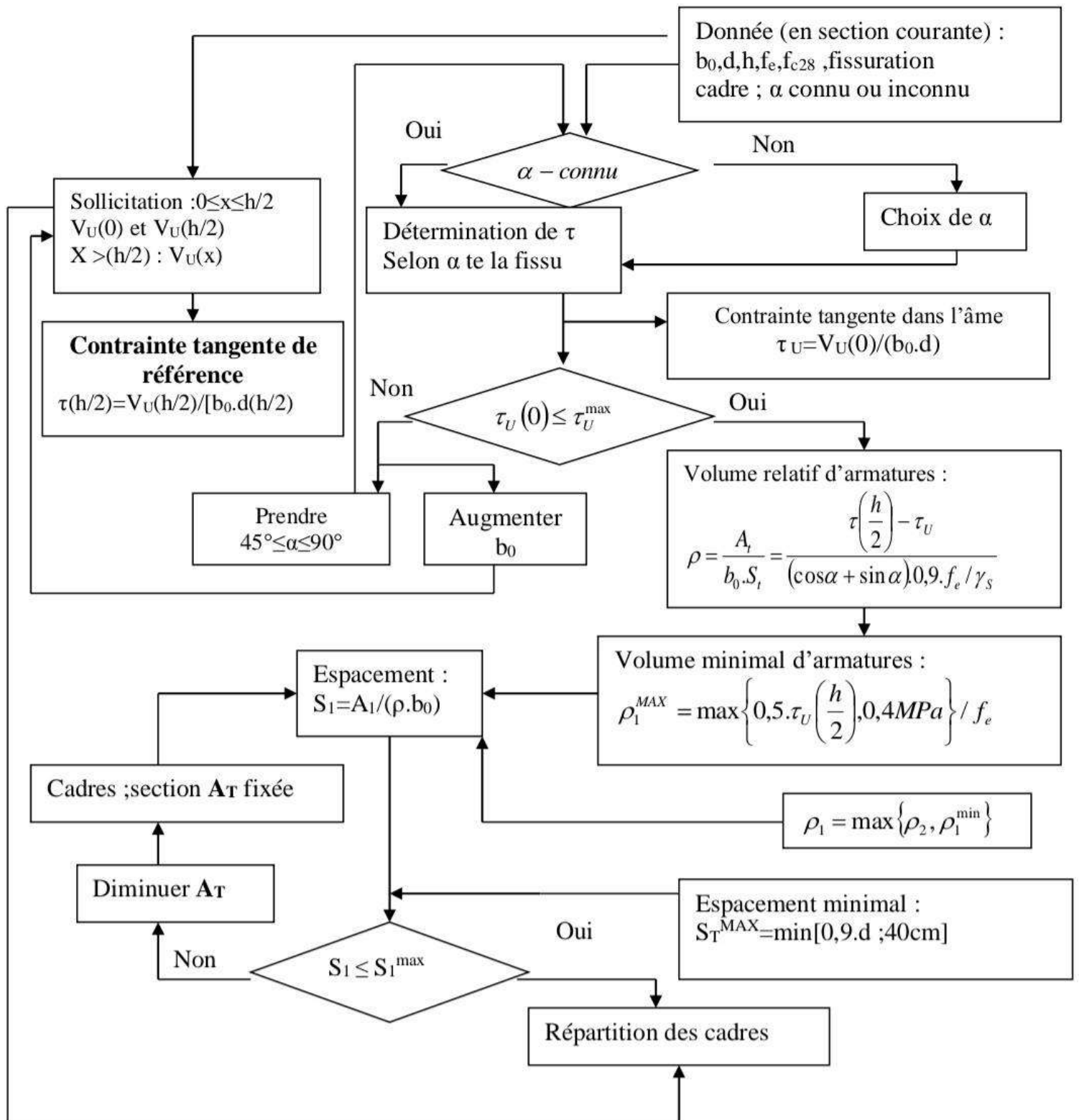
$A_S \neq 0$
 $A_{S'} \neq 0$

OUI

ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



**ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**



Référence

- [1] DTU règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. Février 2000. P. Acker,L. Bertrand, A. Boileau, C. Bois, J.-C. Bony, C. Bousquet,J.-P. Boutin, G. Chardin,R. Chaussin, A. Coin, J.-L. Costaz, G. Darpas, J. de Saqui B. Foure, A. Fuentes R. Harouimi, W. Jalil, J. Mathez, H. Mathieu, J. Mathivat, J.-P. Merot, J. Perchat, L. Pliskin, D. Poineau, M. Regnier, J. Schmol, H. Thonier, P. Xercavins, B. Mahut, 150, 2007
- [2] "Règles parasismiques algériennes 99 version 2003". Belazougui.M, Afra.H, Ameer.B, Bouchafa.O, Farsi.M, Ouakli.A, Remas.A, 2004
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé. CBA93, ministère de l'habitat. Belazougui.M, Bouchafa.O., Amour.A, Belhamel.F, Benmansour.H, Berrouli.A, Bouken.D, Boukhenfouf.K, Chatouri.S, Hacem.M, Kirati.S, Medjahed.L, Naili.M, Richa.M, Yazli.L. 1994
- [4] Charges permanentes et charges d'exploitation, DTR B C 2 2. Tebbal.F, Rebzani.B, Belazougui.M, Belarbi, Azzi.M, Bentama.A, Boudali.R, Chenaf.M, Daoudi.M, Kadi.M, Kerati.S, Messoud.S, Ouakli.A, Terchi.B. 1988
- [5] Dr.RAFIK TALEB, règle parasismique algérien RPA 99-version 2003 pour les structure de bâtiment en béton armé : interprétation et proposition, journal of materials and engineering structures,4, 2017, 139-154.

Principales notations utilisées

- A** : section d'armature longitudinale
- A_{min}** : section d'armature minimale déterminée par les règlements
- Ar** : section d'armature de répartition
- A_{ser}** : section d'armature d'état limite de service
- At** : section d'armature transversale
- A_u** : section d'armature d'état limite ultime de résistance
- A'** : section d'armature comprimée
- Br** : section réduite du béton
- Cp** : facteur de force horizontale
- E** : module de déformation longitudinale
- G** : action permanente
- H** : hauteur
- HA** : armature à haute adhérence
- I** : moment d'inertie
- L** : longueur
- M** : moment fléchissant
- M_{ser}** : moment fléchissant d'état limite de service
- M_u** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
- N** : effort normal
- N_{pp}** : effort normal dû au poids des poutres principales
- N_{ps}** : effort normal dû au poids des poutres secondaires
- N_{ser}** : effort normal d'état limite de service
- N_u** : effort normal d'état limite ultime de résistance
- P** : poids propre ; périmètre
- Q** : action variable quelconque ; facteur de qualité
- S** : surface
- T** : effort tranchant
- U** : périmètre du contour

a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
e : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

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

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

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

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

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

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés