République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+5étages+Sous-sol)

Présenté par :

- CHERGUI Mohamed Abdelfetah
- ABDALLAH EL HADJ Fayçal

Encadré par :

- Mr. YOUSFI Mahfoud

Promotion : Juin 2015

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères Youcef, Amine et Imed

A mes sœurs Leila, Amina, Soumeya et toute la famille.

A mes chers amis Abdelhak, Issam et Bilel et à tous mes amis

A mes très chers collègues et toute la promotion 2015.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon binôme ABDALLAH EL HADJ Fayçal.

Abdelfetah

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, ma vie " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères Riadh et Adel

A ma sœur Souhila et à ma chère tente Malika et ses filles

A toute la famille ABDALLAH EL HADJ et OUZERI sans exception

A tous mes amis

A mes très chers collègues et toute la promotion 2015.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon binôme CHERGUI Abdelfetah.

Fayçal

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Mr. YOUSFI Mahfoud pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Et un grand merci pour l'ingénieur qui nous a donnée beaucoup de l'aide pour faire ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق سفلي + طابق أرضي + 5 طوابق). ليتم إنجازها في ولاية الجزائر، التي تعد منطقة زلزالية (منطقة III). مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة. قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر قانون الخرسانة المسلحة 93 و القواعد الجزائرية المضادة للزلزال 99 نسخة 2003. تمت الدراسة الزلزالية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 V 17.1).

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (Sous-sol + RDC + 5 étages), destiné à réalisé dans la wilaya d'Alger, classée dans la zone de forte sismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au documents techniques règlementaires CBA93 et RPA99 version 2003. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse (SAP2000 V 17.1).

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (underground + ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software

SOMMAIRE

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....2

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE.....2

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment.....2

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....2

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES.....2

I.3.1. Système de contreventement.....2

I.3.2. Planchers.....2

I.3.3. Maçonnerie.....4

I.3.4. Revêtements.....4

I.3.5. L'acrotère.....4

I.3.6. Les escaliers.....4

I.3.7. Infrastructure.....4

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....5

I.4.1. Le béton.....5

I.4.1.1. Résistance du béton.....5

a) Résistance caractéristique à la compression.....5

b) Résistance caractéristique à la traction.....5

I.4.1.2. Module d'élasticité.....6

a) Module d'élasticité longitudinale.....6

b) Module d'élasticité transversale.....6

I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ).....6

I.4.1.4. Contraintes limites.....6

a) Contrainte de cisaillement.....6
b) Contrainte-déformation.....7
I.4.2. Les aciers.....7
I.4.2.1. Types d'acier.....7
I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier.....8
I.4.2.3. Contraintes limites.....8
a) Etat limite ultime (ELU).....8
b) Etat limite de service (ELS).....9

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION.....16
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....16
II.2.1. Planchers à corps creux.....16
II.2.2. Planchers dalles pleines.....17
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....17
II.4. EVALUATION DES CHARGES.....19
II.4.1. Charges permanentes.....19
II.4.1.1. Maçonnerie.....19
a) Murs intérieurs (simple cloison).....19
b) Murs extérieurs (double cloison).....19
II.4.1.2. Plancher terrasse.....20
II.4.1.3. Plancher courant.....21
II.4.2. Charges d'exploitation.....21
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....22
II.5.1. Etapes de pre dimensionnement.....22
II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\overline{N}$.....24

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité.....24
II.5.1.3. Charges permanentes.....25
II.5.1.4. Charges d'exploitation.....26
II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u.....27
II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003.....28
a) Vérification des sections.....28
b) Vérification aux zones nodales.....29
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....30

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE.....31
III.1.1. Principe de calcul.....31
III.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....32
III.1.3. Détermination des efforts.....32
III.1.4. Calcul de ferraillage.....32
III.1.4.1. L'état limite ultime (ELU).....33
a) Calcul de l'excentricité.....33
b) Calcul du moment de flexion.....33
c) Calcul des armatures verticales.....34
d) Calcul des armatures de répartition.....35
III.1.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS).....35
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant.....38
III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton.....38
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX.....39
III.2.1. La dalle de compression.....39
III.2.2. Les poutrelles.....41

III.2.2.1. Avant coulage.....41
Vérification de la flèche.....41
Calcul des étaiements.....42
III.2.2.2. Après coulage.....46
Conditions d'application de la méthode forfaitaire.....47
Vérification des conditions.....47
Evaluation des charges et surcharges.....49
a) Type 1 (poutrelle à deux travées).....49
b) Type 2 (poutrelle à trois travées).....51
Calcul de ferriallge.....53
a) Armatures longitudinales.....53
Vérification à l'E.L.S.....54
b) Armatures transversales.....54
Vérification au cisaillement.....55
Vérification de la compression dans la bielle de béton.....55
Vérification préliminaire de la flèche.....56
III.3. LES ESCALIERS.....58
III.3.1. Terminologie.....58
III.3.2. Dimensionnement.....59
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges.....61
III.3.3.1. Charges permanentes.....61
III.3.3.2. Charges d'exploitation.....62
III.3.4. Détermination des sollicitations.....62
III.3.5. Détermination des efforts.....63
III.3.6. Ferraillage.....65
III.3.6.1. Armatures longitudinales.....65

III.3.6.2. Armatures de répartition.....66
III.3.6.3. Vérification de l'espacement.....66
a) Armatures longitudinales.....66
b) Armatures de répartition.....66
III.3.7. Vérification à l'ELS.....66
III.3.8. Vérification de l'effort tranchant.....67
III.3.9. Vérification de la flèche.....67
III.4. LA POUTRE PALIERE.....69
III.4.1. Pré dimensionnement.....69
III.4.2. Charges revenant à la poutre.....69
III.4.3. Calcul des efforts.....70
III.4.4. Ferraillage de la poutre palière.....72
III.4.4.1. Armatures longitudinales.....72
a) Vérification à l'E.L.S.....72
b) Vérification selon RPA99 version2003.....73
c) Vérification de l'effort tranchant.....73
1- Vérification des armatures longitudinales.....73
2- Vérification de compression dans la bielle de béton.....73
III.4.4.2. Armatures transversales.....74
1- Section minimale d'armatures transversales.....74
2- Vérification selon le RPA99 v2003.....74
III.4.5. Vérification de la flèche.....75
III.5. LA POUTRE DE CHAINAGE.....76
III.5.1. Pré dimensionnement.....76
III.5.2. Charges revenant à la poutre.....76
III.5.3. Calcul des efforts.....77

III.5.4. Ferraillage de la poutre de chainage.....78
III.5.4.1. Armatures longitudinales.....78
a) Vérification à l'E.L.S.....79
b) Vérification selon RPA99 version2003.....79
c) Vérification de l'effort tranchant.....80
1- Vérification des armatures longitudinales.....80
2- Vérification de compression dans la bielle de béton.....80
III.5.4.2. Armatures transversales.....80
1- Section minimale d'armatures transversales.....81
2- Vérification selon le RPA99 v2003.....81
III.5.5. Vérification de la flèche.....81

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....83
IV.2. CARACTERISTIQUS DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE.....84
IV.2.1. Centre de masse.....84
IV.2.2. Centre de torsion.....85
IV.2.3. Excentricité.....88
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique).....88
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle.....88
IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle.....89
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....90
IV.3.1. Introduction.....90
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale.....91
IV.3.2.1. Principe de la méthode.....91
IV.3.2.2. Modélisation.....91

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul.....91
IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique.....94
1- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.....94
2- Vérification de la participation massique.....96
3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....97
4- Vérification de la stabilité au renversement.....99
5- Vérification des déplacements.....104
a) Déplacement inter-étage.....104
b) Déplacement en tête.....106
6- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....107
7- Vérification de l'effort normal réduit de compression.....108
8- Vérification de cisaillement des éléments.....109
IV.4. CONCLUSION.....112

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION.....113
V.1.1. Combinaisons données par le CBA93.....113
V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003.....113
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES.....114
Recommandations du RPA99 version 2003.....114
a) Armatures longitudinales.....114
b) Armatures transversales.....114
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres.....114
V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....116
V.2.1.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA.....117
V.2.1.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants.....119

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres.....120
V.2.3. Vérification de la flèche.....121
Conclusion.....122
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....125
V.3.1. Armatures longitudinales.....125
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements.....125
a) Selon le CBA93.....125
b) Selon le RPA99 version2003.....125
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage.....126
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme.....126
Vérification des contraintes à l'E.L.S.....129
V.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant des poteaux.....131
Contrainte de cisaillement.....131
a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93.....131
b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003.....131
V.3.2. Armatures transversales.....132
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....136
V.4.1. Recommandations selon les règlements.....137
V.4.1.1. Armatures verticales.....137
a) Selon le CBA93.....137
b) Selon le RPA99 version2003.....137
V.4.1.2. Armatures horizontales.....138
a) Selon le CBA93.....138
b) Selon le RPA99 version2003.....138
V.4.1.3. Armatures transversales.....138
Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003).....138

V.4.2. Calcul de ferraillage.....139
V.4.2.1. Armatures verticales.....139
V.4.2.2. Armatures horizontales.....142
V.4.2.3. Armatures transversales.....144

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION.....147
VI.2. TYPES DE FONDATIONS.....147
VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL.....147
VI.3.1. Capacité portante du sol.....148
VI.3.2. Ancrage des fondations.....148
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....149
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau.....149
Vérification du chevauchement des semelles.....150
VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux.....151
VI.4.2.1. Dimensionnement.....151
Vérification des contraintes.....154
VI.4.2.2. Ferraillage.....155
a) Armatures principales " A ".....156
b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ ".....156
c) Longueur de scellement " l_s ".....157
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement.....158
VI.4.3. Poutre de libage.....159
VI.4.3.1. Dimensionnement.....159
VI.4.3.2. Ferraillage.....161
a) Armatures longitudinales.....162

Vérification des contraintes à l'E.L.S.....162
b) Armatures transversales.....163
c) Armatures de peau.....164
VI.5. LES LONGRINES.....164
VI.5.1. Dimensionnement.....165
VI.5.2. Ferraillage.....165
VI.5.2.1. Armatures longitudinales.....165
Vérification des contraintes à l'E.L.S.....165
VI.5.2.2. Armatures transversales.....166

Conclusion générale.....167

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....8

CHAPITRE II

Tableau II.1. Pré dimensionnement des poutres.....18

Tableau II.2. Charge permanente du mur intérieur.....19

Tableau II.3. Charge permanente du mur extérieur.....19

Tableau II.4. Charge permanente du plancher terrasse.....20

Tableau II.5. Charge permanente du plancher courant.....21

Tableau II.6. Effort normal $\overline{N}$ pour chaque section de poteau.....24

Tableau II.7. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.....25

Tableau II.8. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.....26

Tableau II.9. Vérification de l'effort normal des poteaux.....27

Tableau II.10. Vérification des sections selon le RPA99 version2003.....28

Tableau II.11. Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003.....29

CHAPITRE III

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....32

Tableau III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère.....32

Tableau III.3. Les données sur l'acrotère.....32

Tableau III.4. Les charges de la poutrelle avant coulage.....42

Tableau III.5. Les charges de la poutrelle avec un seul étai avant coulage.....43

Tableau III.6. Les charges de la poutrelle avec deux étais avant coulage.....44

Tableau III.7. Les charges de la poutrelle avec trois étais avant coulage.....45

Tableau III.8. Méthode de QUACOT.....48
Tableau III.9. Combinaison des charges des poutrelles.....49
Tableau III.10. Moments et efforts tranchants de poutrelle (type 1) à l'E.L.U.....49
Tableau III.11. Moments de poutrelle (types 1) à l'E.L.S.....50
Tableau III.12. Moments et efforts tranchants de poutrelle (type 2) à l'E.L.U.....51
Tableau III.13. Moments de poutrelle (type 2) à l'E.L.S.....52
Tableau III.14. Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis.....52
Tableau III.15. Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U.....53
Tableau III.16. Vérification des poutrelles à l'E.L.S.....54
Tableau III.17. Armatures longitudinales des poutrelles.....54
Tableau III.18. Armatures transversales des poutrelles.....55
Tableau III.19. Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles.....56
Tableau III.20. Vérification de la flèche des poutrelles.....56
Tableau III.21. Charge permanente de la paillasse.....61
Tableau III.22. Charge permanente du palier de repos.....62
Tableau III.23. Combinaisons des charges dans l'escalier.....62
Tableau III.24. Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis.....64
Tableau III.25. Caractéristiques de l'escalier et de matériau.....65
Tableau III.26. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.....65
Tableau III.27. Vérification de la section d'armatures.....65
Tableau III.28. Section d'armatures de répartition dans l'escalier.....66
Tableau III.29. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.....67
Tableau III.30. Vérification de la flèche de l'escalier.....68
Tableau III.31. Pré dimensionnement de la poutre palière.....69
Tableau III.32. Sollicitations de la poutre palière.....71
Tableau III.33. Ferraillage de la poutre palière.....72

Tableau III.34. Vérification de la poutre palière à l'E.L.S.....72
Tableau III.35. Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003.....73
Tableau III.36. Pré dimensionnement de la poutre de chainage.....76
Tableau III.37. Sollicitations de la poutre de chainage.....78
Tableau III.38. Ferraillage de la poutre de chainage.....79
Tableau III.39. Vérification de la poutre de chainage à l'E.L.S.....79
Tableau III.40. Vérification de la poutre de chainage selon le RPA99 v2003.....79

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Centre de masse.....85
Tableau IV.2. Centre de torsion.....87
Tableau IV.3. Excentricité théorique.....88
Tableau IV.4. Excentricité accidentelle.....89
Tableau IV.5. Excentricité totale.....90
Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant X.....92
Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y.....93
Tableau IV.8. Facteur de qualité Q.....94
Tableau IV.9. Comportement des trois premiers modes.....96
Tableau IV.10. Vérification de la participation massique.....96
Tableau IV.11. La force sismique par la méthode statique équivalente.....98
Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....98
Tableau IV.13. Distribution de la force sismique suivant X.....101
Tableau IV.14. Distribution de la force sismique suivant Y.....102
Tableau IV.15 Moment de renversement suivant les deux directions X et Y.....103
Tableau IV.16. Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y.....103
Tableau IV.17. Vérification de la stabilité au renversement.....104

Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....105
Tableau IV.19. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....106
Tableau IV.20. Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions.....106
Tableau IV.21. Vérification de l'effet P-Δ suivant X.....107
Tableau IV.22. Vérification de l'effet P-Δ suivant Y.....108
Tableau IV.23. Vérification de l'effort normal réduit.....108
Tableau IV.24. Vérification de cisaillement des poutres.....109
Tableau IV.25. Vérification de cisaillement des poteaux.....110
Tableau IV.26. Vérification de l'effort tranchant dans les voiles.....111
Tableau IV.27. Dimensions finales des poutres.....112
Tableau IV.28. Dimensions finales des poteaux.....112

CHAPITRE V

Tableau V.1. Les données de calcul.....113
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40).....115
Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35).....115
Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales.....116
Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires.....117
Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA.....118
Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA.....118
Tableau V.8. Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$.....119
Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....120
Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....120
Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leurs espacements.....121
Tableau V.12. Vérification préliminaire de la flèche des poutres.....121
Tableau V.13. Vérification de la flèche des poutres principales.....122

Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres secondaires.....122

Tableau V.15. Ferraillage des poteaux.....128

Tableau V.16. Vérification des poteaux à l'E.L.S.....130

Tableau V.17. Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements.....131

Tableau V.18. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....132

Tableau V.19. Ferraillage transversal des poteaux.....133

Tableau V.20. Les données de calcul.....139

Tableau V.21. Calcul des armatures verticales des voiles.....140

Tableau V.22. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....141

Tableau V.23. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003.....142

Tableau V.24. Calcul des armatures horizontales des voiles.....144

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées.....150

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux.....153

Tableau VI.3. Vérification des contraintes des semelles filantes.....155

Tableau VI.4. Armatures principales des semelles filantes.....156

Tableau VI.5. Armatures de répartition des semelles filantes.....157

Tableau VI.6. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.....158

Tableau VI.7. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes.....159

Tableau VI.8. Dimensionnement de la poutre de libage.....160

Tableau VI.9. Chargement de la poutre de libage.....161

Tableau VI.10. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.....162

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....163

Tableau VI.12. Armatures transversales de la poutre de libage.....163

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1. Plancher corps creux.....3

Figure I.2. Plancher dalle pleine.....3

Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....7

Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....8

Figure I.5. Façade principale.....10

Figure I.6. Façade postérieure.....11

Figure I.7. Vue en plan du sous-sol.....12

Figure I.8. Vue en plan du RDC.....13

Figure I.9. Vue en plan des étages.....14

Figure I.10. Coupe A-A.....15

CHAPITRE II

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux.....17

Figure II.2. Dimensions du corps creux.....17

Figure II.3. Composants du plancher terrasse.....20

Figure II.4. Composants du plancher courant.....21

Figure II.5. La section réduite du poteau.....23

Figure II.6. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....25

Figure II.7. Conditions aux zones nodales.....29

Figure II.8. Vue en plan et vue en 3D du voile.....30

CHAPITRE III

Figure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées).....31

Figure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère.....33

Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère.....38

Figure III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression.....40

Figure III.5. Schéma de la poutrelle avant coulage.....41

Figure III.6. Poutrelle avec un seul étai au milieu.....43

Figure III.7. Poutrelle avec deux étais.....44

Figure III.8. Poutrelle avec trois étais.....45

Figure III.9. Choix de disposition des étaiements.....46

Figure III.10. Poutrelle à deux travées.....46

Figure III.11. Poutrelle à trois travées.....46

Figure III.12. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U.....49

Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U.....50

Figure III.14. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.S.....50

Figure III.15. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U.....51

Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U.....51

Figure III.17. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.S.....52

Figure III.18. Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite).....57

Figure III.19. Disposition constructive des armatures des poutrelles.....57

Figure III.20. Une volée d'un escalier.....59

Figure III.21. Schéma statique d'une volée d'escalier.....59

Figure III.22. Chargement dans l'escalier à l'ELU.....63

Figure III.23. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.....63

Figure III.24. Diagramme des efforts tranchants dans l'escalier à l'ELU.....63

Figure III.25. Chargement dans l'escalier à l'ELS.....64

Figure III.26. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.....64
Figure III.27. Schéma statique de la poutre palière.....70
Figure III.28. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U.....70
Figure III.29. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U.....70
Figure III.30. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S.....71
Figure III.31. Ferraillage de la poutre palière.....75
Figure III.32. Schéma statique de la poutre de chainage.....77
Figure III.33. Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.U.....77
Figure III.34. Diagramme des efforts tranchants de la poutre de chainage à l'E.L.U.....77
Figure III.35. Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.S.....78
Figure III.36. Ferraillage de la poutre de chainage.....82

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Vue en 3D de la structure.....83
Figure IV.2. Disposition des voiles.....84
Figure IV.3. inerties des voiles et des poteaux.....86
Figure IV.4. Excentricité théorique.....87
Figure IV.5. Excentricité théorique et accidentelle.....90
Figure IV.6. Comportement du 1er mode.....94
Figure IV.7. Comportement du 2ème mode.....95
Figure IV.8. Comportement du 3ème mode.....95
Figure IV.9. Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.....99
Figure IV.10. Distribution des forces sismiques aux étages.....100
Figure IV.11. Distribution de la force sismique suivant X.....101
Figure IV.12. Distribution de la force sismique suivant Y.....102

CHAPITRE V

Figure V.1. Disposition des armatures longitudinales des poutres.....119

Figure V.2. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse.....123

Figure V.3. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse.....123

Figure V.4. Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant.....123

Figure V.5. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant.....124

Figure V.6. Ferraillages des poutres secondaires.....124

Figure V.7. La zone nodale dans les poteaux.....126

Figure V.8. Ferraillage poteaux 50*50.....134

Figure V.9. Ferraillage poteaux 45*45.....134

Figure V.10. Ferraillage poteaux 40*40.....134

Figure V.11. Ferraillage poteaux 35*35.....134

Figure V.12. Disposition des armatures dans les poteaux.....135

Figure V.13. Désignation des voiles.....136

Figure V.14. Disposition des armatures verticales des voiles.....137

Figure V.15. Disposition des épingles.....145

Figure V.16. La zone de recouvrement des voiles.....145

Figure V.17. Ferraillage du voile périphérique.....145

Figure V.18. Ferraillage du voile V1 et V2.....146

Figure V.19. Ferraillage du voile V2.....146

Figure V.20. Ferraillage du voile V3.....146

Figure V.21. Ferraillage du voile V4.....146

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Semelle isolée sous poteau.....149

Figure VI.2. Les bulles de pression.....150

Figure VI.3. Semelle filante sous poteaux.....152
Figure VI.4. Semelle filante sous voiles.....152
Figure VI.5. Plan de fondation.....154
Figure VI.6. La charge répartie sur la poutre de libage.....161
Figure VI.7. Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures.....162
Figure VI.8. Armatures de peau.....164
Figure VI.9. Ferraillage des longrines.....166

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

A_v : Section d'armatures verticales

A_h : Section d'armatures horizontales

A_t : Section d'armatures transversales

B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

L_t : Longueur de la section tendue

L_c : Longueur de la section courante

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

I : moment d'inertie

M_0 : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

V_u : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

S_t : Espacement d'armatures transversales.

S_v : Espacement d'armatures verticales.

S_h : Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T)

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton

f : Flèche

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

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

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

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

$\sum$: Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h : Poids volumique humide du sol

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{sol} : Contrainte normale du sol

σ_b : Contrainte normale dans le béton

σ_s : Contrainte normale dans l'acier

τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton

λ : Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse de du bloc situé à «Souidania» wilaya d'Alger, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 5 étages et un sous-sol utilisé comme dépôt.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V17.1 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Il s'agit d'un bâtiment (bloc angle) en RDC + 5 étages + sous sol à usage d'habitation qui sera implanté à Souidania-Alger. C'est une zone de sismicité élevée (zone III) selon la classification et conformément au RPA 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1.Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 21.20 m
- largeur totale du bâtiment : 21.00 m

I.2.2.Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du S-Sol : 3.23 m
- Hauteur du RDC : 3.23 m
- Hauteur de l'étage : 3.23 m
- Hauteur totale du bâtiment : 22.61 m + 0.60 m de l'acrotère (compris le sous-sol)

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement mixte portiques-voiles.

I.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces charges aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

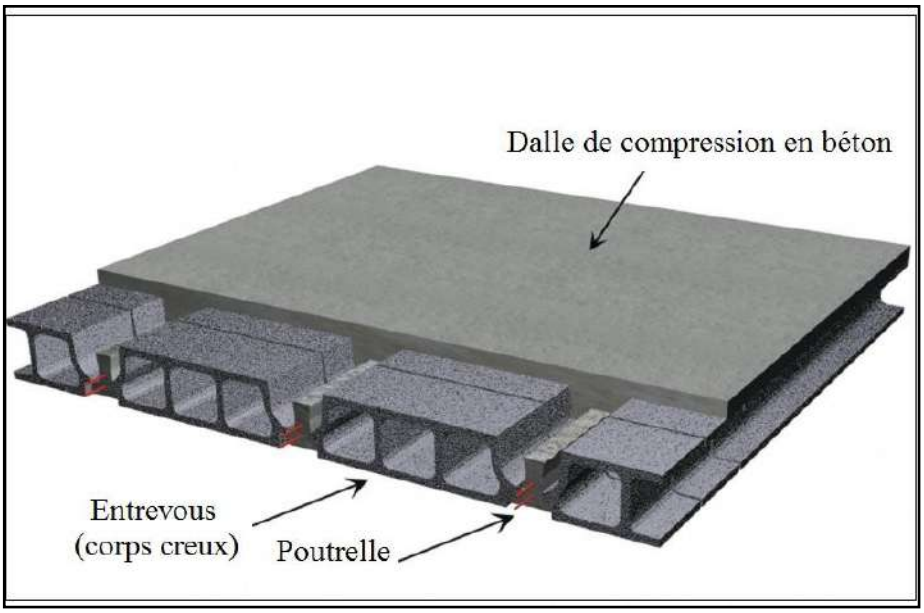


Figure I.1. *Plancher corps creux*

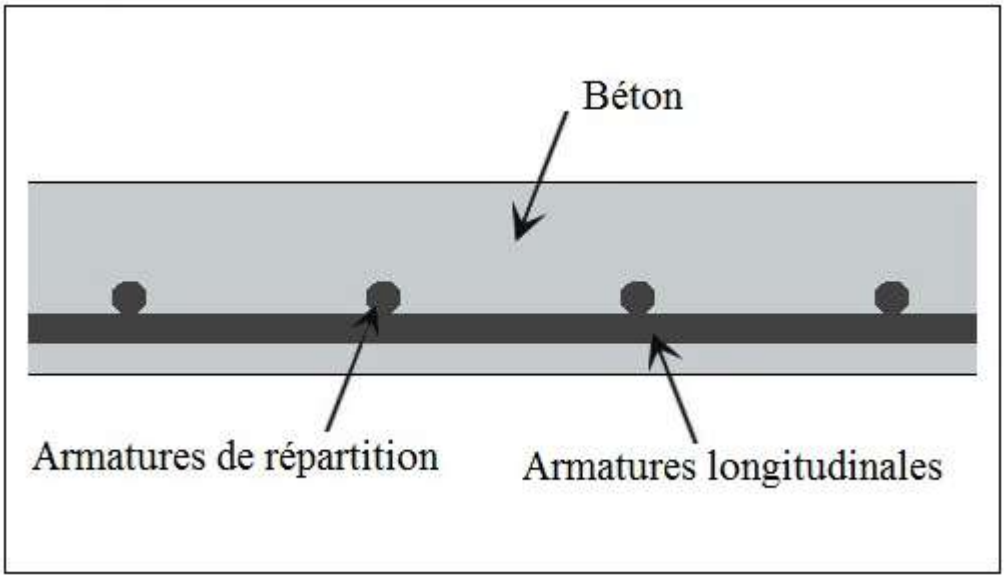


Figure I.2. *Plancher dalle pleine*

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour tout l'étage et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.3.7.Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol donné par le laboratoire.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m^3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction égale à f_{t28}=2.1 MPa.

I.4.1.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}.

a) Résistance caractéristique à la compression: ►►CBA93 Art [A.2.1.1.1.]◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} > 40MPa$$

b) Résistance caractéristique à la traction : ►►CBA93 Art [A.2.1.1.2]◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \qquad (f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.4.1.2. Module d'élasticité :

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{i28} = 32164.195$ MPa. ►►CBA93 Art [A.2.1.2.1]◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{v28} = 10721.40$ MPa. ►►CBA93 Art [A.2.1.2.2]◄◄

b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ) : ►►CBA93 Art [A.2.1.3]◄◄

$$\upsilon = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Racourcissement relatif longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Allongement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\upsilon = 0.2$ pour le calcul des déformations (ELS)

$\upsilon = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU)

I.4.1.4. Contraintes limites :

a) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$\tau_u = \text{Min}[0.1\, f_{c28}\,; 3\text{ MPa}]$ Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 2.50$ MPa

- Fissuration peu nuisible :

$\tau_u = \text{Min}[0.13\, f_{c28}\,; 4\text{ MPa}]$ Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 3.25$ MPa

b) contrainte-déformation: ►►CBA93 Art [A.4.3.4.1]◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

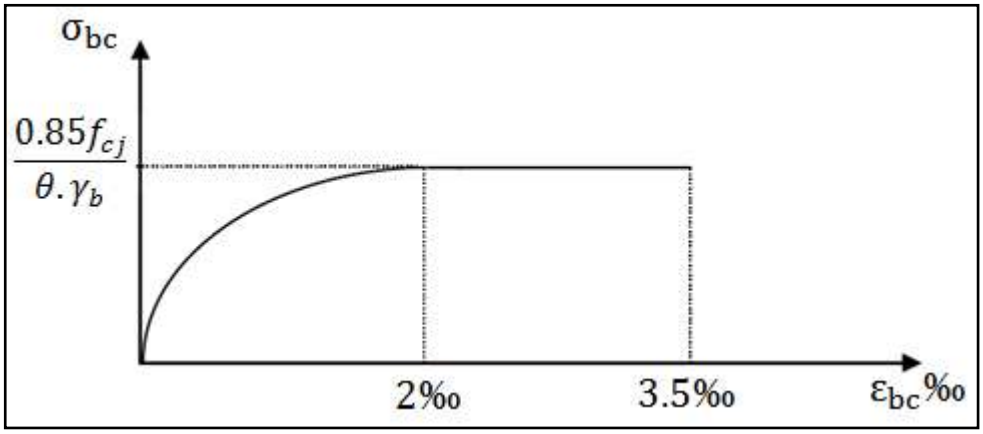


Figure I.3. *Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU*

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta . \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une situation durable ;

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1. *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances*

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	f_e (MPa)
Barre rond lisse	Armatures transversales	Fe E215	Ø6 et Ø8	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	Ø6	520

I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►►CBA93 Art [A.2.2.1]◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [E_s=2.10^5 MPa].

I.4.2.3. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

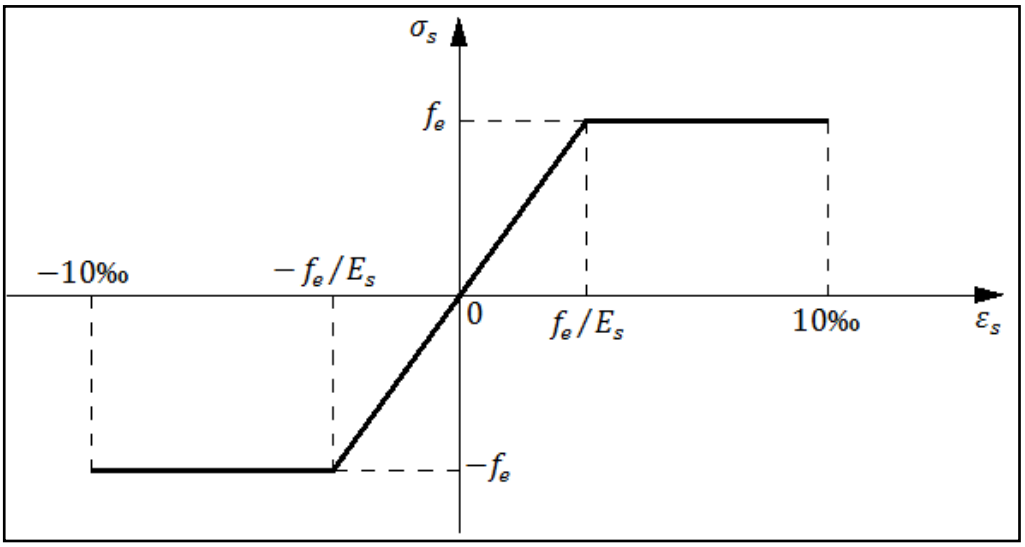


Figure I.4. *Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU*

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

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

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ (situation durable)} \\ \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)} \end{cases}$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[2f_e/3\,;\,110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[f_e/2\,;\,90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ (MPa)

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés} \end{cases}$$

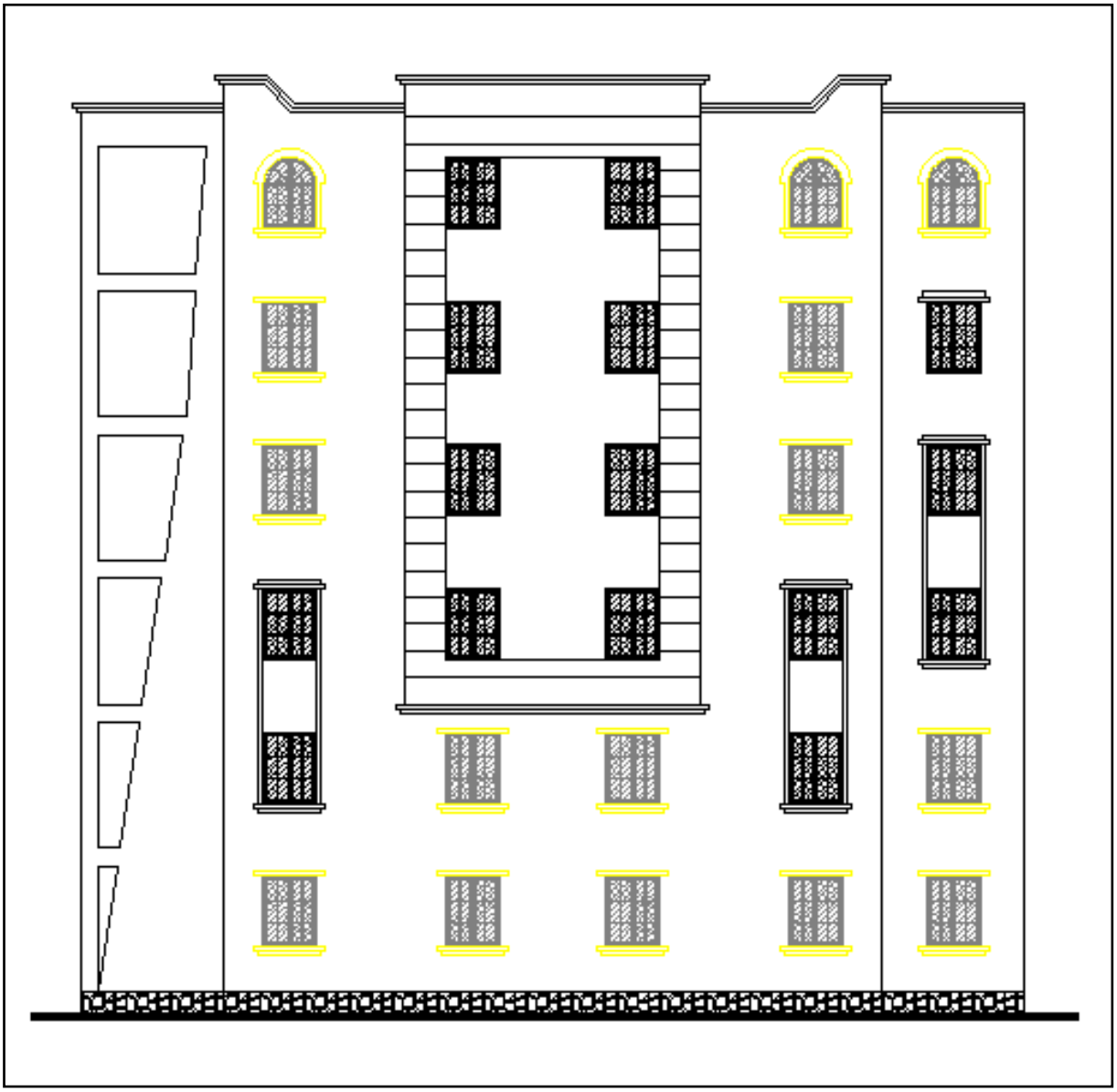


Figure I.5. *Façade principale*



Figure I.6. *Façade postérieure*

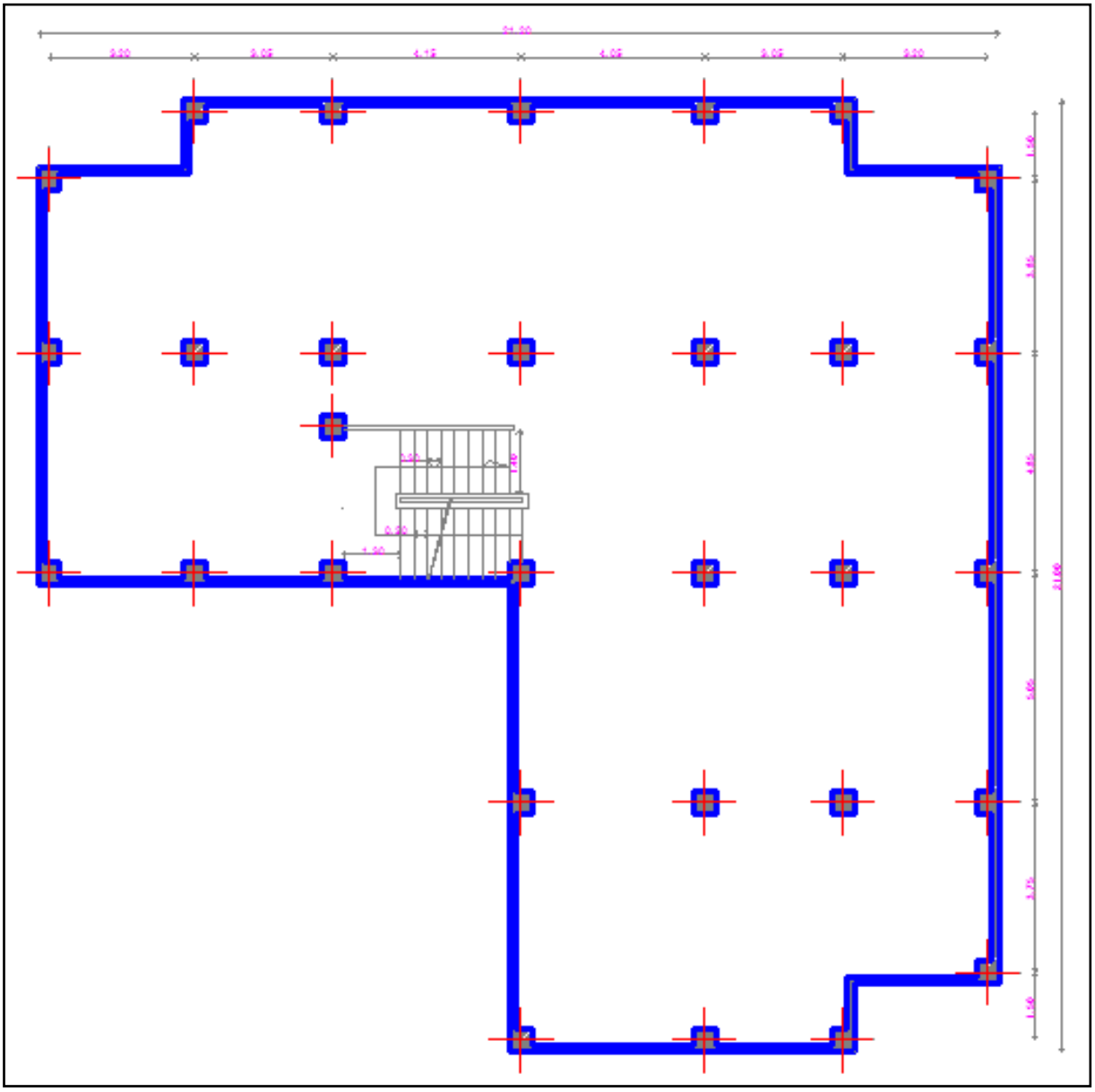


Figure I.7. *Vue en plan du sous-sol*

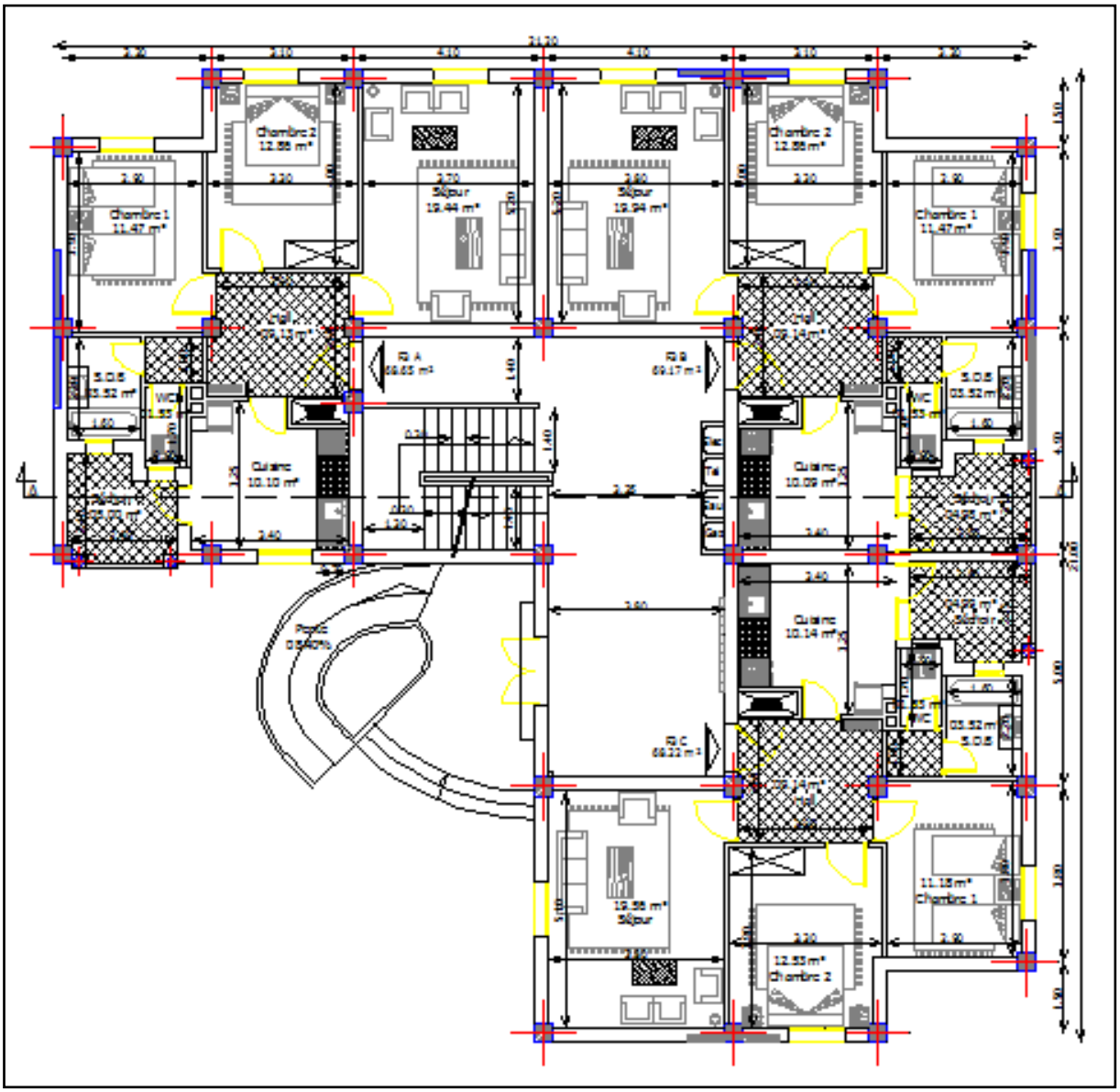


Figure I.8. *Vue en plan du RDC*

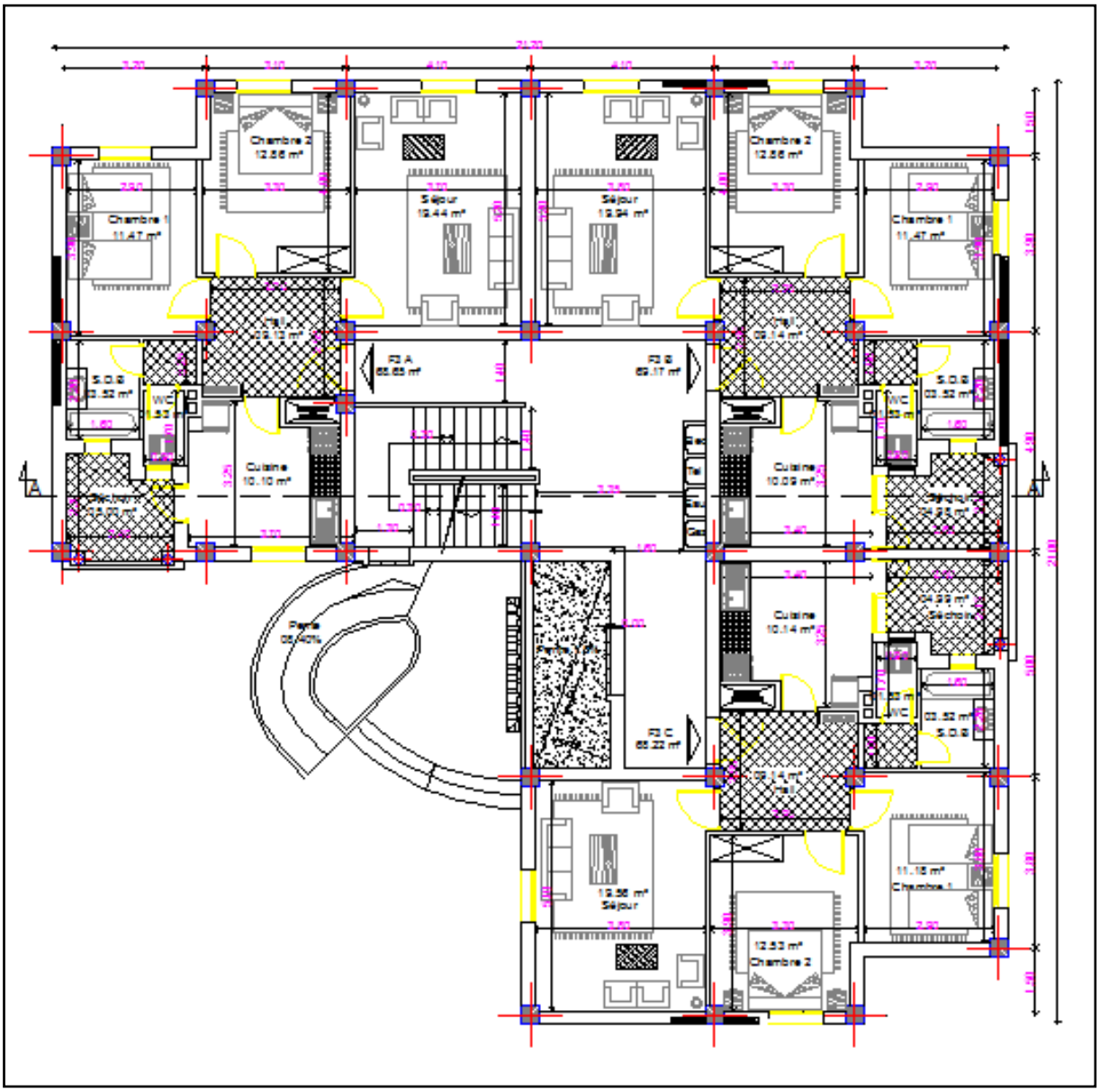


Figure I.9. *Vue en plan des étages*

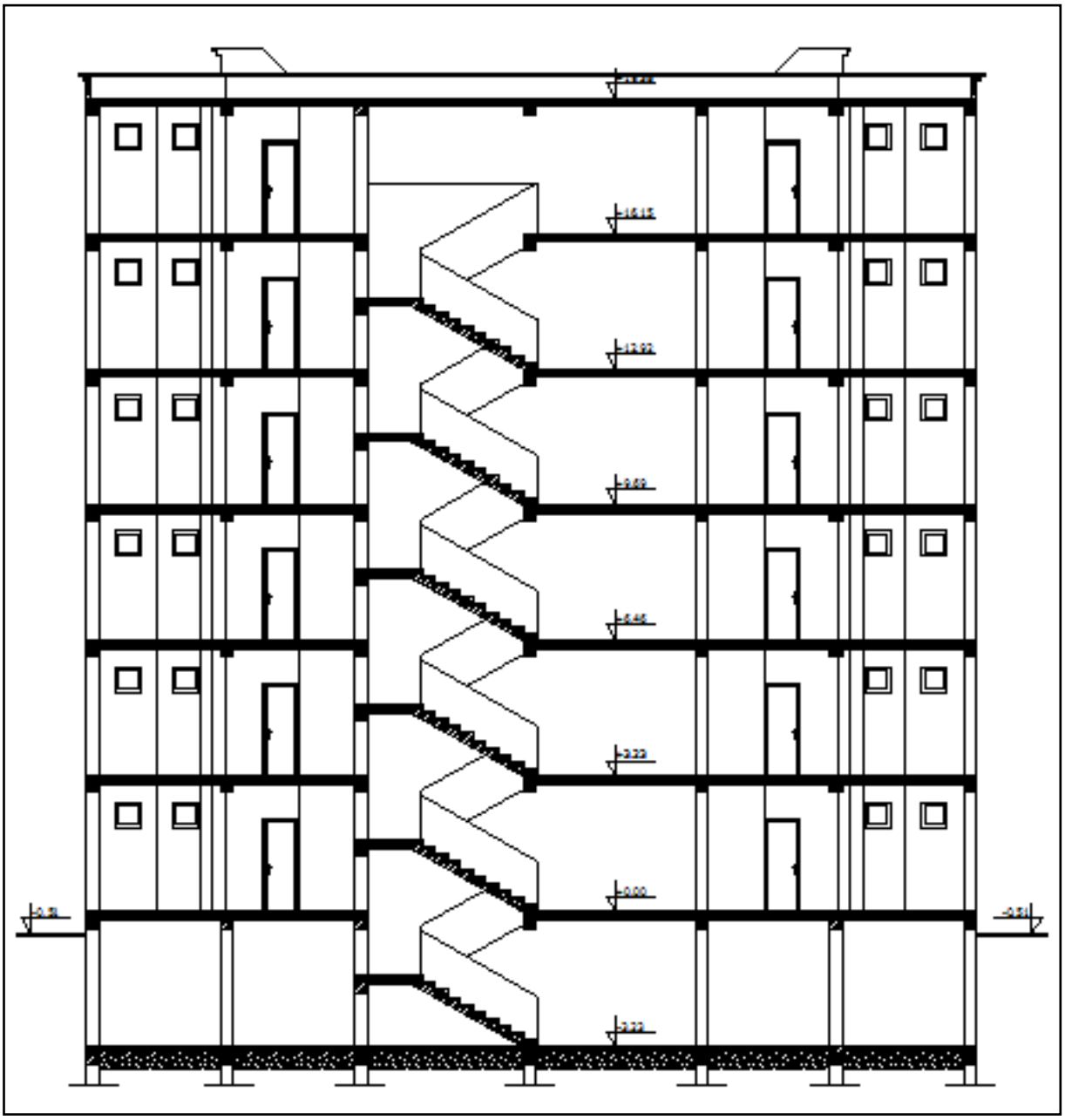


Figure I.10. *Coupe A-A*

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculé à l'aide des deux formules suivantes imposées par les règles CBA93.

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

h_t : l'épaisseur du plancher

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée entraxe).

Pour notre bloc, $L = 410\text{cm}$

$$\frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20} \quad \Rightarrow \quad 16.4\ \text{cm} \leq h_t \leq 20.5\ \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq 18.22\ \text{cm}$$

On adopte : $h_t = 20\ \text{cm}$

$h_t = d + e$ d : l'épaisseur du corps creux

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$$\Rightarrow h_t = (16 + 4)\ \text{cm}$$

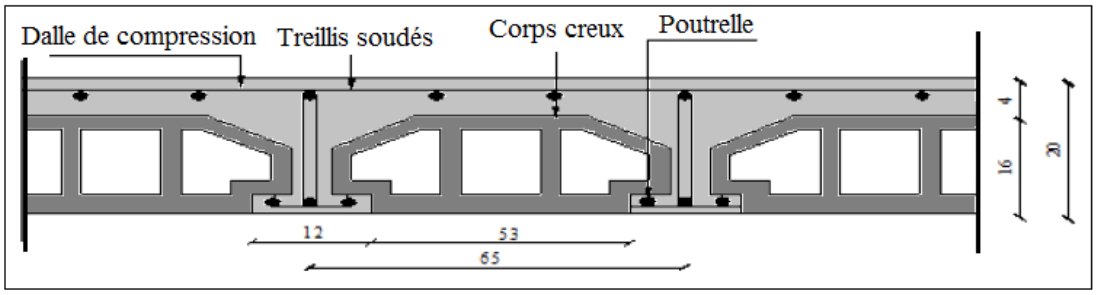


Figure II.1. *Coupe du plancher à corps creux*

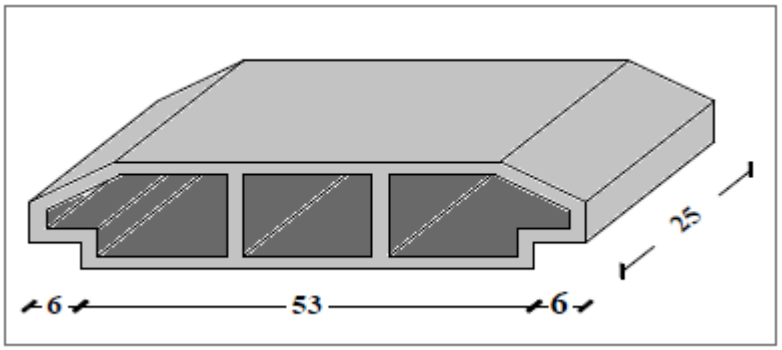


Figure II.2. *Dimensions du corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines :

Pour notre projet, on n'a pas des dalles pleines, sauf dans les escaliers qu'ils sont calculées dans le 3ème chapitre.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles CBA93.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nus d'appui.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1. *Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	$L = 510$ cm $\Rightarrow 34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$ On adopte : $h = 40\text{cm}$ $\Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ On adopte : $b = 30\text{cm}$	$L = 380$ cm $\Rightarrow 25.33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}$ On adopte : $h = 35\text{cm}$ $\Rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$ On adopte : $b = 30\text{cm}$
Vérification selon le RPA	$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $h/b = 1.33 \leq 4.0$ Conditions vérifiées	$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $h/b = 1.17 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$
- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.2. *Charge permanente du mur intérieur*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**1.30**

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.3. *Charge permanente du mur extérieur*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**2.36**

II.4.1.2. Plancher terrasse :

Tableau II.4. *Charge permanente du plancher terrasse*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de polyéthylène	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	-	-	0.06
8	Plancher corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.40**

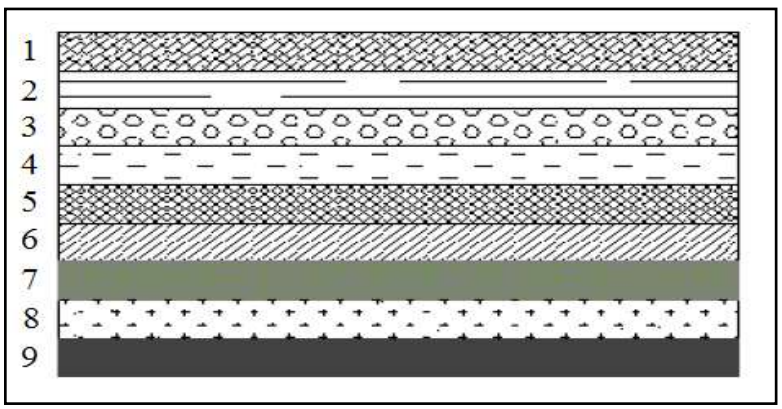


Figure II.3. *Composants du plancher terrasse*

II.4.1.3. Plancher courant :

Tableau II.5. *Charge permanente du plancher courant*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	6	0.12
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux(16+4)	0.20	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	-	1.30
TOTAL				**5.36**

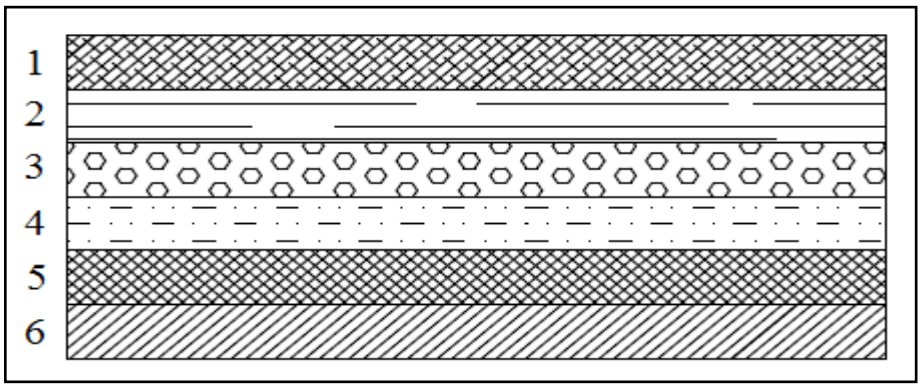


Figure II.4. *Composants du plancher courant*

II.4.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : $Q = 1\ kN/m^2$
- Etage courant : $Q = 1.5\ kN/m^2$
- Dépôts (S-Sol) : $Q = 3.5\ kN/m^2$
- Balcon : $Q = 3.5\ kN/m^2$

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre verticalement les charges aux fondations.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges exploitation à l'état limite ultime $N_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$, et selon le (CBA93 Art B.8.11), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne : $N_u^* = 1.1\,N_u$.

II.5.1.Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de l'effort normal $\overline{N}$ que le poteau peut le supporter ;
- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha\left(\frac{B_r \cdot f_{C28}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right) = \overline{N}$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. $A = B/1000$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0.7\, l_0$$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau;

l_f : longueur de flambement.

Dans notre projet, $l_0 = 3.23\text{m}$ pour tous les étages.

$$i = \sqrt{\frac{I}{b^2}}$$

I : moment d'inertie du poteau;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad \Rightarrow \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$f_{C28} = 25\ \text{MPa}$; $f_e = 400\ \text{MPa}$; Situation durable : $(\gamma_b = 1.5\ ;\ \gamma_s = 1.15)$

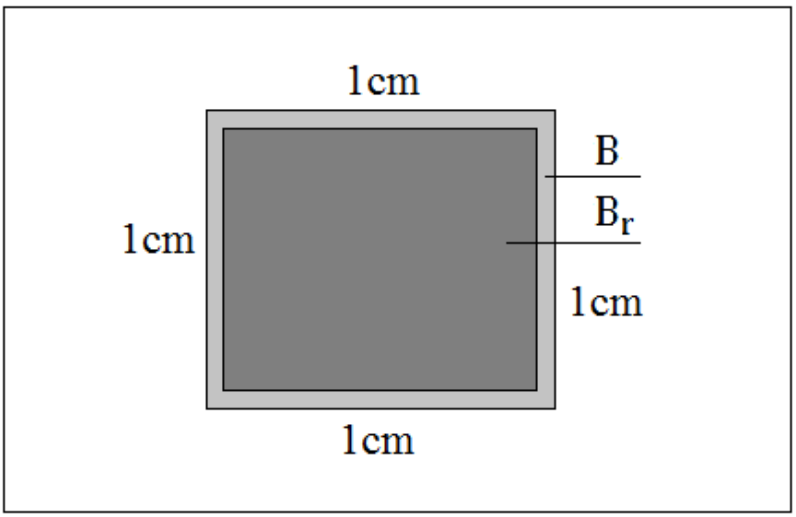


Figure II.5. *La section réduite du poteau*

II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\bar{N}$:

Tableau II.6. *Effort normal $\bar{N}$ pour chaque section de poteau*

Niveau	$B(mm^2)$	$B_r(mm^2)$	l_f (m)	i (m)	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$ (kN)
5ème	350*350	108900	2.26	0.101	22.38	0.786	122.5	1618.07
4ème	350*350	108900	2.26	0.101	22.38	0.786	122.5	1618.07
3ème	400*400	144400	2.26	0.115	19.65	0.800	160	2182.67
2ème	400*400	144400	2.26	0.115	19.65	0.800	160	2182.67
1er	450*450	184900	2.26	0.130	17.38	0.810	202.5	2830.73
RDC	450*450	184900	2.26	0.130	17.38	0.810	202.5	2830.73
S-Sol	500*500	230400	2.26	0.144	15.69	0.817	250	3557.59

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité situé au milieu du bloc, c'est un poteau intermédiaire.

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = 5.15 \times 3.60 \Rightarrow S_{totale} = 18.54\ m^2$

$S_{plancher} = (1.90 + 1.40) \times (2.30 + 2.55) \Rightarrow S_{plancher} = 16.01\ m^2$

S_{totale} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

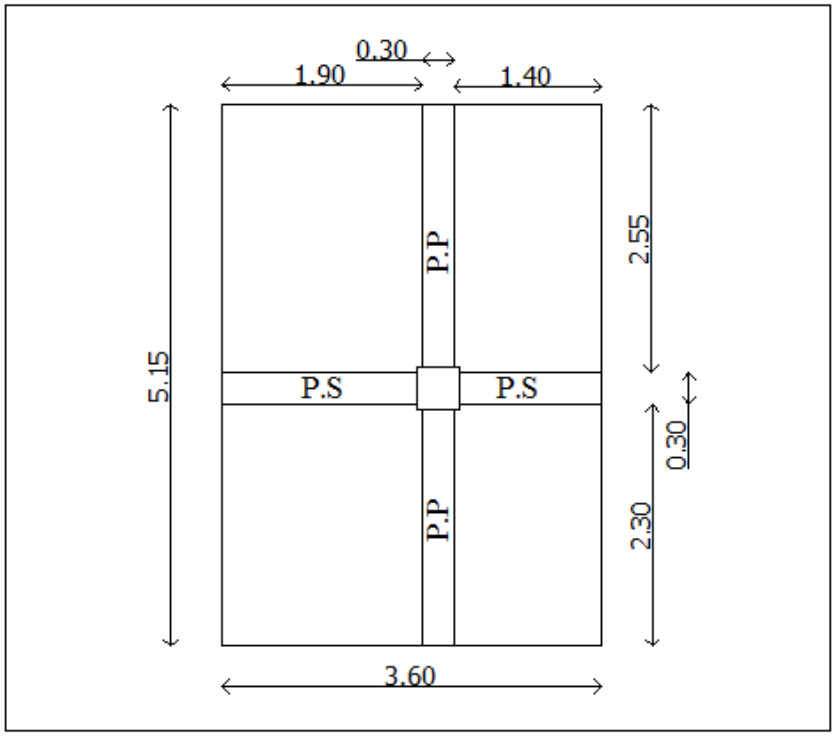


Figure II.6. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité*

II.5.1.3. Charges permanentes :

Tableau II.7. *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

Niveau	$G_{plancher}$(kN)	$G_{P.P}$(kN)	$G_{P.S}$(kN)	G_{poteau}(kN)	G_{niveau}(kN)	$G_{cumulé}$(kN)
5ème	102.46	14.55	8.66	9.89	135.56	135.56
4ème	93.82	14.55	8.66	9.89	126.92	262.48
3ème	93.82	14.55	8.66	12.92	129.95	392.43
2ème	93.82	14.55	8.66	12.92	129.95	522.38
1er	93.82	14.55	8.66	16.35	133.38	655.76
RDC	93.82	14.55	8.66	16.35	133.8	789.14
S-Sol	93.82	14.55	8.66	20.19	137.22	926.36

II.5.1.4. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$)

Pour le 5ème étage : Q_0

Pour le 4ème étage : $Q_0 + Q_1$

Pour le 3ème étage : $Q_0 + 0.95\,(Q_1 + Q_2)$

Pour le 2ème étage : $Q_0 + 0.90\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour le 1er étage : $Q_0 + 0.85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Pour le RDC : $Q_0 + 0.80\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Pour le S-Sol : $Q_0 + 0.75\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$Q_0 = 1\ \text{kN/m}^2$ (terrasse inaccessible)

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1.5\ \text{kN/m}^2$ (étage courant)

$Q_6 = 3.5\ \text{kN/m}^2$ (dépôt)

Tableau II.8. *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Niveau	5ème	4ème	3ème	2ème	1er	RDC	S-Sol
Q (kN)	18.54	46.35	71.38	93.63	113.09	129.78	171.50

II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1.35\,G + 1.5\,Q \quad , \quad N_u^* = 1.1\,N_u$$

Tableau II.9. *Vérification de l'effort normal des poteaux*

Niveau	**G (kN)**	**Q (kN)**	**N_u (kN)**	**N_u^* (kN)**	**$\bar{N}$ (kN)**	**$N_u^* \leq \bar{N}$**
5ème	135.56	18.54	210.82	231.90	1618.07	C.V
4ème	262.48	46.35	423.87	466.26	1618.07	C.V
3ème	392.43	71.38	636.85	700.54	2182.67	C.V
2ème	522.38	93.63	845.66	930.22	2182.67	C.V
1er	655.76	113.09	1054.91	1160.40	2830.73	C.V
RDC	789.14	129.78	1260.01	1386.01	2830.73	C.V
S-Sol	926.36	171.50	1507.84	1658.62	3557.59	C.V

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes.

II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :

a) Vérification des sections :

Tableau II.10. *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $\mathbf{min(b_1, h_1) \geq 30cm}$ $\mathbf{min(b_1, h_1) \geq h_e/20}$ $\mathbf{1/4 < b_1/h_1 < 4}$	4ème, 5ème étage : $\min(b_1, h_1) = 35cm$ $h_e/20 = 323 - 40/20 = 14.15cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	2ème et 3ème étage : $\min(b_1, h_1) = 40cm$ $h_e/20 = 323 - 40/20 = 14.15cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	RDC et 1er étage : $\min(b_1, h_1) = 45cm$ $h_e/20 = 323 - 40/20 = 14.15cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	S-Sol : $\min(b_1, h_1) = 50cm$ $h_e/20 = 323 - 40/20 = 14.15cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V

b) Vérification aux zones nodales :

Tableau II.11. *Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003*

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $\mathbf{b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1}$ $\mathbf{d \leq \max(b_1/2, h_1/2)}$	4ème, 5ème étage : $b_{max} = 30cm \; ; 1.5h_1 + b_1 = 87.5cm$ $d = 5cm \; ; \; \max(b_1/2, h_1/2) = 17.5cm$	C.V
	2ème et 3ème étage : $b_{max} = 30cm \; ; 1.5h_1 + b_1 = 100cm$ $d = 10cm \; ; \; \max(b_1/2, h_1/2) = 20cm$	C.V
	RDC et 1er étage : $b_{max} = 30cm \; ; 1.5h_1 + b_1 = 112.5cm$ $d = 15cm \; ; \; \max(b_1/2, h_1/2) = 22.5cm$	C.V
	S-Sol : $b_{max} = 30cm \; ; 1.5h_1 + b_1 = 125cm$ $d = 20cm \; ; \; \max(b_1/2, h_1/2) = 25cm$	C.V

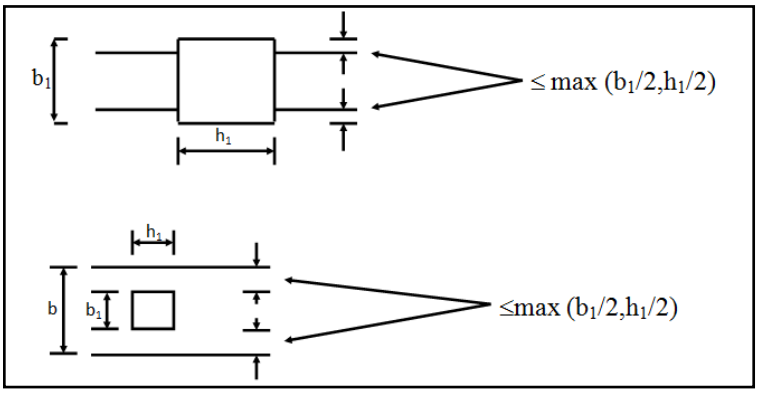


Figure II.7. *Conditions aux zones nodales*

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

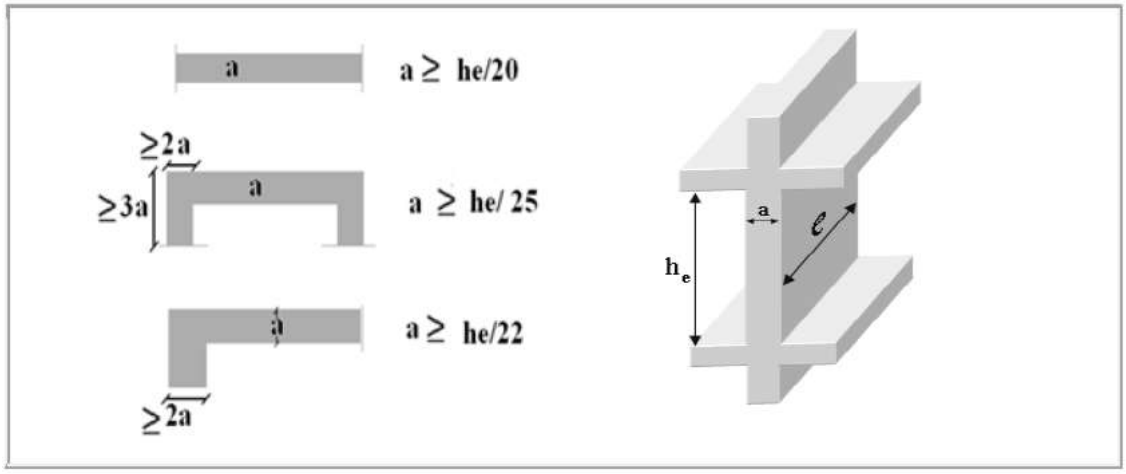


Figure II.8. *Vue en plan et vue en 3D du voile*

$$a \geq \text{Max}\left(15\text{cm} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22}\right) \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left(15\text{cm} ; \frac{h_e}{22}\right)$$

Pour tous les étages, on a $h_e = 323$ cm.

$$\frac{h_e}{22} = \frac{323}{22} = 14.68 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour les voiles une épaisseur de 15 cm.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé au périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de former un écran de protection contre la chute des personnes, et de former un support permettant l'accrochage des échafaudages, la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

III.1.1. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

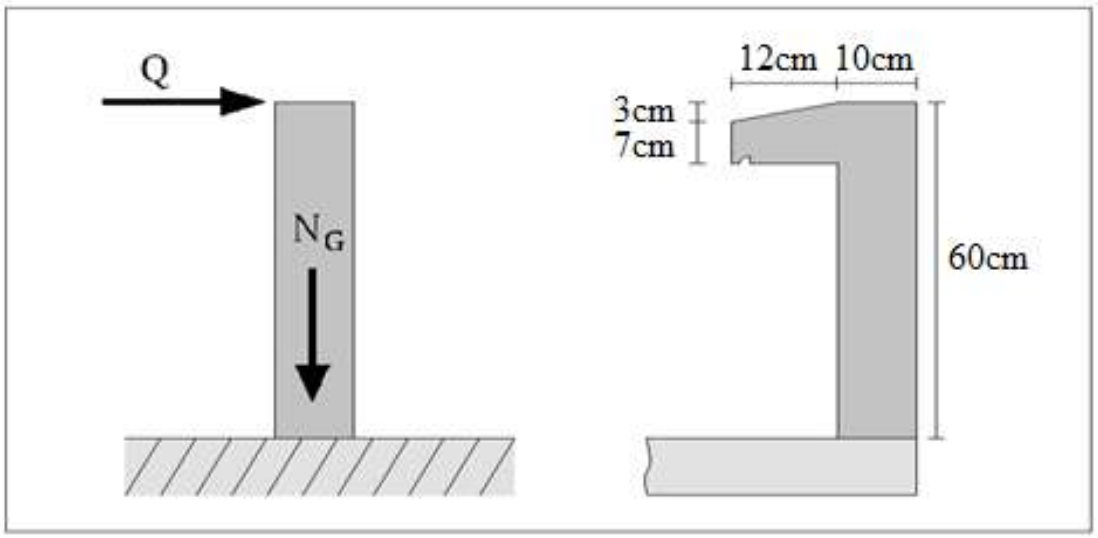


Figure III.1. *Acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère*

Charges permanentes	$\mathbf{G = 1.76\ kN/ml}$
Charges d'exploitation	$Q = 1\ kN/ml$

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III.2. *Les efforts exercés sur l'acrotère*

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35\ G = 2.38\ kN$	$N_{ser} = G = 1.76\ kN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	$T_{ser} = Q = 1\ kN$

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3. *Les données sur l'acrotère*

Dimensions	Résistances	Longueurs de flambement	Sollicitations
$\mathbf{b = 100\ cm}$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$l_0 = 0.60\ m$	$N_u = 2.38\ kN$
$\mathbf{h = 10\ cm}$			$M_u = 0.9\ kN.m$
$\mathbf{C_1 = 2.5\ cm}$	$f_e = 400\ MPa$	$l_f = 1.2\ m$	$N_{ser} = 1.76\ kN$
$\mathbf{C_2 = 2.5\ cm}$			$M_{ser} = 0.6\ kN.m$

III.1.4.1. L'état limite ultime (ELU) :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.38} = 0.3782\ m \quad \Rightarrow \quad e_0 = 37.82\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

b) Calcul du moment de flexion :

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - C_2\right) = 37.82 + \left(\frac{10}{2} - 2.5\right) \quad \Rightarrow \quad e = 40.32\ cm$$

$$M_1 = N_u * e = 2.38 * 0.4032 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.96\ kN.m$$

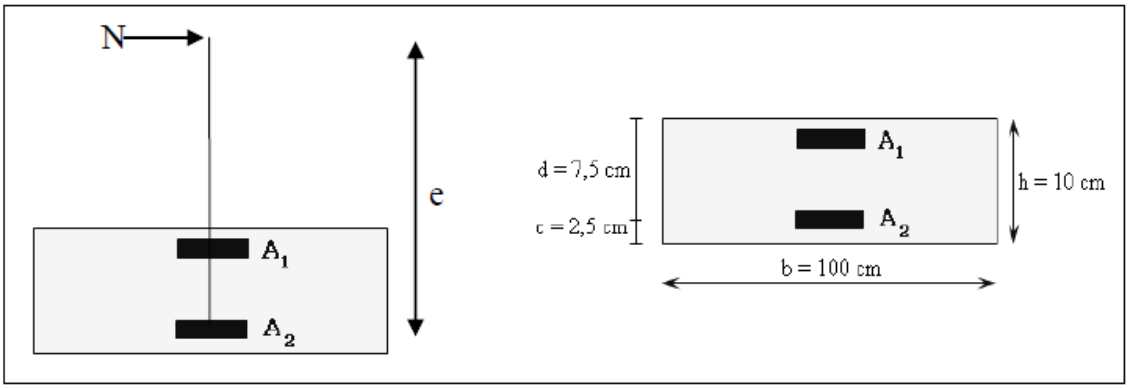


Figure III.2. *Section de béton armé dans l'acrotère*

c) Calcul des armatures verticales :

le calcul se fait en flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.17 MPa$$

$$\mu = \frac{0.96 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 75^2} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = A_1' = 0 \; ; \; \beta = 0.994$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\overline{\sigma_s}.\beta.d}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{0.96 \times 10^6}{348 \times 0.994 \times 1000} \Rightarrow A_1 = 37.00 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

N : effort normal de compression.

$$A = 37.00 - \frac{2.38 \times 10^3}{100 \times 348} \Rightarrow A = 36.93 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 0.37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.37 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq S_{min} = \min[3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

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

d) Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_{rép} = 60/4 = 15 \text{ cm} \leq S_{min} = \min[4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \quad (C.V)$$

On adopte : $S_{rép} = 15 \text{ cm}$

III.1.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.76} = 0.3409 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_0 = 34.09 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

On doit vérifier cette inégalité :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2}$$

Avec :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) \quad \Rightarrow \quad B_0 = 1037.65 \text{ cm}^2$$

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 C_1 + A_2 d)\right] \quad \Rightarrow \quad \upsilon_1 = 4.89 \text{ cm}$$

$$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 10 - 4.89 \quad \Rightarrow \quad \upsilon_2 = 5.11 \text{ cm}$$

$$I'_G = \frac{b}{3}({\upsilon_1}^3 + {\upsilon_2}^3) + 15[A_1(\upsilon_1 - C_1)^2 + A_2(\upsilon_2 - C_2)^2] \quad \Rightarrow \quad I'_G = 8517.65 \text{ cm}^4$$

$$M'_G = N_{ser} \cdot CG' \quad \Rightarrow \quad \frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$$

$$CG' = CG + GG' = e_0 - \left(\frac{h}{2} - C\right) + \left(\upsilon_1 - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow CG' = 31.54 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{M'_G}{N_{ser}} = 31.54 \text{ cm} > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2} = 1.61 \text{ cm} \quad (C.V)$$

Alors, on a une section partiellement comprimée

Il faut vérifier ces conditions : (fissuration préjudiciable)

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 \quad ; \quad k = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} \quad ; \quad y_1 = y_2 + C \quad ; \quad \sigma_s = 15\, k(d - y_1)$$

On va calculer y_2 à l'aide de cette équation :

$y_2{}^3 + p \cdot y_2 + q = 0$ ..... (*)

y_2 : la distance entre le centre de pression C et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - C') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - C')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C : la distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "C", et puisque "N" est un effort de compression, donc :

$$C = \frac{h}{2} - e = -35.32 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} p = -3665.05 \text{ cm}^2 \\ q = 84806.67 \text{cm}^3 \end{cases}$$

Donc, l'équation devient : $y_2{}^3 - 3665.05\, y_2 + 84806.67 = 0 \ldots\ldots (*)$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -101327906.7 < 0$$

$$\cos(\varphi) = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 173.22°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 69.91 \text{ cm}$$

Les racines de l'équation sont :

$$\begin{cases} y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 37.32 \text{ cm} \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -69.86 \text{ cm} \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 32.54 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < (y_1 = y_2 + C) < d$$

y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc :

$$y_2 = 37.32 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad y_1 = 37.32 - 35.32 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 2.00 \text{ cm}$$

$$S_{XX'} = \frac{1}{2} b \cdot {y_1}^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)] \quad \Rightarrow \quad S_{XX'} = 34.175 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} = \frac{1760}{34175} \quad \Rightarrow K = 0.051 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.051 \times 20 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.051 \times (75 - 20) \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 42.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.67 \; ; \; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 201.63\right] \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \qquad (C.V)$$

$$\sigma_s = 42.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \qquad (C.V)$$

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} \quad \Rightarrow \quad F = -11.83 \text{ kN}$$

$F < 0$, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ (C. V)

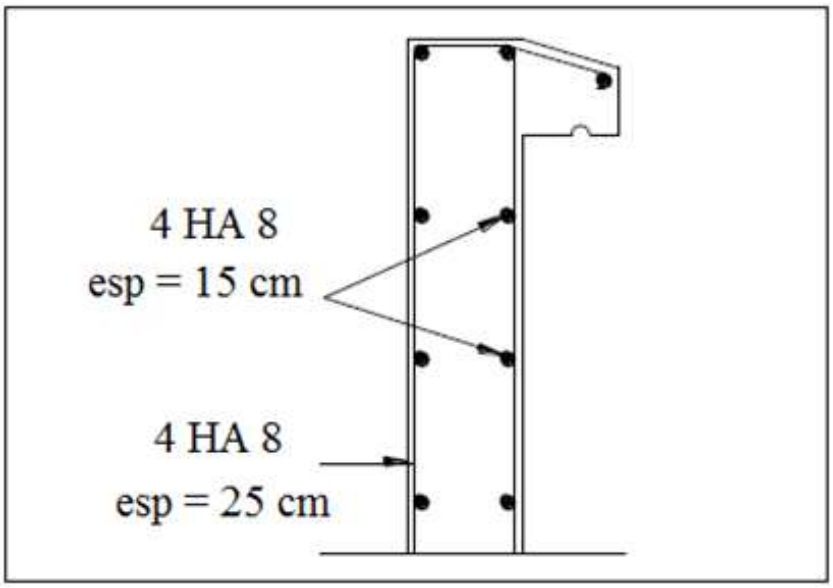


Figure III.3. *Ferraillage de l'acrotère*

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

Généralement le plancher à corps creux est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

la dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_\perp \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{si} \quad L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_\perp \geq 0.02\, L\, \frac{200}{f_e} = \frac{4\, L}{f_e} \quad \text{si} \quad 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

avec :

L : espacement entraxe entre les nervures.

f_e : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.

$A_\perp$: section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Dans notre ouvrage, on a : $L = 65$ cm , donc :

$$50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm} \Rightarrow A_\perp \geq 0.02\,L\,\frac{200}{f_e} = \frac{4\,L}{f_e} = \frac{4\times 65}{520} \Rightarrow A_\perp = 0.5\text{ cm}^2/\text{ml}$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{/\!/} = \frac{A_\perp}{2} \Rightarrow A_{/\!/} = 0.25\text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisira :

$A_\perp = 5\,Ø5 = 0.98\text{ cm}^2$,	esp = 20 cm
$A_{/\!/} = 5\,Ø5 = 0.98\text{ cm}^2$,	esp = 20 cm

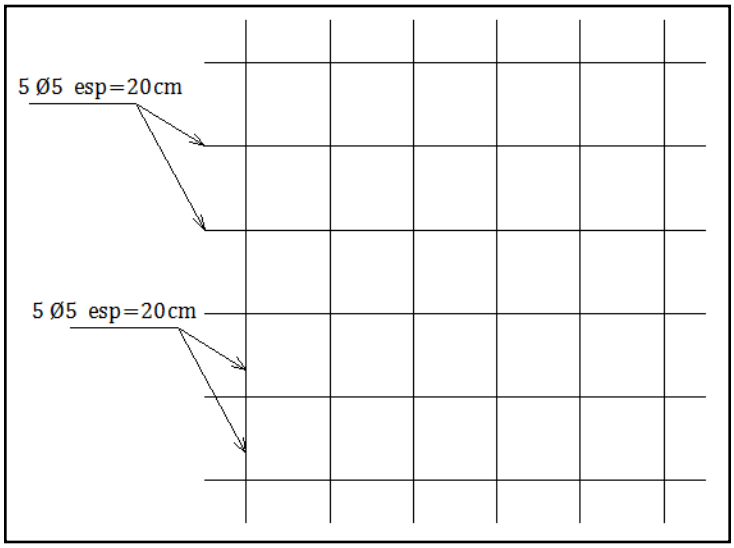


Figure III.4. *Disposition des armatures de la dalle de compression*

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou $(0.5 * L)$ kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

$$Q = \max[1kN\,;0.5L = 2.05] = 2.05\ kN$$

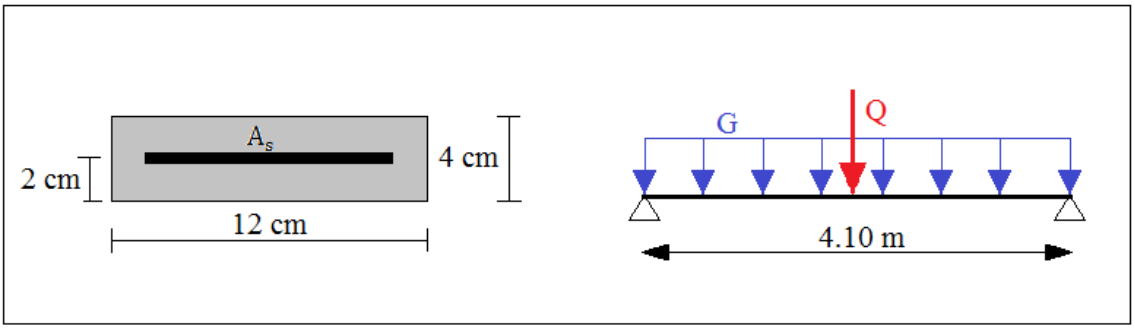


Figure III.5. *Schéma de la poutrelle avant coulage*

Vérification de la flèche :

$f_{max} \leq \bar{f}$ avec : $\bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L\,(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ 0.5 + \dfrac{L\,(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \end{cases}$

On a :

$$L = 4.10\ m \Rightarrow \bar{f} = \frac{410}{500} = 0.82\ cm \quad , \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.4. *Les charges de la poutrelle avant coulage*

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.10	2.05	Poids du poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25=0.12	0.65*1=0.65
		0.77	

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 4100^4}{384 * 10721.4 * 6.4 * 10^5} + \frac{2050 * 4100^3}{48 * 10721.4 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 85.09 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 85.09 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \quad (C.N.V)$$

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

Calcul des étaiements :

Les étaiements sont des appuis, ils aident la poutrelle à supporter les charges avant le coulage. On peut déterminer le nombre d'étaiements à partir de calcul du moment, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

a) Pour un seul étai au milieu :

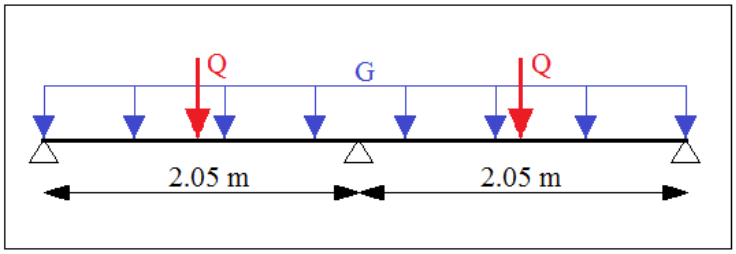


Figure III.6. *Poutrelle avec un seul étai au milieu*

$$Q = \max[1kN\,;0.5L = 1.025] = 1.025\ kN$$

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.5. *Les charges de la poutrelle avec un seul étai avant coulage*

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)
2.05	1.025	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 2050^4}{384 * 10721.4 * 6.4 * 10^5} + \frac{1025 * 2050^3}{48 * 10721.4 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 5.26\ cm$$

$$f_{max} = 5.26\ cm \leq \bar{f} = 0.82\ cm \quad (C.N.V)$$

Conclusion :

Un étai n'est pas suffisant, on ajoute un autre étai et on vérifie.

b) Pour deux étais :

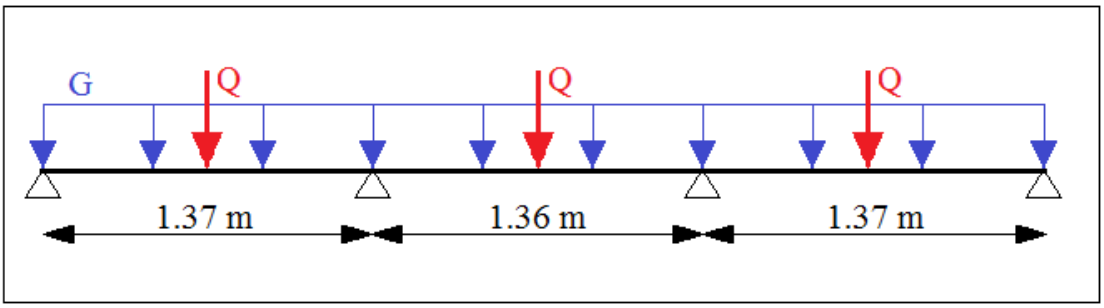


Figure III.7. *Poutrelle avec deux étais*

$$Q = \max[1kN\,;\,0.5L = 0.69] = 1\ kN$$

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.6. *Les charges de la poutrelle avec deux étais avant coulage*

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)
1.37	1.00	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 1370^4}{384 * 10721.4 * 6.4 * 10^5} + \frac{1000 * 1370^3}{48 * 10721.4 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 1.30\ cm$$

$$f_{max} = 1.30\ cm \leq \bar{f} = 0.82\ cm \quad (C.N.V)$$

Conclusion :

Deux étais ne sont pas suffisants, on ajoute un autre étai et on vérifie.

c) Pour trois étais :

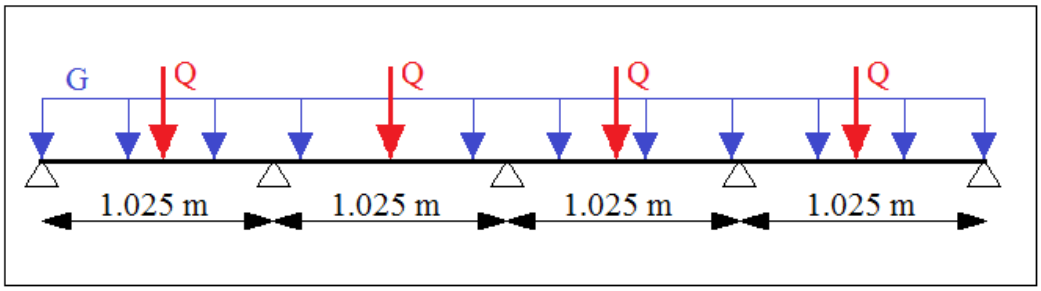


Figure III.8. *Poutrelle avec trois étais*

$$Q = \max[1kN\ ;\ 0.5L = 0.51] = 1\ kN$$

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.7. *Les charges de la poutrelle avec trois étais avant coulage*

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)
1.025	1.00	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 1025^4}{384 * 10721.4 * 6.4 * 10^5} + \frac{1000 * 1025^3}{48 * 10721.4 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 0.49\ cm$$

$$f_{max} = 0.49\ cm \leq \bar{f} = 0.82\ cm \quad (C.N.V)$$

Conclusion :

Il faut prévoir trois étais le long de la travée espacés de 1.025 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

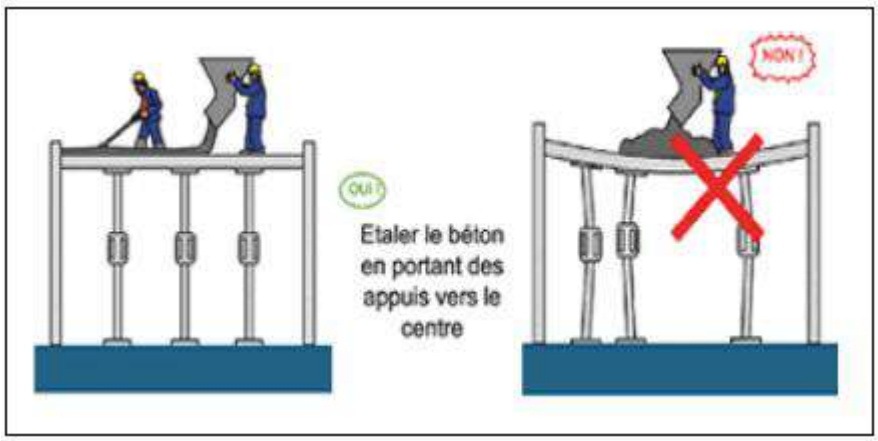


Figure III.9. *Choix de disposition des étaiements*

III.2.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a quatre types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

Le calcul des poutrelles se fait au type le plus défavorable, donc on obtient deux types :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.

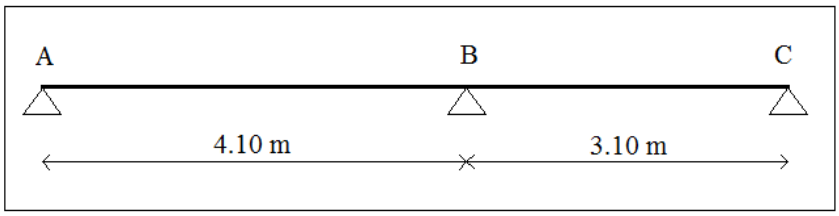


Figure III.10. *Poutrelle à deux travées*

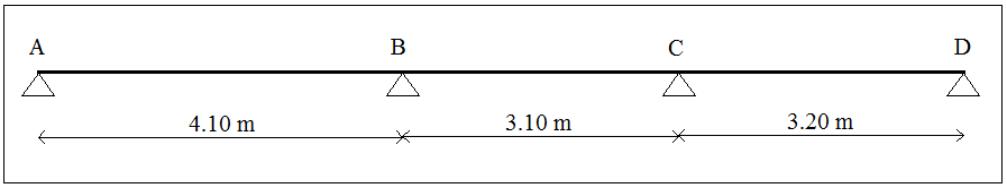


Figure III.11. *Poutrelle à trois travées*

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a) Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties :

$$Q \leq \min[2G \text{ et } 5\ kN/m^2]$$

Charges concentrées :

$$P \leq \min[Q/4 \text{ et } 2\ kN]$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

b) Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

- Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

$$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n$$

- Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

c) Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Vérification des conditions :

$Q \leq \min[2G \text{ et } 5\ kN/m^2]$ $(C.V)$

$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n$ $(C.V)$

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ $(C.N.V)$

La fissuration doit être peu nuisible. $(C.V)$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées. Donc, le calcul des sollicitations se fait par la méthode de CAQUOT. On a résumé ses lois dans le tableau suivant :

Tableau III.8. *Méthode de CAQUOT*

Moment isostatique $\mathbf{M_0}$	$\frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée $\mathbf{M_t}$	$M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui $\mathbf{M_a}$	Appuis de rive	$0.2\ M_0$
	Appuis intermédiaires	$\frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$
Longueur fictive $\mathbf{l'}$	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0.8 L
Effort tranchant $\mathbf{T}$	T_w	$\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$
	T_e	$-\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$

- M_w ; M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : Longueur fictive de travée à gauche.
- l'_e : Longueur fictive de travée à droite.
- L : Portée libre de la travée.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_w : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.9. *Combinaison des charges des poutrelles*

Poutrelle	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	q_u (kN/ml)	q_{ser} (kN/ml)
Plancher terrasse	4.16	0.65	6.59	4.81
Plancher courant	3.81	0.98	6.61	4.79

Remarque :

Les charges sont presque égaux pour les deux types de plancher . Donc, on fait le calcul des poutrelles du plancher courant, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

a) Type 1 (poutrelle à deux travées) :

A l'E.L.U :

Tableau III.10. *Moments et efforts tranchants de poutrelle (type 1) à l'E.L.U*

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	13.89	2.78	10.66	7.17	11.63	-15.47
B-C	7.94	10.66	1.59	1.82	13.18	-7.32

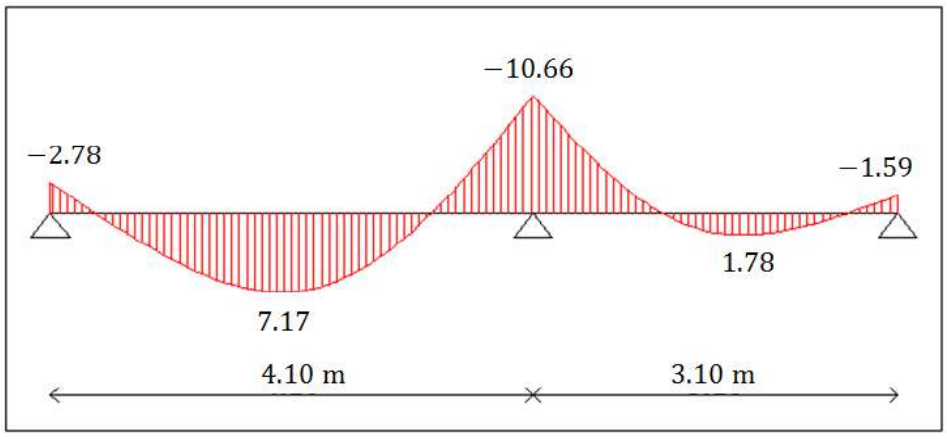


Figure III.12. *Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U*

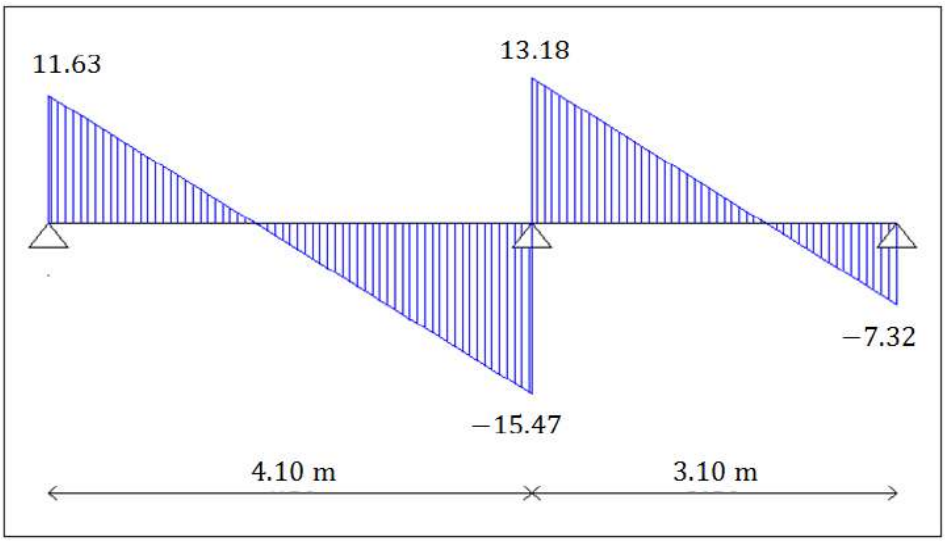


Figure III.13. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U*

A l'E.L.S :

Tableau III.11. *Moments de poutrelle (type 1) à l'E.L.S*

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	10.06	2.01	7.73	5.19
B-C	5.75	7.73	1.15	1.31

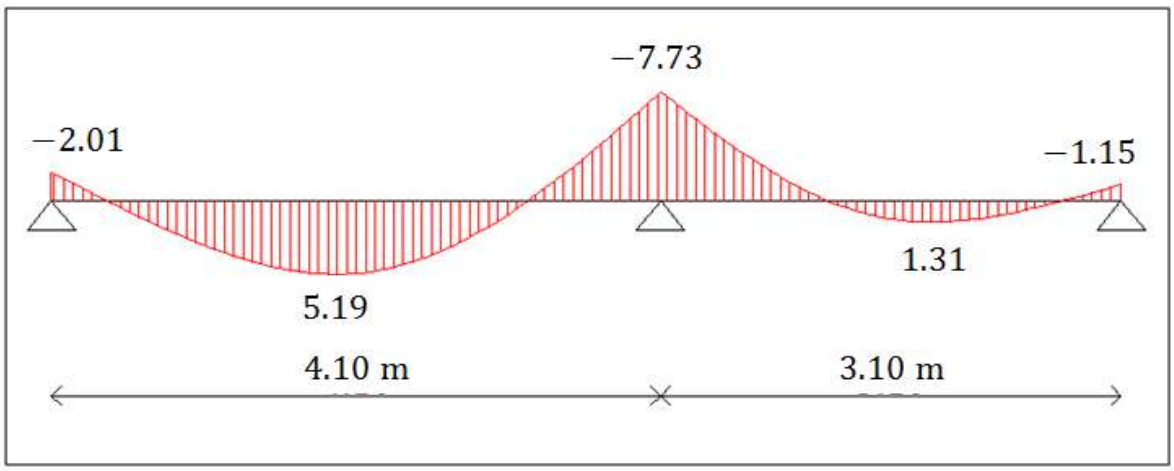


Figure III.14. *Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.S*

b) Type 2 (poutrelle à trois travées) :

A l'E.L.U :

Tableau III.12. *Moments et efforts tranchants de poutrelle (type 2) à l'E.L.U*

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	13.89	2.78	9.95	7.53	11.80	-15.30
B-C	7.94	9.95	6.60	-0.34	11.33	-9.17
C-D	8.46	6.60	1.69	4.32	12.11	-9.05

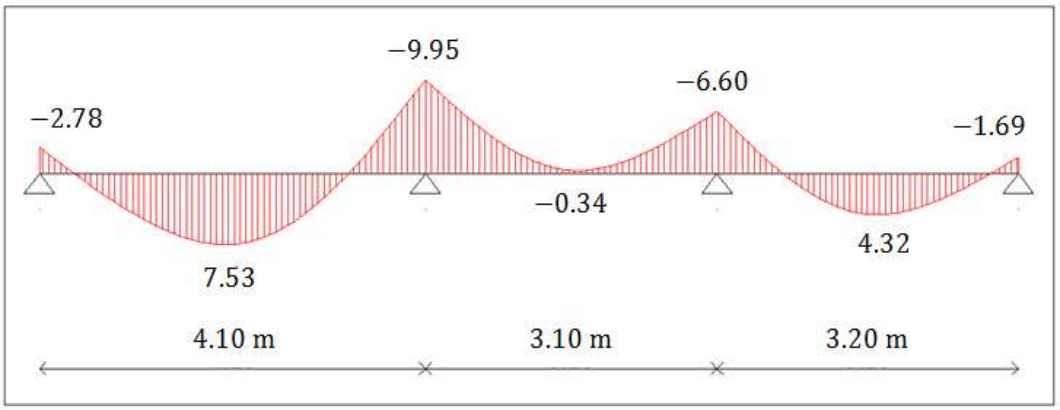


Figure III.15. *Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U*

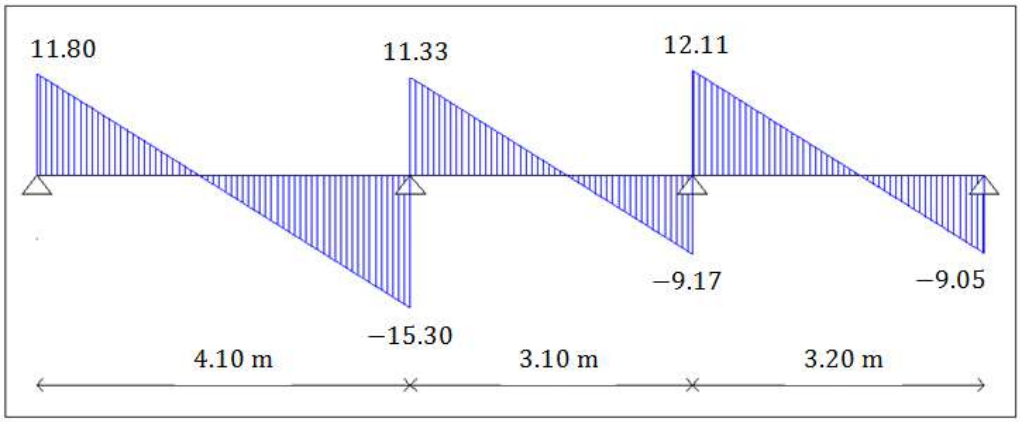


Figure III.16. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U*

A l'E.L.S :

Tableau III.13. *Moments de poutrelle (type 2) à l'E.L.S*

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	10.06	2.01	7.21	5.45
B-C	5.75	7.21	4.77	-0.24
C-D	6.13	4.77	1.23	3.13

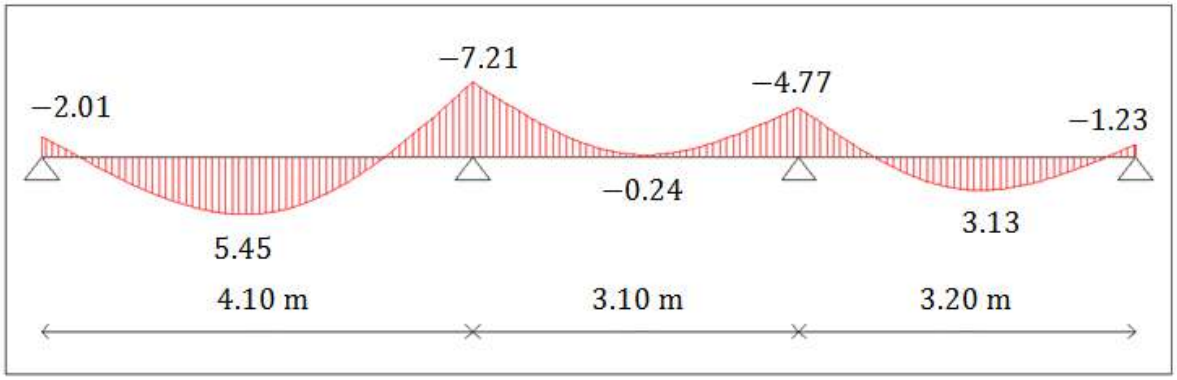


Figure III.17. *Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.S*

Récapitulation :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.14. *Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis*

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}$ (kN.m)	$M_{t.u}$ (kN.m)	T_u (kN)	$M_{a.ser}$ (kN.m)	$M_{t.ser}$ (kN.m)
Sollicitation	10.66	7.53	15.47	7.73	5.45
Référence	Type 1	Type 2	Type 1	Type 1	Type 2

Calcul de ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Tableau III.15. *Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U*

	En travée	Aux appuis
$\mathbf{M_u\ (kN.m)}$	7.53	10.66
$\mathbf{M_0\ (kN.m)}$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6(0.18 - 0.02)$ $= 58.95$	
	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)cm^2$	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 20)cm^2$
μ	0.025	0.193
μ_l	0.392	
$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
β	0.987	0.891
$A'\ (cm^2)$	0	0
$A\ (cm^2)$	1.20	1.91
$A_{min}\ (cm^2)$	1.30	0.24
$A_{adopt}\ (cm^2)$	3HA10=2.35	2HA12=2.26

Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.16. *Vérification des poutrelles à l'E.L.S*

	En travée	Aux appuis
$\mathbf{M_{ser}\ (kN.m)}$	5.45	7.73
$\mathbf{\bar{\sigma}_b\ (MPa)}$	15	15
$\mathbf{y\ (mm)}$	39.03	76.48
$\mathbf{I\ (cm^4)}$	8293.28	5422.24
$\mathbf{K\ (N/mm^3)}$	0.066	0.143
$\mathbf{\sigma_b\ (MPa)}$	2.58	10.94
$\mathbf{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$	oui	oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.17. *Armatures longitudinales des poutrelles*

Section d'armatures	En travée	Aux appuis
	3HA10=2.35	2HA12=2.26

b) Armatures transversales :

$$\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 5.71\text{mm}\ ;\ \frac{b_0}{10} = 12\text{mm}\ ;\ \emptyset_l = 10\text{mm}\right] = 5.71\ \text{mm}$$

On adopte : $\emptyset = 6\ \text{mm}$

$$\emptyset_t = 6\ \text{mm}\ ,\qquad a_t = \frac{\pi \emptyset_t^{\,2}}{4} = 0.28\ \text{cm}^2\ ,\qquad A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 2)$$

$$A_t = 0.56\ \text{cm}^2$$

$S_t \leq \text{Min}[0.9d\ ; 40\text{cm}] = 16.2\ \text{cm} \quad \Rightarrow \quad$ On adopte : $S_t = 15\ \text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003\, S_t.b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.54\ cm^2$

$A_{t\,min} = 0.54\ cm^2 \leq A_t = 0.56\ cm^2 \quad (C.V)$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}.k)}{0.9\, f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec : $k = 1$ (flexion simple) , $\alpha = 90°$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{15.47 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.72\ MPa$$

$$\frac{0.56}{12 \times 15} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0.72 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 235(\cos 90 + \sin 90)} = 0.0005 \quad (C.V)$$

$$A_t = 0.54\ cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\, b_0.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.10\ cm^2 \quad (C.V)$$

Tableau III.18. *Armatures transversales des poutrelles*

Armatures transversales	Espacement
2 Ø6	15 cm

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{15.47 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.72\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad (C.V)$$

Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2 = 98mm\ ;\ 0.9d = 162mm] = 98\ mm$$

$$0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a = 0.4\frac{25}{1.5} \times 120 \times 98 \times 10^{-3} = 78.4\ kN$$

$$V_u = 15.47\ kN \leq 78.4\ kN \quad (C.V)$$

Vérification préliminaire de la flèche :

Tableau III.19. *Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles*

1ère Condition	2ème Condition
$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{l}} \geq \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{15\ M_0}}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{\mathbf{20}}{\mathbf{410}} = \mathbf{0.0487} \geq \frac{\mathbf{6.36}}{\mathbf{15 \times 11.70}} = \mathbf{0.0362}$	$\frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \leq \frac{3.6}{400} = 0.0090$
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4100}{500} = 8.2 \text{ mm}$$

Tableau III.20. *Vérification de la flèche des poutrelles*

$\mathbf{A(cm^2)}$	$\mathbf{M(kN.m)}$	$\boldsymbol{\rho}(\%)$	$\boldsymbol{\sigma_s(MPa)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\mathbf{y(cm)}$	$\mathbf{I_0(cm^4)}$
2.35	5.45	1.09	150.52	0.575	11.90	10178.05
$\mathbf{I_{fi}(cm^4)}$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
5305.66	7752.99	5.37	11.02	5.65	8.2	Oui

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement $h_t = (16 + 4)$ cm du plancher à corps creux avec le ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

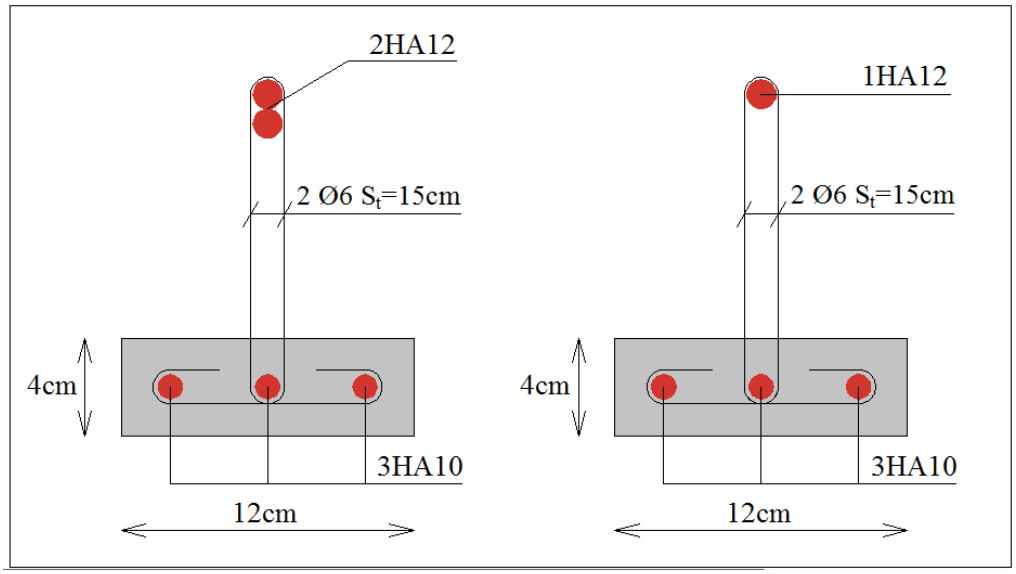


Figure III.18. *Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite)*

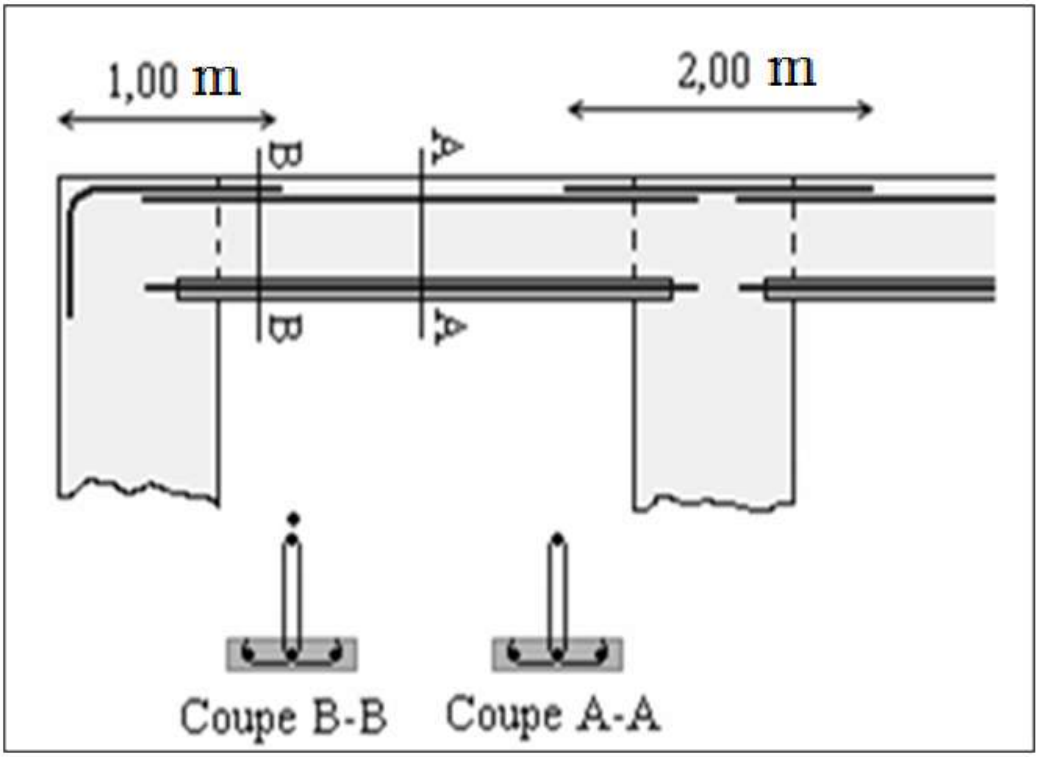


Figure III.19. *Disposition constructive des armatures des poutrelles*

III.3. LES ESCALIERS :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.3.1. Terminologie :

La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied

La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives.

La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.

Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

Le giron : est la distance horizontale entre deux nez de marches successifs ou entre deux contremarches successives (g).

Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées

L'emmarchement : est la longueur d'une marche.

La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.

La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

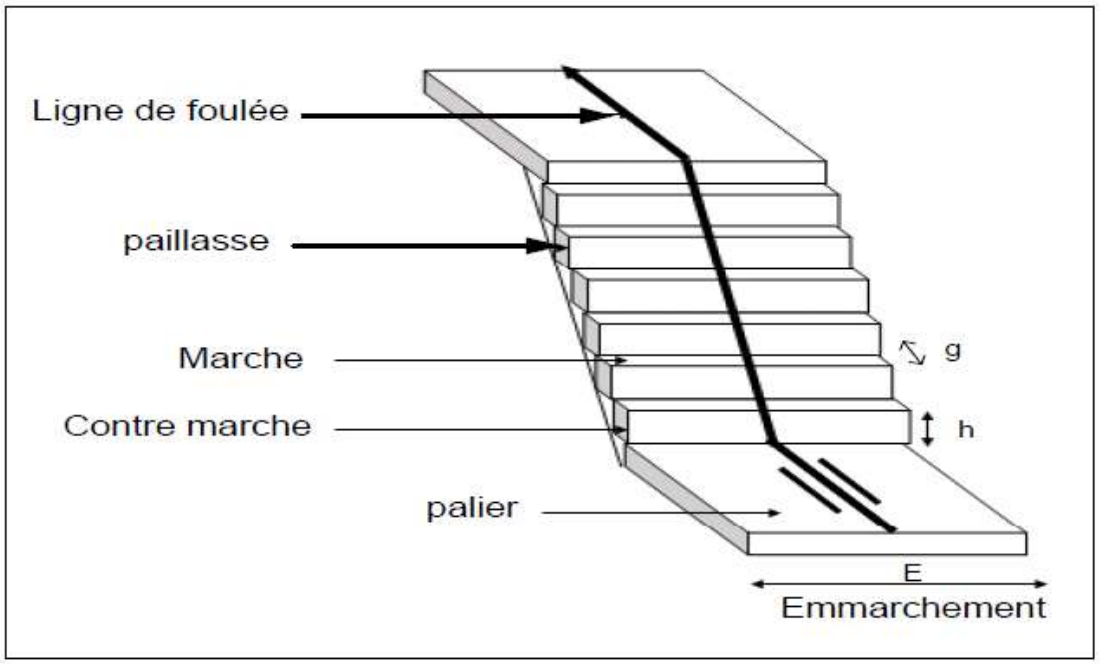


Figure III.20. *Une volée d'un escalier*

III.3.2. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit :

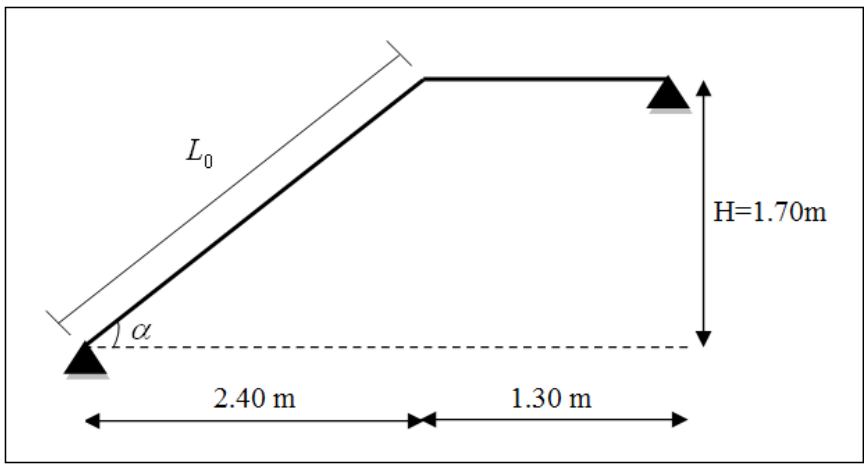


Figure III.21. *Schéma statique d'une volée d'escalier*

Calcul de l'angle d'inclinaison α :

$$\tan\alpha = \frac{1.70}{2.40} = 0.708 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 35.31°$$

Calcul de longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 2.94 \text{ m}$$

Détermination n, g, h :

Pour déterminer n, g, h , On utilise la formule de Blondel

Avec :

g : largeur de marche

h : hauteur de contremarche

n : nombre de contremarche

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} \ , \ h = \frac{H}{n}$$

$$\begin{cases} \dfrac{L}{n-1} + \dfrac{2H}{n} \leq 64 \\ \dfrac{L}{n-1} + \dfrac{2H}{n} \geq 59 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} -64n^2 + (64 + 2H + L)n - 2H \leq 0 \\ -59n^2 + (59 + 2H + L)n - 2H \geq 0 \end{cases}$$

Pour la première volée : $H = 1.70$ m , $L = 2.30$ m

$$\begin{cases} -64n^2 + 634n - 340 \leq 0 \\ -59n^2 + 629n - 340 \geq 0 \end{cases} \Longrightarrow 9.33 \leq n \leq 10.06 \quad \Rightarrow \quad n = 10$$

Nombre de contremarches : $n = 10$

Nombre de marches : $n - 1 = 9$ $h = 17$ cm , $g = 30$ cm

Pour la deuxième volée : $H = 1.53\ m$, $L = 2.30\ m$

$$\begin{cases} -64n^2 + 600n - 306 \leq 0 \\ -59n^2 + 595n - 306 \geq 0 \end{cases} \Longrightarrow \quad 8.83 \leq n \leq 9.54 \quad \Rightarrow \quad n = 9$$

Nombre de contremarches : $n = 9$

Nombre de marches : $n - 1 = 8$ $\qquad$ $h = 17\ cm$, $g = 30\ cm$

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 1.30\ m = 4.24\ m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \Rightarrow \quad 12.11\ cm \leq e \leq 14.13\ cm$$

On prendra : $e = 15\ cm$

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.21. *Charge permanente de la paillasse*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.60
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.47**

Tableau III.22. *Charge permanente du palier de repos*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.49**

III.3.3.2. Charges d'exploitation :

- Pour la paillasse : $Q = 2.5\ kN/m^2$
- Pour le palier de repos : $Q = 2.5\ kN/m^2$

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.4. Détermination des sollicitations :

- ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.23. *Combinaisons des charges dans l'escalier*

	G (kN/ml)	Q kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.47	2.5	15.18	10.97
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99

III.3.5. Détermination des efforts :

a) à l'ELU :

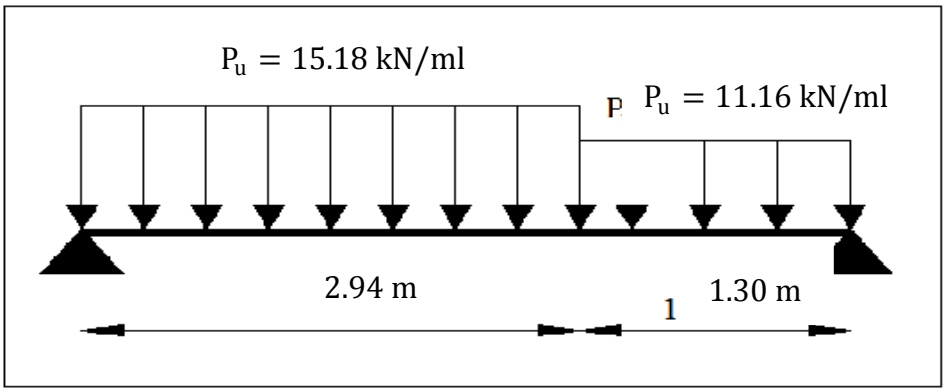


Figure III.22. *Chargement dans l'escalier à l'ELU*

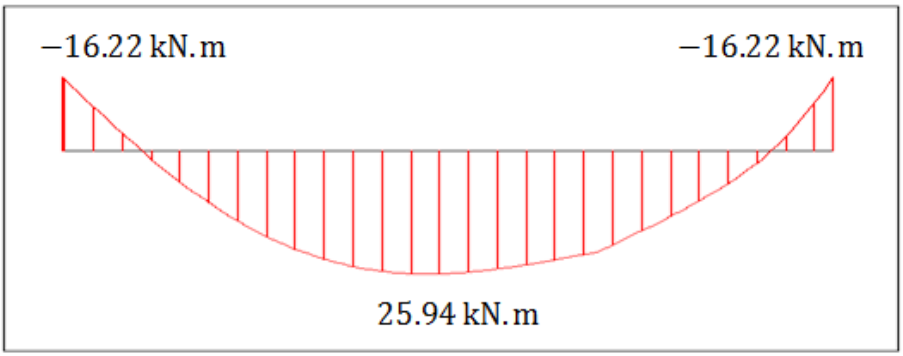


Figure III.23. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*

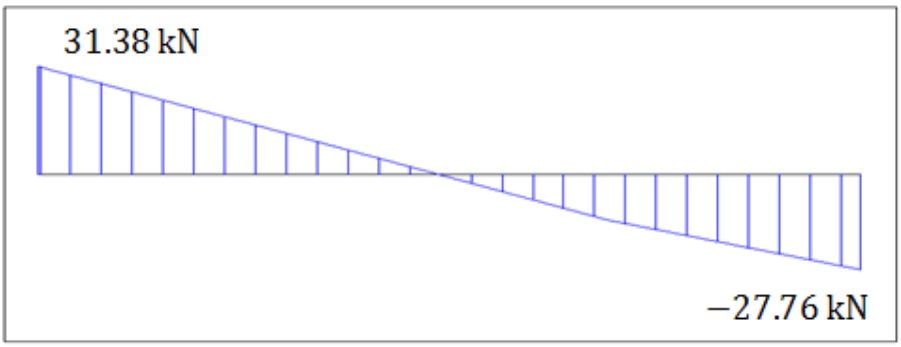


Figure III.24. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU*

b) à l'ELS :

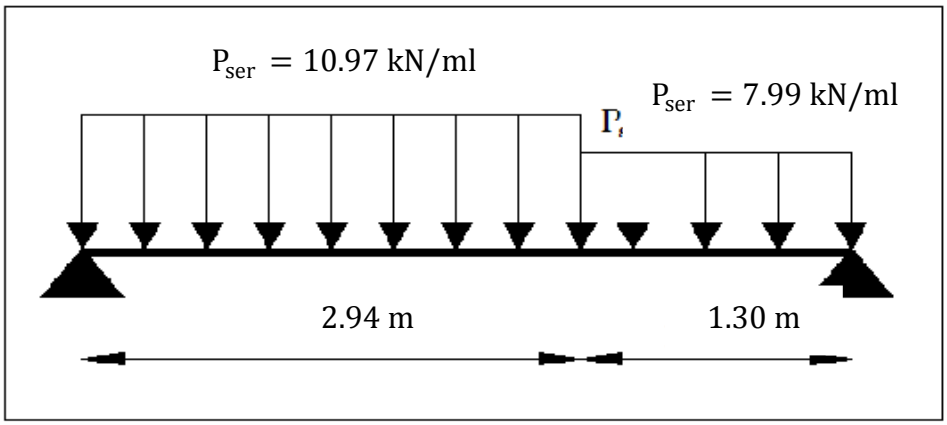


Figure III.25. *Chargement dans l'escalier à l'ELS*

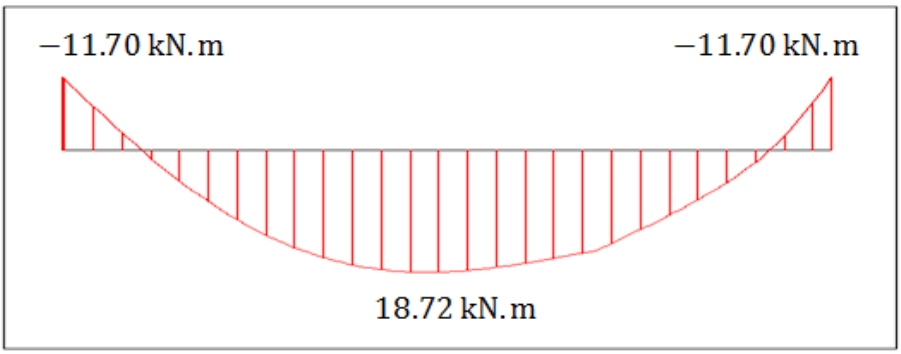


Figure III.26. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS*

Récapitulation :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.24. *Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis*

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}$ (kN. m)	$M_{t.u}$ (kN. m)	T_u (kN)	$M_{a.ser}$ (kN. m)	$M_{t.ser}$ (kN. m)
Sollicitation	16.22	25.94	31.38	11.70	18.72

III.3.6. Ferraillage :

III.3.6.1. Armatures longitudinales :

Tableau III.25. *Caractéristiques de l'escalier et de matériau*

Béton	$\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa}$	$\mathbf{\gamma_b = 1.5}$	$\mathbf{\sigma_{bc} = 14.17\ MPa}$	$\mathbf{c = 2\ cm}$
	$f_{t28} = 2.1\ MPa$	$b = 100\ cm$	$h = 15\ cm$	$d = 13\ cm$
Acier	Fe E400	$f_e = 400\ MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

Tableau III.26. *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

	$\mathbf{M_u\ (kN.m)}$	$\mathbf{\mu}$	$\mathbf{\beta}$	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A'\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adoptée}(cm^2)}$
En travée	25.94	0.108	0.943	6.08	0	6HA12=6.78
En appuis	16.22	0.068	0.965	3.72	0	6HA12=6.78

Condition de non fragilité :

On vérifie que :

$$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Tableau III.27. *Vérification de la section d'armatures*

	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}\ (cm^2)}$	Remarque
En travée	6.78	1.30	C.V
En appuis	6.78	1.30	C.V

III.3.6.2. Armatures de répartition :

Tableau III.28. *Section d'armatures de répartition dans l'escalier*

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	1.70	3HA10=2.35
En appuis	1.70	3HA10=2.35

III.3.6.3. Vérification de l'espacement :

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min[3h = 39\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 16.67\ cm \leq \min[3h = 39\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 16.67\ cm \leq \min[3h = 39\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

a) Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min[4h = 52\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$$

En travée : $S_t = 33.33\ cm \leq \min[4h = 52\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 33.33\ cm \leq \min[4h = 52\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$

III.3.7. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \ ; \ y = \frac{-30\ A + \sqrt{900\ A^2 + 120 b.A.d}}{2b} \ , \qquad I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A(d-y)^2$$

Tableau III.29. *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*

	$\mathbf{A}$ $(\mathbf{cm^2})$	$\mathbf{M_{ser}}$ $(\mathbf{kN.m})$	$\mathbf{y}$ $(\mathbf{cm})$	$\mathbf{I}$ $(\mathbf{cm^4})$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\bar{\sigma}_b}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$
En travée	6.78	18.72	4.23	33051.03	2.41	15	C.V
En appuis	6.78	11.70	4.23	33051.03	1.48	15	C.V

III.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ \text{MPa}\,;\, 5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{31.38 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.24\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.24\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III.3.9. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\, M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.24} = 0.035 \geq \frac{M_t}{10\, M_0} = \frac{25.94}{10 \times 32.43} = 0.080 \quad (\text{C.N.V})$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad (\text{C.V})$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m \\ 0.5 + \dfrac{L}{1000} \text{ si } L > 5m \end{cases}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} . L^2}{10 E_i . I_{fi}} \quad , \qquad f_v = \frac{M_{ser} . L^2}{10 E_v . I_{fv}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa} \quad , \qquad E_v = E_i/3 = 10721.40 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i . \mu} \quad , \qquad I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v . \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) . \rho} \quad , \qquad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) . \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (y^3 + (h - y)^3) + 15 A (y - d)^2$$

$$y = \frac{\frac{b . h^2}{2} + 15 A . d}{b . h + 15}$$

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

Si la valeur donnée par cette expression est négative, on prend $\mu = 0$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A . d} \quad , \qquad \rho = \frac{A}{b_0 . d}$$

Tableau III.30. *Vérification de la flèche de l'escalier*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
6.78	18.72	0.54	248.19	0.509	8.26	30826.64
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
11414.73	18962.13	9.17	16.55	7.38	8.48	Oui

III.4. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.4.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.31. *Pré dimensionnement de la poutre palière*

Poutre palière	
Conditions de résistance	L = 290 cm $\Rightarrow 19.33\text{cm} \leq h \leq 29\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : h = 30 cm $\Rightarrow 9\text{ cm} \leq b \leq 21\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 30 cm ≥ 30 cm h/b = 1 ≤ 4.0 Conditions vérifiées

Conclusion :

- Pour la poutre palière, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$

III.4.2. Charges revenant à la poutre :

- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

$$R_u = 27.76\text{ kN} \ , \ R_{ser} = 19.98\text{ kN}$$

- Poids propre de la poutre palière : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\text{ kN/ml}$
- Poids du mur double cloison :$2.36 \times 1.13 = 2.67\text{ kN/ml}$

$P_u = 1.35(2.25 + 2.67) + R_u \quad \Rightarrow \quad P_u = 34.40\ kN/ml$

$P_{ser} = (2.25 + 2.67) + R_{ser} \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 24.90\ kN/ml$

III.4.3. Calcul des efforts :

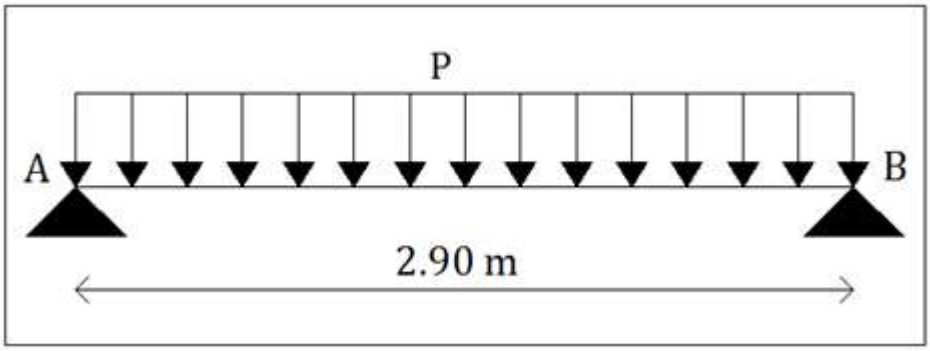


Figure III.27. *Schéma statique de la poutre palière*

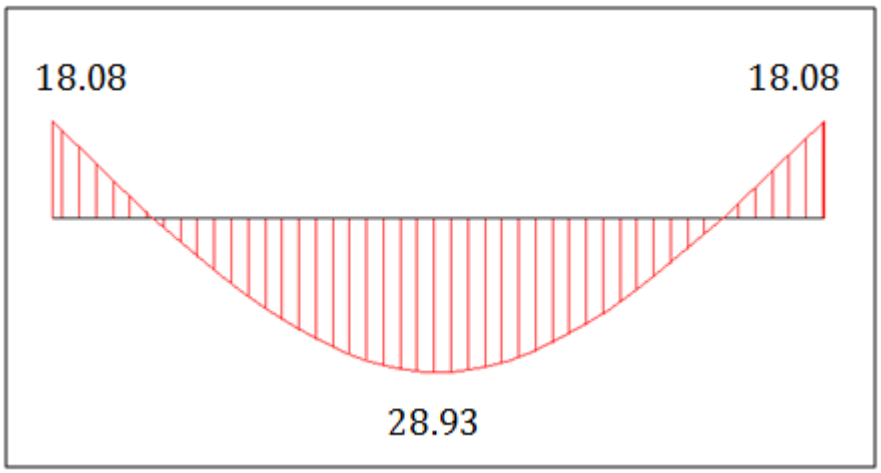


Figure III.28. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U*

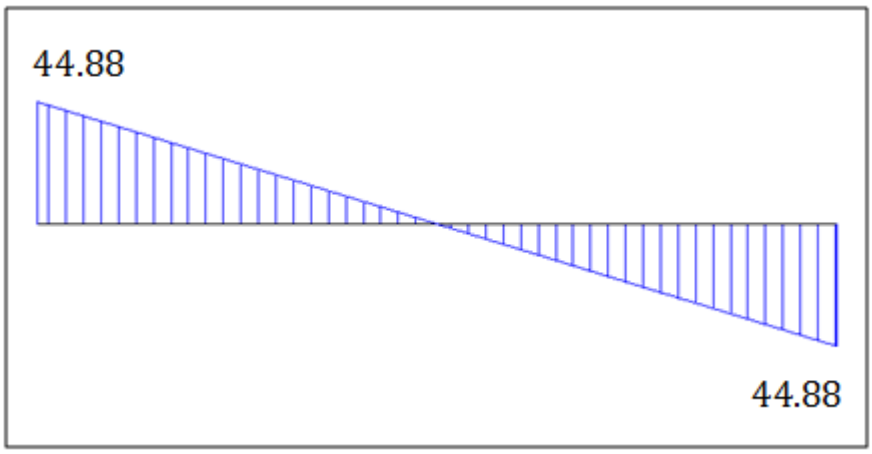


Figure III.29. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U*

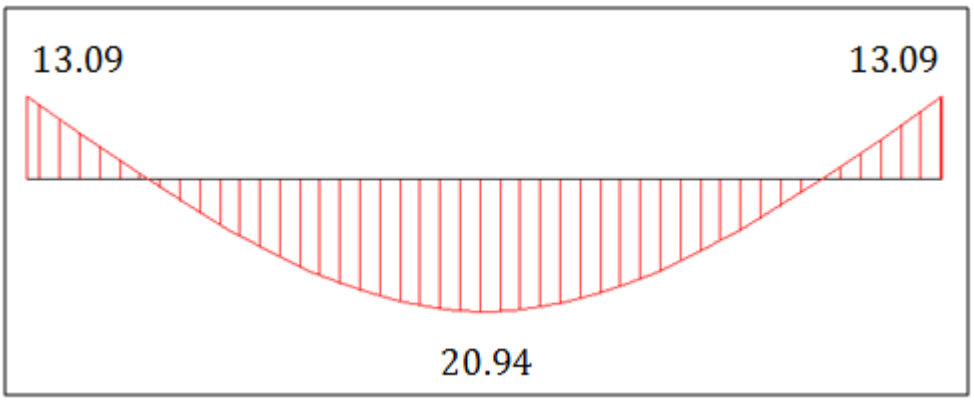


Figure III.30. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S*

$T_{max} = R_A = R_B = PL/2$

$M_0 = PL^2/8$

$M_a = -0.5M_0$

$M_t = 0.8M_0$

Tableau III.32. *Sollicitations de la poutre palière*

	E.L.U	E.L.S
$\mathbf{T_{max}\ (kN)}$	44.88	36.11
$\mathbf{M_t\ (kN.m)}$	28.93	20.94
$\mathbf{M_a\ (kN.m)}$	18.08	13.09

III.4.4. Ferraillage de la poutre palière :

III.4.4.1. Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Fe E400 , $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa , $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_b = 14.17$ MPa

$b = 30$ cm , $h = 30$ cm , $d = 27$ cm , $c = 3$ cm , (fissuration peu nuisible)

Tableau III.33. *Ferraillage de la poutre palière*

	$M\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	28.93	0.093	0.951	3.23	0.9	3HA12=3.39
En appuis	18.08	0.058	0.970	1.98	0.9	3HA12=3.39

a) Vérification à l'E.L.S :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.34. *Vérification de la poutre palière à l'E.L.S*

	$M_{ser}\ (kN.m)$	$A\ (cm^2)$	$Y\ (mm)$	$I\ (cm^4)$	$K\ (N/mm^3)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	20.94	3.39	80.21	23476.72	0.089	7.14	oui
En appuis	13.09	3.39	80.21	23476.72	0.056	4.49	Oui

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

- $A_{min} = 0.5\%\ b.h$
- $A_{max} = 4\%\ b.h$ (zone courante)
- $A_{max} = 6\%\ b.h$ (zone de recouvrement)

Tableau III.35. *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{max}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	3.39	4.50	36	4HA12=4.52
En appuis	3.39	4.50	36	4HA12=4.52

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPa\ ;\ 5\ MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{44.88 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.55\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad (C.V)$$

1- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$$

$$A_l = 4.52\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 44.88 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 1.29\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = Min[b - c - 2 = 268mm\ ;\ 0.9d = 243mm] = 243\ mm$$

$$V_u = 44.88\ kN \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 0.4\frac{25}{1.5} \times 300 \times 243 \times 10^{-3} = 486\ kN \quad (C.V)$$

III.4.4.2. Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57\text{mm} \ ; \ \frac{b_0}{10} = 30\text{mm} \ ; \ \emptyset_l = 12\text{mm}\right] = 8.57 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm} \ , \qquad a_t = \frac{\pi \emptyset_t^{\ 2}}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.00 \text{ cm}^2 \ ; \quad \text{On adopte : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $S_t \leq \bar{S}_t$

$$\bar{S}_t = \text{Min}[0.9d = 24.3\text{cm} \ ; \ 40\text{cm}] = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t (f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0.3 f_{c28})} = \frac{0.9 \times 2.01(400/1.15)}{30(0.55 - 0.3 \times 2.1)} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq -262.17 \text{ cm}$$

Donc, on prend : $S_t = \bar{S}_t = 24.3$ cm

1- Section minimale d'armatures transversales :

$$A_{min} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 243}{400} \times 10^{-2} = 0.73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.73 \text{ cm}^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification selon le RPA99 v2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$$S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\text{cm} \ ; \ 12\emptyset_l = 14.4\text{cm}\right] = 7.5 \text{ cm} \qquad \text{(zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \qquad \text{(zone courante)}$$

On adopte :

$S_t = 7$ cm (zone nodale)

$S_t = 15$ cm (zone courante)

$$A_{t\,min} \leq A_t \ ; \ A_{t\,min} = 0.003 \, S_t . b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \leq A_{t\,min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad (C.V)$$

III.4.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.103 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.52}{30 \times 27} = \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

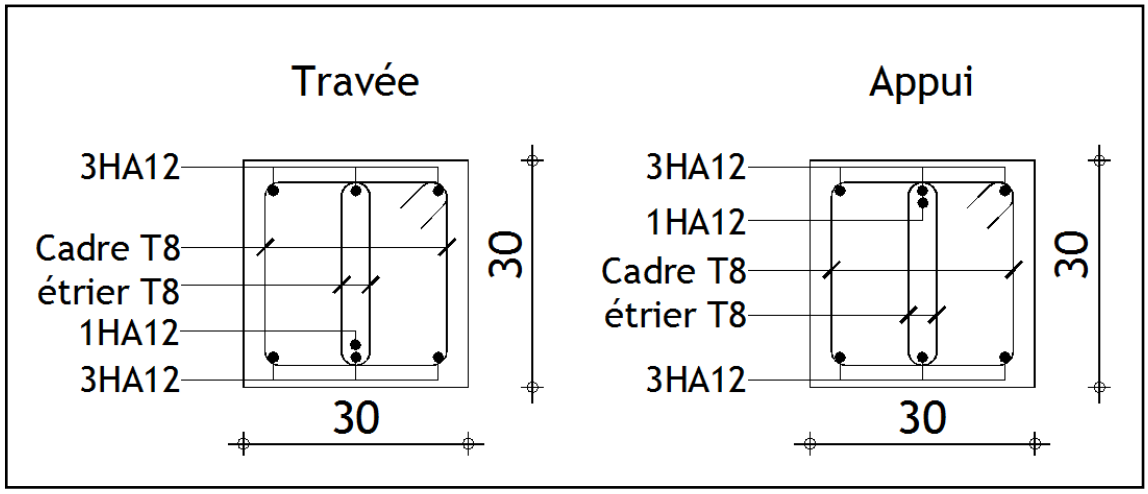


Figure III.31. *Ferraillage de la poutre palière*

III.5. LA POUTRE DE CHAINAGE :

III.5.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.36. *Pré dimensionnement de la poutre de chainage*

Poutre de chainage	
Conditions de résistance	$L = 380$ cm $\Rightarrow 25.33\text{cm} \leq h \leq 38$ cm $\Rightarrow$ On adopte : $h = 30$ cm $\Rightarrow 9$ cm $\leq b \leq 21$ cm $\Rightarrow$ On adopte : $b = 30$ cm
Vérification selon le RPA	$b = 30$ cm ≥ 20 cm $h = 30$ cm ≥ 30 cm $h/b = 1 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

- Pour la poutre de chainage, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$

III.5.2. Charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre de chainage : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25$ kN/ml
- Poids du plancher : $5.86 \times 0.65 = 3.81$ kN/ml
- Charge d'exploitation : $1.5 \times 0.65 = 0.98$ kN/ml

$P_u = 1.35(2.25 + 3.81) + 1.5(0.98) \Rightarrow P_u = 9.65$ kN/ml

$P_{ser} = (2.25 + 3.81) + 0.98 \Rightarrow P_{ser} = 7.04$ kN/ml

III.5.3. Calcul des efforts :

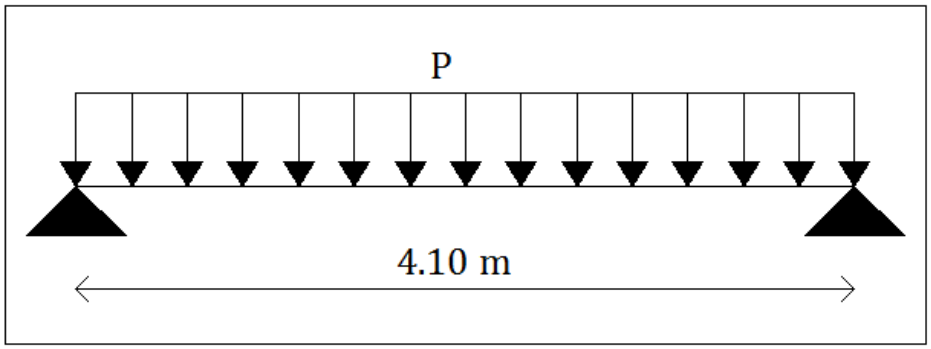


Figure III.32. *Schéma statique de la poutre de chainage*

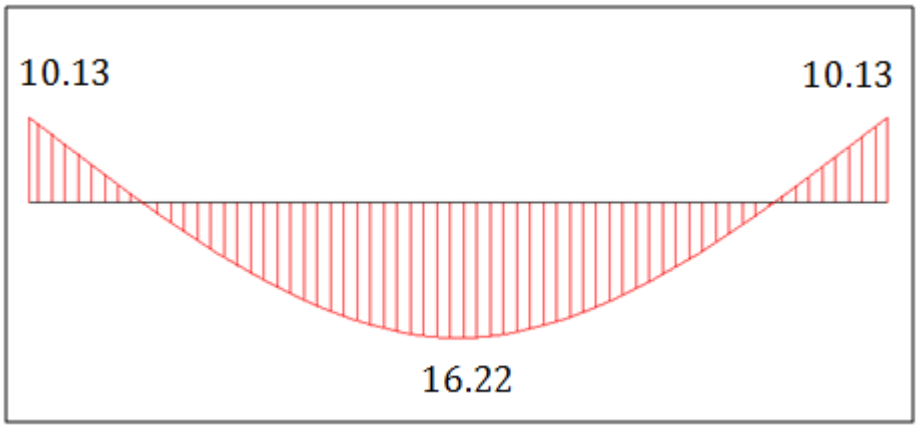


Figure III.33. *Digramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.U*

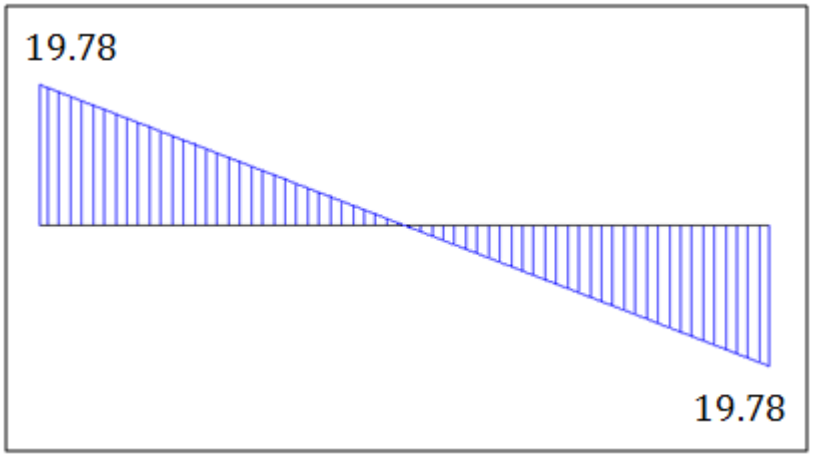


Figure III.34. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre de chainage à l'E.L.U*

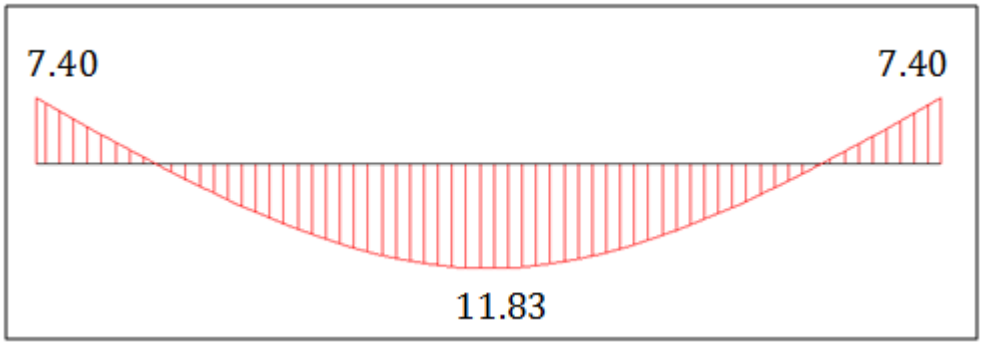


Figure III.35. *Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.S*

$T_{max} = R_A = R_B = PL/2$

$M_a = M_A = M_B = -0.5M_0 = PL^2/16$

$M_t = 0.8M_0 = PL^2/10$

Tableau III.37. *Sollicitations de la poutre de chainage*

	E.L.U	E.L.S
$\mathbf{T_{max}}$ **(kN)**	19.78	14.43
$\mathbf{M_t}$ **(kN. m)**	16.22	11.83
$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	10.13	7.40

III.5.4. Ferraillage de la poutre de chainage :

III.5.4.1. Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Fe E400 , $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa , $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_b = 14.17$ MPa

$b = 30$ cm , $h = 30$ cm , $d = 27$ cm , $c = 3$ cm , (fissuration peu nuisible)

Tableau III.38. *Ferraillage de la poutre de chainage*

	$M\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	16.22	0.052	0.973	1.77	0.9	3HA12=3.39
En appuis	10.13	0.033	0.983	1.10	0.9	3HA12=3.39

a) Vérification à l'E.L.S :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15\ MPa$$

Tableau III.39. *Vérification de la poutre de chainage à l'E.L.S*

	$M_{ser}\ (kN.m)$	$A\ (cm^2)$	$Y\ (mm)$	$I\ (cm^4)$	$K\ (N/mm^3)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	11.83	3.39	80.21	23476.72	0.050	4.01	oui
En appuis	7.40	3.39	80.21	23476.72	0.032	2.57	oui

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

- $A_{min} = 0.5\%\ b.h$
- $A_{max} = 4\%\ b.h$ (zone courante)
- $A_{max} = 6\%\ b.h$ (zone de recouvrement)

Tableau III.40. *Vérification de la poutre de chainage selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{max}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	3.39	4.50	36	4HA12=4.52
En appuis	3.39	4.50	36	4HA12=4.52

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ \text{MPa}\,;\, 5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19.78 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.24\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{C.V})$$

1- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$$

$$A_l = 4.52\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 19.78 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.57\ \text{cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

2- Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = \text{Min}[b - c - 2 = 250\text{mm}\,;\, 0.9d = 243\text{mm}] = 243\ \text{mm}$$

$$V_u = 19.78\ \text{kN} \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 0.4\frac{25}{1.5} \times 300 \times 243 \times 10^{-3} = 486\ \text{kN} \quad (\text{C.V})$$

III.5.4.2. Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57\text{mm}\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30\text{mm}\ ;\ \emptyset_l = 12\text{mm}\right] = 8.57\ \text{mm}$$

$$\emptyset_t = 8\ \text{mm}\ , \qquad a_t = \frac{\pi \emptyset_t{}^2}{4} = 0.50\ \text{cm}^2$$

$$A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.00\ \text{cm}^2\ ; \quad \text{On adopte :}\ A_t = 4\text{HA8} = 2.01\ \text{cm}^2$$

On doit vérifier que : $S_t \leq \bar{S}_t$

$$\bar{S}_t = \text{Min}[0.9d = 24.3\text{cm}\ ;\ 40\text{cm}] = 24.3\ \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t (f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0.3 f_{c28})} = \frac{0.9 \times 2.01(400/1.15)}{30(0.24 - 0.3 \times 2.1)} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq -53.78\ \text{cm}$$

Donc, on prend : $S_t = \bar{S}_t = 24.3$ cm

1- Section minimale d'armatures transversales :

$$A_{min} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 243}{400} \times 10^{-2} = 0.73 cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = 0.73\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification selon le RPA99 v2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4} = 7.5cm\ ;\ 12\emptyset_l = 14.4cm\right] = 7.5\ cm \quad \text{(zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\ cm \quad \text{(zone courante)}$$

On adopte :

$S_t = 7$ cm (zone nodale)

$S_t = 15$ cm (zone courante)

$$A_{t\,min} \leq A_t\ ;\ A_{t\,min} = 0.003\, S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$$

$$A_{t\,min} = 1.35\ cm^2 \leq A_t = 2.01\ cm^2 \quad (C.V)$$

III.5.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{380} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.079 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.52}{30 \times 27} = \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

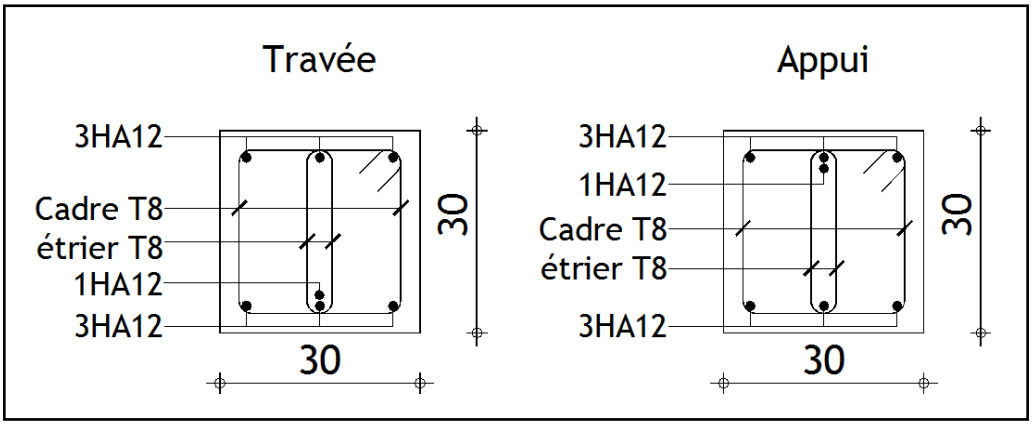


Figure III.36. *Ferraillage de la poutre de chainage*

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure . Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

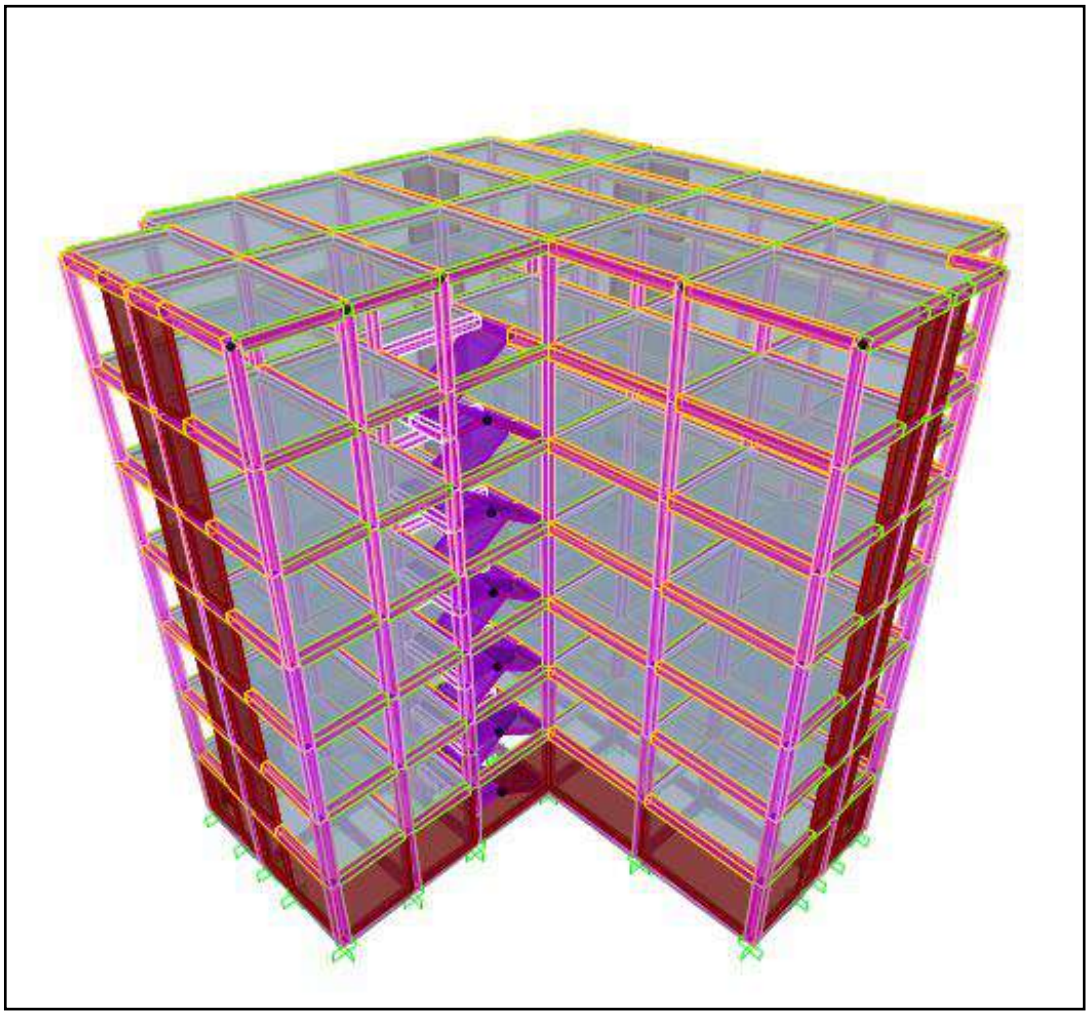


Figure IV.1. *Vue en 3D de la structure*

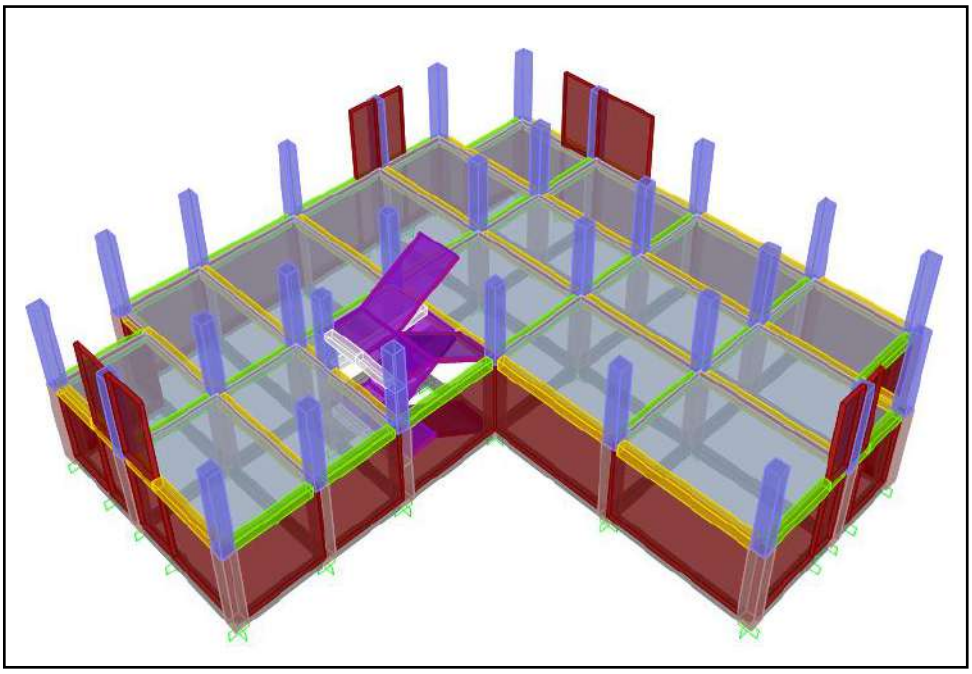


Figure IV.2. *Disposition des voiles*

IV.2.CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV.1. *Centre de masse*

Niveau (m)	$\sum W_i$ (kN)	$\sum W_i . X_i$	$\sum W_i . Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
19.38	2924.30	35237.82	34916.14	12.05	11.94
16.15	3527.81	42898.17	42016.22	12.16	11.91
12.92	3589.02	43642.49	42745.23	12.16	11.91
9.69	3632.17	44130.87	43259.15	12.15	11.91
6.46	3680.90	44722.94	43839.52	12.15	11.91
3.23	3729.80	45317.07	44421.92	12.15	11.91
0.00	4204.31	50746.02	49736.99	12.07	11.83

IV.2.2. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point { travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i et Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R et Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$\mathbf{I_x = \frac{b.h^3}{12}} \quad , \quad \mathbf{I_y = \frac{h.b^3}{12}}$$

Pour les voiles :

$$\mathbf{I_x = \frac{L.e^3}{12}} \quad , \quad \mathbf{I_y = \frac{e.L^3}{12}}$$

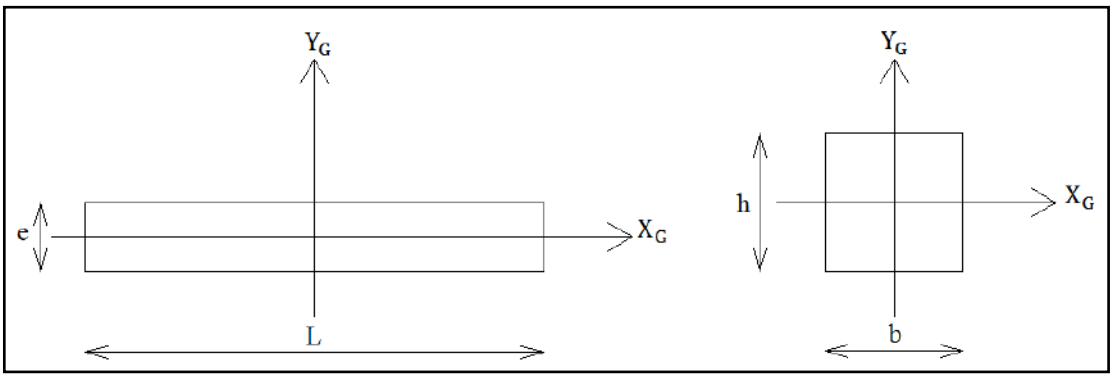


Figure IV.3. *Inerties des voiles et des poteaux*

Tableau IV.2. *Centre de torsion*

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi} \cdot X_i$	$\sum I_{Xi} \cdot Y_i$	X_R (m)	Y_R (m)
19.38	0.1079	0.4427	5.1000	1.2883	11.52	11.94
16.15	0.1079	0.4427	5.1000	1.2883	11.52	11.94
12.92	0.1344	0.4692	5.3207	1.5725	11.34	11.70
9.69	0.1344	0.4692	5.3207	1.5725	11.34	11.70
6.46	0.1729	0.5077	5.6812	1.9901	11.19	11.51
3.23	0.1729	0.5077	5.6812	1.9901	11.19	11.51
0.00	5.2210	7.1982	74.7893	54.0374	10.39	10.35

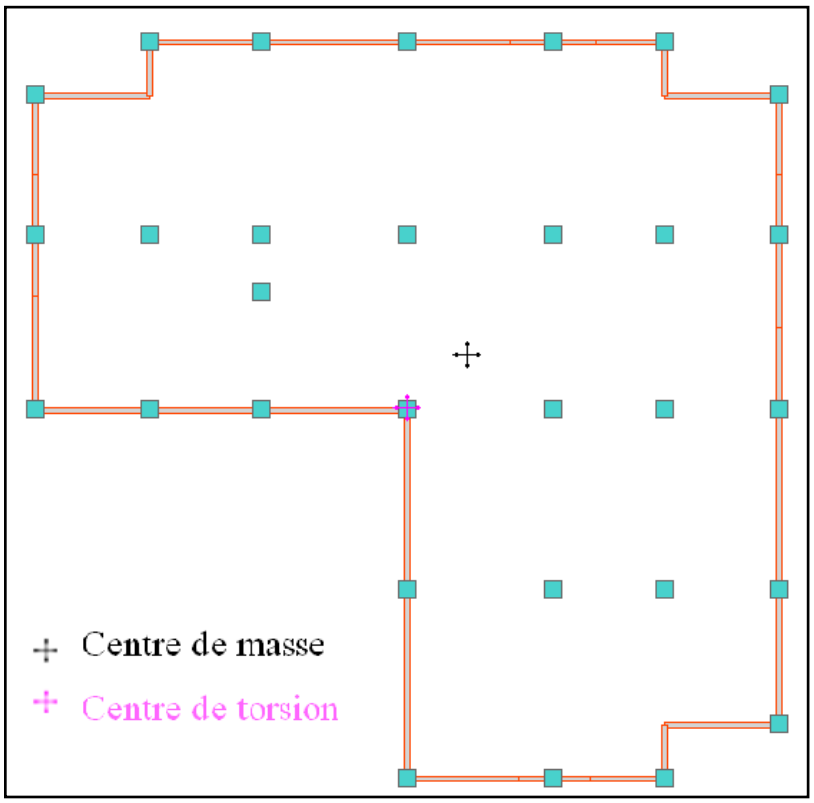


Figure IV.4. *Excentricité théorique*

IV. 2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} E_X = |X_G - X_R| \\ E_Y = |Y_G - Y_R| \end{cases}$$

Tableau IV.3. *Excentricité théorique*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	X_G (m)	X_R (m)	E_X (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	E_Y (m)
19.38	12.05	11.52	0.53	11.94	11.94	0.00
16.15	12.16	11.52	0.64	11.91	11.94	0.03
12.92	12.16	11.34	0.82	11.91	11.70	0.21
9.69	12.15	11.34	0.81	11.91	11.70	0.21
6.46	12.15	11.19	0.96	11.91	11.51	0.40
3.23	12.15	11.19	0.96	11.91	11.51	0.40
0.00	12.07	10.39	1.68	11.83	10.35	1.48

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

• 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

• Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_X \\ E_Y = 0.05\ L_Y \end{cases}$$

Tableau IV.4. *Excentricité accidentelle*

Niveau (m)	L_X (m)	L_Y (m)	E_X (m)	E_Y (m)
19.38	21.20	21.00	1.06	1.05
16.15	21.20	21.00	1.06	1.05
12.92	21.20	21.00	1.06	1.05
9.69	21.20	21.00	1.06	1.05
6.46	21.20	21.00	1.06	1.05
3.23	21.20	21.00	1.06	1.05
0.00	21.20	21.00	1.06	1.05

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.5. *Excentricité totale*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{X.théo}$ (m)	$E_{X.acc}$ (m)	$E_{X.tot}$ (m)	$E_{Y.théo}$ (m)	$E_{Y.acc}$ (m)	$E_{Y.tot}$ (m)
19.38	0.53	1.06	1.59	0.00	1.05	1.05
16.15	0.64	1.06	1.70	0.03	1.05	1.08
12.92	0.82	1.06	1.88	0.21	1.05	1.26
9.69	0.81	1.06	1.87	0.21	1.05	1.26
6.46	0.96	1.06	2.02	0.40	1.05	1.45
3.23	0.96	1.06	2.02	0.40	1.05	1.45
0.00	1.68	1.06	2.74	1.48	1.05	2.53

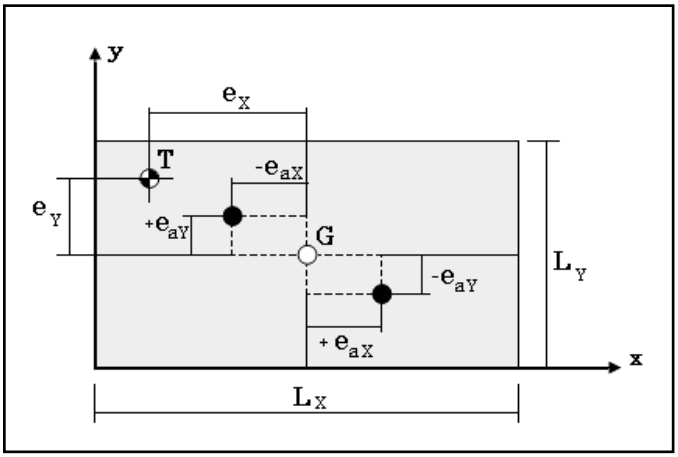


Figure IV.5. *Excentricité théorique et accidentelle*

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v17")

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v17" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{Pour} \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\frac{Q}{R} & \text{Pour} \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Pour} \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{Pour} \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab4.1] ◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)

$$A = 0.25$$

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \qquad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R :

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

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : $R = 5$

Tableau IV.6. *Justification du coefficient de comportement R suivant X*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{x.(poteau)}$ (%)	$T_{x.(voile)}$ (%)
19.38	91.571	8.429	59.523	40.477
16.15	91.859	8.141	52.791	47.209
12.92	92.671	7.329	65.405	34.595
9.69	92.850	7.150	57.255	42.745
6.46	93.669	6.331	65.623	34.377
3.23	93.699	6.301	43.579	56.421
0.00	72.032	27.968	4.594	95.406

Tableau IV.7. *Justification du coefficient de comportement R suivant Y*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{y.(poteau)}$ (%)	$T_{y.(voile)}$ (%)
19.38	88.939	11.061	56.191	43.809
16.15	89.140	10.860	34.231	65.769
12.92	90.042	9.958	40.897	59.103
9.69	90.381	9.619	32.844	67.156
6.46	91.250	8.750	36.654	63.346
3.23	91.359	8.641	24.381	75.619
0.00	71.742	28.258	3.665	96.335

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau IV.8. *Facteur de qualité Q*

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.1		0.1	
Q	1.1		1.1	

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

1- Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

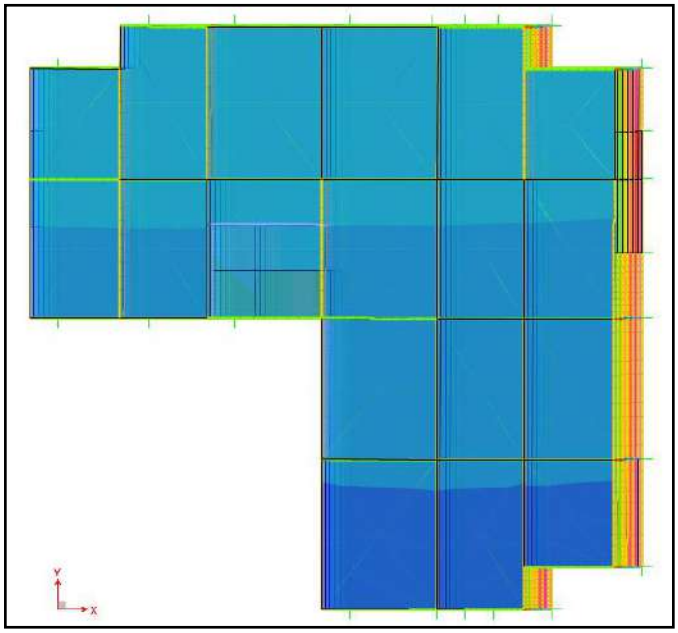


Figure IV.6. *Comportement du 1er mode*

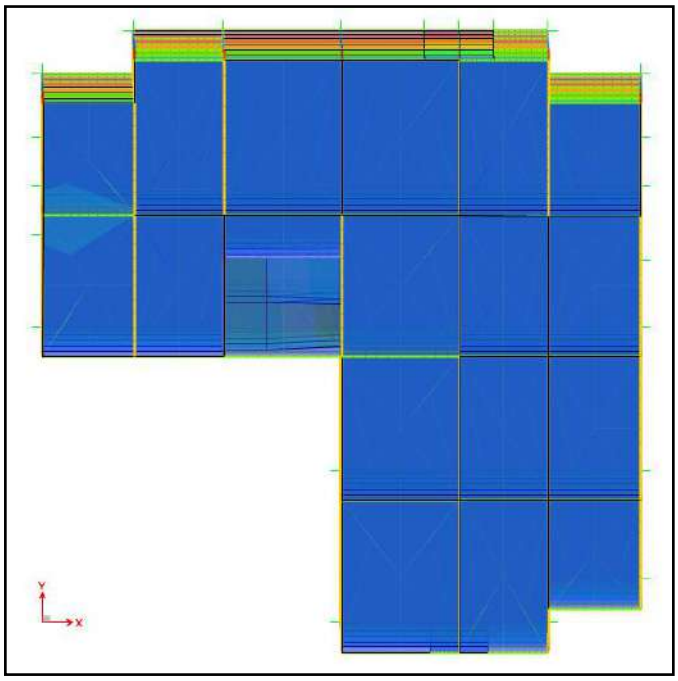


Figure IV.7. *Comportement du 2ème mode*

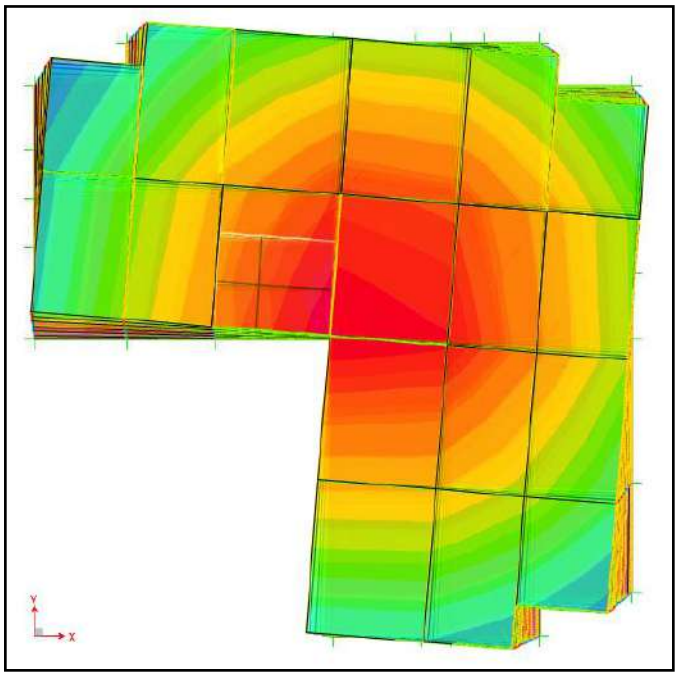


Figure IV.8. *Comportement du 3ème mode*

Tableau IV.9. *Comportement des trois premiers modes*

	Période (s)	Comportement	Participation massique (%)
1er mode	0.552	Translation suivant l'axe X	65.39
2ème mode	0.440	Translation suivant l'axe Y	63.82
3ème mode	0.346	Rotation autour de l'axe Z	62.93

2- Vérification de la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \qquad \text{[RPA99] ►► [Art 4.3.4] ◄◄}$$

Tableau IV.10. *Vérification de la participation massique*

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.552	0.552	65.39	0.02	0.01
2	0.440	0.992	65.41	63.84	0.01
3	0.346	1.338	65.42	63.84	62.93
4	0.184	1.522	77.04	63.84	62.93
5	0.134	1.656	77.04	78.40	62.96
6	0.105	1.761	77.04	78.48	77.17
7	0.099	1.860	81.83	78.48	77.17
8	0.085	1.945	81.84	78.49	77.17

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 8ème mode avec un temps égale à 1.945 s à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.[RPA99version2003Art4. 3.6]

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0.8$$

Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Pour} \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Pour} \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{Pour} \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0.5$ s (site S2)

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad ; \quad T_X = T_Y = 0.38\ s \quad \Rightarrow \quad D_X = D_Y = 2.205$$

R : coefficient de comportement global de la structure. $R = 5$

Q : facteur de qualité. $Q_X = Q_Y = 1.1$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad ; \quad W_i = W_{G.i} + \beta W_{Q.i} \quad ; \quad (\beta = 0.2) \quad \Rightarrow \quad W = 27094.83\ kN$$

Tableau IV.11. *La force sismique par la méthode statique équivalente*

A	**D_X**	**D_Y**	**R**	**Q_X**	**Q_Y**	**W (kN)**	**V_X (kN)**	**V_Y (kN)**
0.25	2.205	2.205	5	1.1	1.1	27094.83	3285.93	3285.93

Tableau IV.12. *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

	V (kN)	**V_t (kN)**	**V_t/V**	**$V_t/V \geq 0.8$**
Sens X	3285.93	2139.14	0.65	C.N.V
Sens Y	3285.93	2371.04	0.72	C.N.V

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égale

$$\frac{0.8\ V_X}{V_{tX}} = 1.23 \quad \Rightarrow \quad V_{tx} = 2631.14\ kN$$

$$\frac{0.8\ V_Y}{V_{tY}} = 1.11 \quad \Rightarrow \quad V_{ty} = 2631.85\ kN$$

4- Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$$

avec :

F_{ix} et F_{iy} : les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

avec :

X_G et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

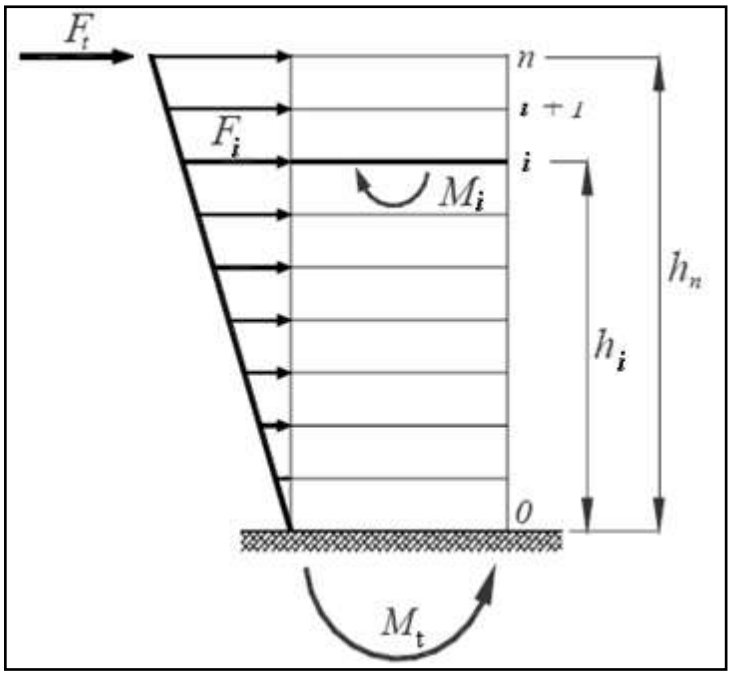


Figure IV.9. *Les forces agissantes sur la stabilité au renversement*

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j} (V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T . V \leq 0.25\, V & \text{si } T \geq 0.7\ s \\ 0 & \text{si } T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a : $T_x = T_y = 0.38\ s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j} . V_x \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j} . V_y$$

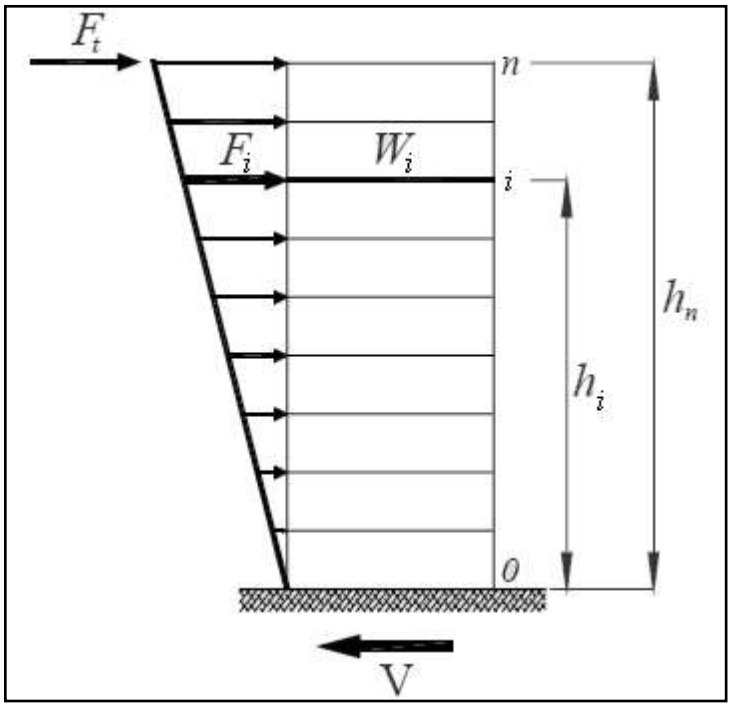


Figure IV.10. *Distribution des forces sismiques aux étages*

Tableau IV.13. *Distribution de la force sismique suivant X*

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i * h_i$	F_{ix} (kN)
19.38	2924.30	56672.93	645.41
16.15	3527.81	56974.13	648.84
12.92	3589.02	46370.14	528.08
9.69	3632.17	35195.73	400.82
6.46	3680.90	23778.61	270.80
3.23	3729.80	12047.25	137.20
0.00	4204.31	0.00	0.00
Somme		231038.80	2631.14

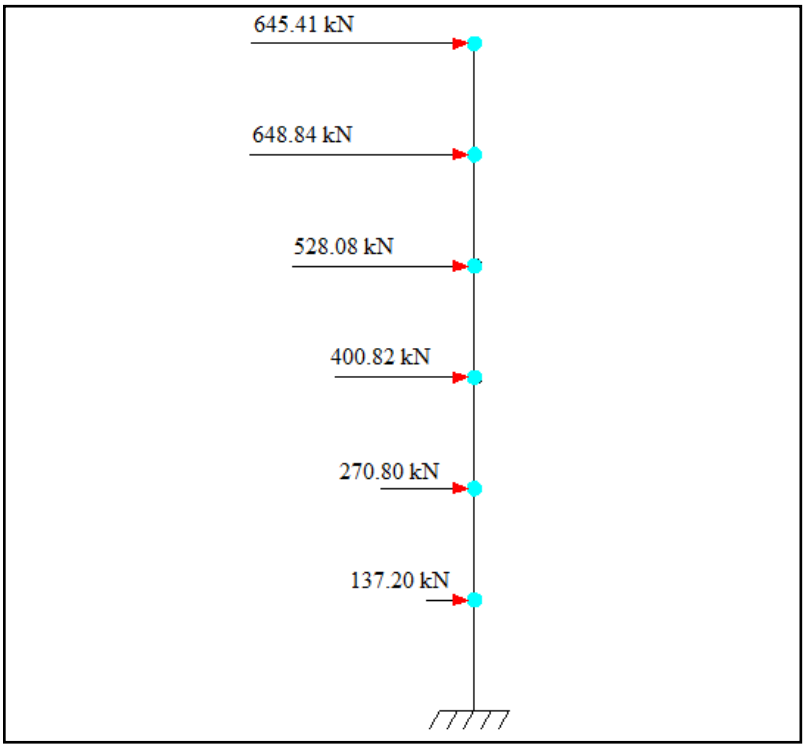


Figure IV.11. *Distribution de la force sismique suivant X*

Tableau IV.14. *Distribution de la force sismique suivant Y*

h_i (m)	W_i (m)	$W_i * h_i$	F_{iy} (kN)
19.38	2924.30	56672.93	645.58
16.15	3527.81	56974.13	649.01
12.92	3589.02	46370.14	528.22
9.69	3632.17	35195.73	400.93
6.46	3680.90	23778.61	270.87
3.23	3729.80	12047.25	137.23
0.00	4204.31	0.00	0.00
Somme		231038.80	2631.85

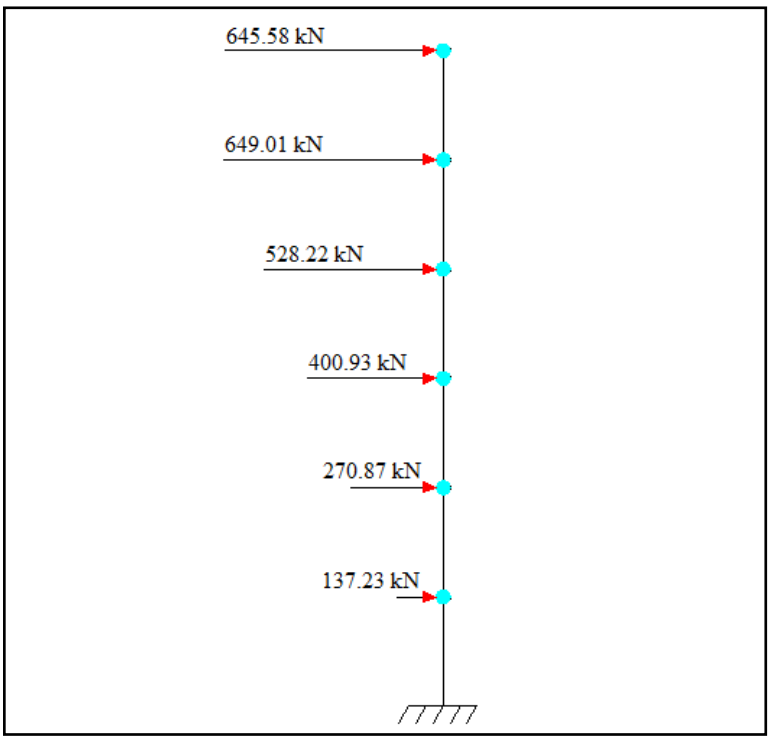


Figure IV.12. *Distribution de la force sismique suivant Y*

Tableau IV.15. *Moment de renversement suivant les deux directions X et Y*

h_i (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)
19.38	556.30	556.45	10781.09	10784.00
16.15	575.24	575.39	9290.13	9292.55
12.92	487.68	487.81	6300.83	6302.51
9.69	394.84	394.94	3826.00	3826.97
6.46	300.10	300.18	1938.65	1939.16
3.23	202.72	202.78	654.79	654.98
0.00	114.26	114.29	0.00	0.00
$\sum \mathbf{M_R}$			32791.48	32800.17

Tableau IV.16. *Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
19.38	2924.30	12.05	11.94	35237.82	34916.14
16.15	3527.81	12.16	11.91	42898.17	42016.22
12.92	3589.02	12.16	11.91	43642.48	42745.23
9.69	3632.17	12.15	11.91	44130.87	43259.14
6.46	3680.90	12.15	11.91	44722.94	43839.52
3.23	3729.80	12.15	11.91	45317.07	44421.92
0.00	4204.31	12.07	11.83	50746.02	49736.99
$\sum \mathbf{M_S}$				306695.36	300935.16

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Tableau IV.17. *Vérification de la stabilité au renversement*

M_{Sx} $(kN.m)$	M_{Sy} $(kN.m)$	M_{Rx} $(kN.m)$	M_{Ry} $(kN.m)$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}}$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} \geq 1.5$
306695.36	300935.16	32791.48	32800.17	9.35	9.18	Oui	Oui

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions.

5- Vérification des déplacements :

a) Déplacement inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R.\delta_{ek} \quad \text{[RPA: Art 4.4.3]}$$

δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 (inter-étage) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(\text{limite})} = 0.01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.18. *Vérification des déplacements inter-étage suivant X*

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k(limite)}$ (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{k(limite)}$
19.38	1.41	7.04	0.94	3.23	Oui
16.15	1.22	6.10	1.17	3.23	Oui
12.92	0.99	4.93	1.33	3.23	Oui
9.69	0.72	3.60	1.42	3.23	Oui
6.46	0.44	2.18	1.31	3.23	Oui
3.23	0.17	0.87	0.87	3.23	Oui
0.00	0.00	0.00	0.00	3.23	Oui
-3.23	0.00	0.00			

Tableau IV.19. *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k(limite)}$ (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{k(limite)}$
19.38	0.98	4.90	0.81	3.23	Oui
16.15	0.82	4.09	0.90	3.23	Oui
12.92	0.64	3.19	0.94	3.23	Oui
9.69	0.45	2.25	0.92	3.23	Oui
6.46	0.27	1.33	0.80	3.23	Oui
3.23	0.11	0.53	0.53	3.23	Oui
0.00	0.00	0.00	0.00	3.23	Oui
-3.23	0.00	0.00			

b) Déplacement en tête :

$$\boldsymbol{\delta_{réel}} = R \times \boldsymbol{\delta_{théorique}} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{1938}{250} = 7.75 \text{ cm}$$

Tableau IV.20. *Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions*

	$\boldsymbol{\delta_{théorique}}$ (cm)	$\boldsymbol{\delta_{réel}}$ (cm)	$\boldsymbol{\delta_{limite}}$ (cm)	$\boldsymbol{\delta_{réel} \leq \delta_{limite}}$
Suivant X	1.41	7.04	7.75	Oui
Suivant Y	0.98	4.90	7.75	Oui

6- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2ème ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k : déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k : hauteur de l'étage " k ".

Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.21. *Vérification de l'effet P-Δ suivant X*

h_k (m)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Θ	Θ<0.10
19.38	2924.30	556.30	0.94	0.003	Oui
16.15	3527.81	575.24	1.17	0.004	Oui
12.92	3589.02	487.68	1.33	0.008	Oui
9.69	3632.17	394.84	1.42	0.013	Oui
6.46	3680.90	300.10	1.31	0.025	Oui
3.23	3729.80	202.72	0.87	0.050	Oui

Tableau IV.22. *Vérification de l'effet P-Δ suivant Y*

h_k (m)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Θ	Θ<0.10
19.38	2924.30	556.45	0.81	0.002	Oui
16.15	3527.81	575.39	0.90	0.003	Oui
12.92	3589.02	487.81	0.94	0.005	Oui
9.69	3632.17	394.94	0.92	0.009	Oui
6.46	3680.90	300.18	0.80	0.015	Oui
3.23	3729.80	202.78	0.53	0.030	Oui

7- Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} < 0.3$$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV.23. *Vérification de l'effort normal réduit*

Niveau	N_d (kN)	B_c (mm^2)	υ	$\upsilon < 0.3$
5ème étage	197.60	122500	0.06	Oui
4ème étage	399.36	122500	0.13	Oui
3ème étage	661.85	160000	0.17	Oui
2ème étage	941.55	160000	0.24	Oui
1er étage	1263.10	202500	0.25	Oui
RDC	1468.13	202500	0.29	Oui
S-Sol	1770.64	250000	0.28	Oui

8- Vérification de cisaillement des éléments :

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa} \quad \text{(fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ \text{MPa}\right] = 2.50\ \text{MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

Tableau IV.24. *Vérification de cisaillement des poutres*

Elément	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30*40	140.04	1.35G+1.5Q	1.25	3.33	Oui
Poutre secondaire	30*35	31.28	G+Q+E_{dx}	0.32	3.33	Oui
Poutre palière	30*30	24.63	G+Q+E_{dx}	0.30	3.33	Oui
Chainage	30*30	11.24	G+Q+E_{dx}	0.14	3.33	Oui
Longrine	30*30	7.30	1.35G+1.5Q	0.09	2.50	Oui

Tableau IV.25. *Vérification de cisaillement des poteaux*

Section (cm^2)	Direction	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
35*35	Suivant X	51.54	$G+Q+E_{dx}$	0.45	3.33	Oui
	Suivant Y	40.78	$G+Q+E_{dy}$	0.36	3.33	Oui
40*40	Suivant X	74.21	$G+Q+E_{dx}$	0.49	3.33	Oui
	Suivant Y	59.56	$G+Q+E_{dy}$	0.40	3.33	Oui
45*45	Suivant X	89.27	$G+Q+E_{dx}$	0.47	3.33	Oui
	Suivant Y	70.14	$G+Q+E_{dy}$	0.37	3.33	Oui
50*50	Suivant X	26.45	$G+Q+E_{dx}$	0.11	2.50	Oui
	Suivant Y	17.27	$G+Q+E_{dy}$	0.07	2.50	Oui

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau_u = \frac{1.4\ V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.26. *Vérification de l'effort tranchant dans les voiles*

Niveau	Voile	S (cm^2)	V_u (kN)	b_0 (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
S-Sol	$V_{péri}$	15×480	389.03	15	477.50	0.76	5.00	Oui
	V1	15×235	154.88	15	232.50	0.62	5.00	Oui
	V2	15×145	101.41	15	142.50	0.66	5.00	Oui
	V3	15×95	102.40	15	92.50	1.03	5.00	Oui
	V4	15×75	70.23	15	72.50	0.90	5.00	Oui
RDC et 1er étage	V1	15×238	559.60	15	235.50	2.22	5.00	Oui
	V2	15×148	341.93	15	145.50	2.19	5.00	Oui
	V3	15×98	319.69	15	95.50	3.12	5.00	Oui
	V4	15×78	253.81	15	75.50	3.14	5.00	Oui
2ème et 3ème étage	V1	15×240	354.21	15	237.50	1.39	5.00	Oui
	V2	15×150	295.68	15	147.50	1.87	5.00	Oui
	V3	15×100	203.57	15	97.50	1.95	5.00	Oui
	V4	15×80	164.92	15	77.50	1.99	5.00	Oui
4ème et 5ème étage	V1	15×243	171.50	15	240.50	0.67	5.00	Oui
	V2	15×153	111.15	15	150.50	0.69	5.00	Oui
	V3	15×103	119.41	15	100.50	1.11	5.00	Oui
	V4	15×83	101.74	15	80.50	1.18	5.00	Oui

IV.4. CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.27. *Dimensions finales des poutres*

Elément	Section (cm^2)
Poutre principale	30*40
Poutre secondaire	30*35
Poutre palière	30*30
Chainage	30*30
Longrine	30*30

Tableau IV.28. *Dimensions finales des poteaux*

Niveau	Section (cm^2)
$5^{ème}$ et $4^{ème}$ étage	35*35
$3^{ème}$ et $2^{ème}$ étage	40*40
1^{er} étage et RDC	45*45
Sous-sol	50*50

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément les règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 :

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Tableau V.1. *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\boldsymbol{f_{c28} = 25\ MPa}$	Fe E400	$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400
$\boldsymbol{\sigma_b = 14.17\ MPa}$	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires, poutres palières, chainages, longrines) avec les deux situations.

Recommandations du RPA99 version2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en Zone III.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003\ S_t.b$
  - b : largeur de la poutre.
  - S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - $S_t \leq h/2$ en Zone courante.
    - $S_t \leq \min(h/4 ; 12Ø)$ en zone nodale.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau V.2. *Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40)*

	Niveau	Position	$M_u(kN.m)$	Combinaison	$A'(cm^2)$	$A\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	38.00	1.35G+1.5Q	0	3.00	3HA14=4.62
		Appui	-49.45	1.35G+1.5Q	0	4.00	5HA14=7.70
	Etage	Travée	44.12	1.35G+1.5Q	0	3.50	5HA14=7.70
		Appui	-63.20	1.35G+1.5Q	0	5.10	5HA14=7.70
Intermédiaire	Terrasse	Travée	64.40	1.35G+1.5Q	0	5.20	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-85.21	1.35G+1.5Q	0	7.10	5HA14=7.70
	Etage	Travée	74.57	1.35G+1.5Q	0	6.10	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-103.80	1.35G+1.5Q	0	8.80	6HA14=9.24

Tableau V.3. *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)*

	Niveau	Position	$M_u(kN.m)$	Combinaison	$A'(cm^2)$	$A\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	17.36	G+Q+Ex	0	1.60	3HA12=3.39
		Appui	-17.91	G+Q+Ex	0	1.60	3HA12=3.39
	Etage	Travée	27.05	G+Q+Ex	0	2.50	3HA12=3.39
		Appui	-36.22	G+Q+Ex	0	3.30	3HA12=3.39
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.81	1.35G+1.5Q	0	1.10	3HA12=3.39
		Appui	-15.13	G+Q+Ex	0	1.40	3HA12=3.39
	Etage	Travée	19.38	G+Q+Ex	0	1.80	3HA12=3.39
		Appui	-28.85	G+Q+Ex	0	2.60	3HA12=3.39

V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n y'a pas de vérification.

Tableau V.4. *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales*

	Niveau	Position	$\mathbf{M_{ser}}$ $(\mathbf{kN.m})$	Combinaison	$\mathbf{A_{choisie}}$ $(\mathbf{cm^2})$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$ $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
Rive	Terrasse	Travée	27.84	G+Q	4.62	5.00	178.20	Oui
		Appui	-36.21	G+Q	7.70	5.40	142.60	Oui
	Etage	Travée	32.24	G+Q	7.70	4.80	127.00	Oui
		Appui	-44.72	G+Q	7.70	6.70	176.10	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Travée	47.06	G+Q	7.70	-	-	-
		Appui	-62.30	G+Q	10.05	-	-	-
	Etage	Travée	54.33	G+Q	9.24	-	-	-
		Appui	-74.78	G+Q	12.06	-	-	-

Tableau V.5. *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires*

	Niveau	Position	$\mathbf{M_{ser}}$ $(\mathbf{kN.m})$	Combinaison	$\mathbf{A_{choisie}}$ $(\mathbf{cm^2})$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$ $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
Rive	Terrasse	Travée	5.65	G+Q	3.39	0.90	10.20	Oui
		Appui	-6.81	G+Q	3.39	1.00	12.30	Oui
	Etage	Travée	6.04	G+Q	3.39	0.90	10.90	Oui
		Appui	-19.17	G+Q	3.39	4.80	191.60	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.11	G+Q	3.39	-	-	-
		Appui	-8.76	G+Q	3.39	-	-	-
	Etage	Travée	9.17	G+Q	3.39	-	-	-
		Appui	-12.38	G+Q	3.39	-	-	-

V.2.1.2 Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)
- $A_{travée} \geq A_{min}$ et $A_{travée} \leq A_{max}$ (RPA)
- $A_{appui} \geq A_{min}$ et $A_{appui} \leq A_{max}$ (RPA)

Tableau V.6. *Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA*

	Niveau	Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	A_{min} CBA $= 1.2\ cm^2$	A_{min} RPA $= 6\ cm^2$	$A_{max\,T}$ RPA $= 48\ cm^2$	$A_{max\,A}$ RPA $= 72\ cm^2$
Rive	Terrasse	Travée	9.24	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	12.32	Oui	Oui	Oui	Oui
	Etage	Travée	12.32	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	12.32	Oui	Oui	Oui	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Travée	11.50	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	12.32	Oui	Oui	Oui	Oui
	Etage	Travée	11.50	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	13.85	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau V.7. *Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA*

	Niveau	Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	A_{min} CBA $= 1.2\ cm^2$	A_{min} RPA $= 6\ cm^2$	$A_{max\,T}$ RPA $= 48\ cm^2$	$A_{max\,A}$ RPA $= 72\ cm^2$
Rive	Terrasse	Travée	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui
	Etage	Travée	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui
	Etage	Travée	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui
		Appui	6.78	Oui	Oui	Oui	Oui

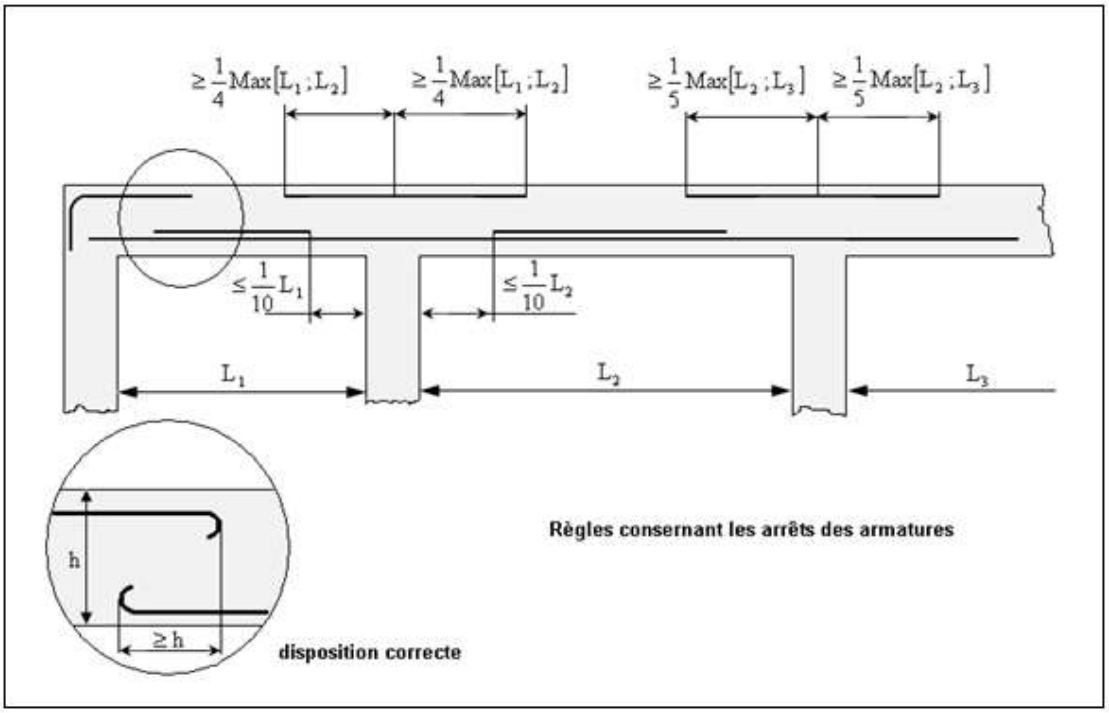


Figure V.1. *Disposition des armatures longitudinales des poutres*

V.2.1.3 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : effort tranchant.

Tableau V.8. *Calcul de la contrainte de cisaillement admissible* $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ \text{MPa}\right]$	$\text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa}\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.50\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4.35\ \text{MPa}$

Tableau V.9. *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Rive	Terrasse	Appui	68.92	1.35G+1.5Q	0.61	2.50	Oui
	Etage	Appui	84.80	1.35G+1.5Q	0.75	2.50	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Appui	117.04	1.35G+1.5Q	1.04	3.33	Oui
	Etage	Appui	140.04	1.35G+1.5Q	1.24	3.33	Oui

Tableau V.10. *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Rive	Terrasse	Appui	18.18	G+Q+Ex	0.19	3.26	Oui
	Etage	Appui	33.51	G+Q+Ex	0.34	3.26	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Appui	12.61	1.35G+1.5Q	0.13	4.35	Oui
	Etage	Appui	28.64	1.35G+1.5Q	0.29	4.35	Oui

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence Fe E400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

D'après le RPA99 version2003

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4} \text{ et } 12\,\emptyset\right) \quad \text{zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{cases}$$

D'après le CBA93

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \dfrac{\gamma(\tau_u - 0.3\, f_{t28} . K)}{0.9\, f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d\,;\, 40cm) \\ \dfrac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4\ \text{MPa} \end{cases}$$

Tableau V.11. *Calcul des armatures transversales et leurs espacements*

Elément	τ_u (MPa)	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}$ (cm)		A_t Choisie (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S′ (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S′ (ZC) (cm)	
P.P (30*40)	1.24	26.36	2.01	10	20	0.90	10	15	4Ø8=2.01
P.S (30*35)	0.34	67	2.01	8.75	17.5	0.79	10	15	4Ø8=2.01

V.2.3. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad 0\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0 . d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.80$

Tableau V.12. *Vérification préliminaire de la flèche des poutres*

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0 . d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 . d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P 30*40	0.0792	0.0625	Oui	0.0792	0.0800	Non	0.0102	0.0105	Non
P.S 30*35	0.0933	0.0625	Oui	0.0933	0.0800	Oui	0.0070	0.0105	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau V.13. *Vérification de la flèche des poutres principales*

$\mathbf{A(cm^2)}$	$\mathbf{M(kN.m)}$	$\boldsymbol{\rho}(\%)$	$\boldsymbol{\sigma_s(MPa)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\mathbf{y(cm)}$	$\mathbf{I_0(cm^4)}$
6.88	54.33	0.61	238.21	0.536	22.94	192243.06
$\mathbf{I_{fi}(cm^4)}$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
74409.05	121758.08	5.90	10.83	4.93	10.1	Oui

Tableau V.14. *Vérification de la flèche des poutres secondaires*

$\mathbf{A(cm^2)}$	$\mathbf{M(kN.m)}$	$\boldsymbol{\rho}(\%)$	$\boldsymbol{\sigma_s(MPa)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\mathbf{y(cm)}$	$\mathbf{I_0(cm^4)}$
3.39	9.17	0.35	91.97	1	18.81	118513.13
$\mathbf{I_{fi}(cm^4)}$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
18518.14	38163.68	2.34	3.41	1.07	7.8	Oui

Conclusion :

Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

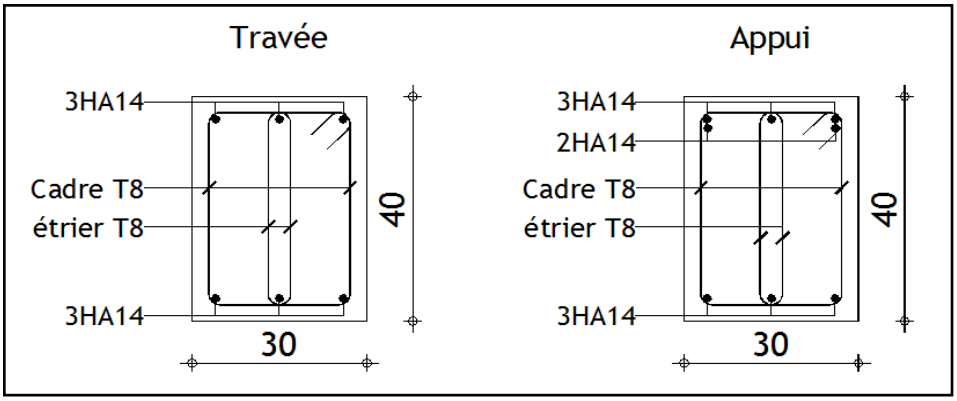


Figure V.2. *Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse*

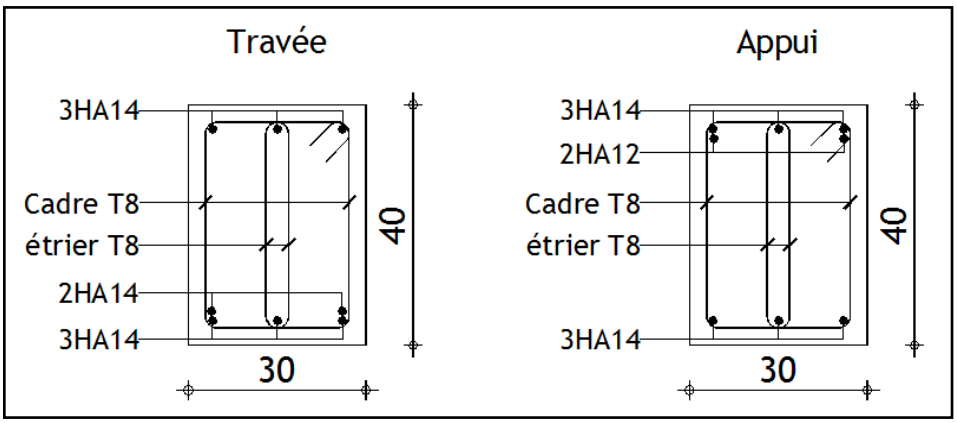


Figure V.3. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse*

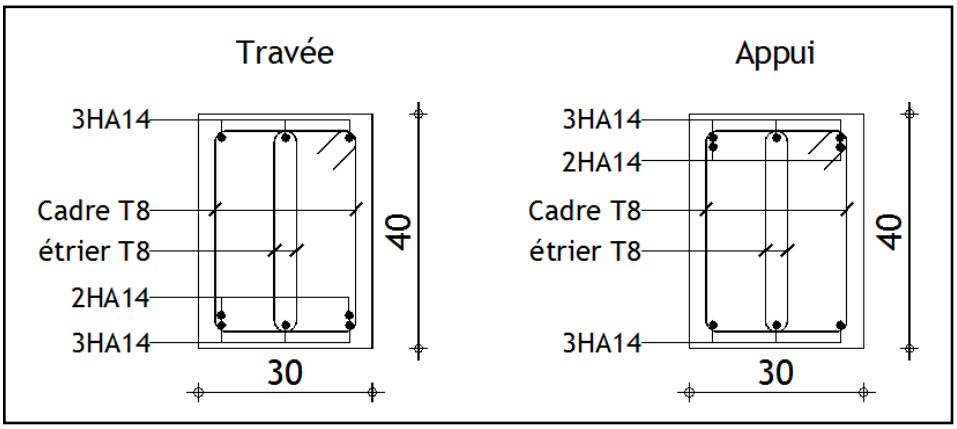


Figure V.4. *Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant*

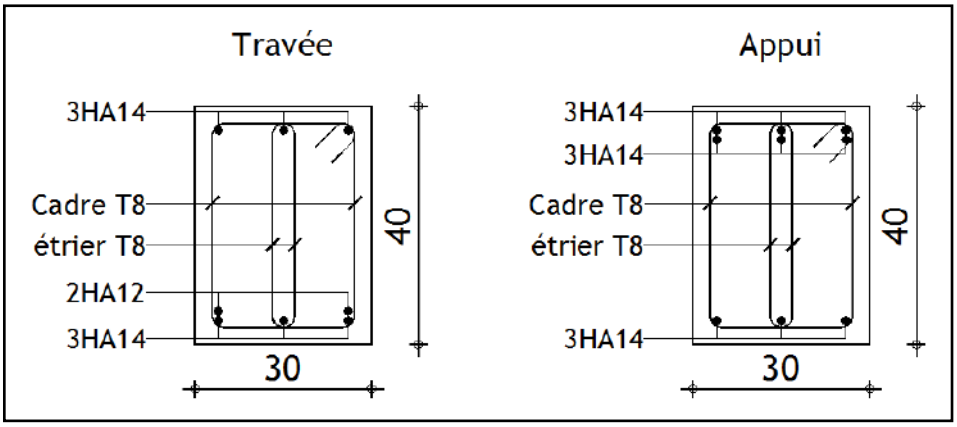


Figure V.5. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant*

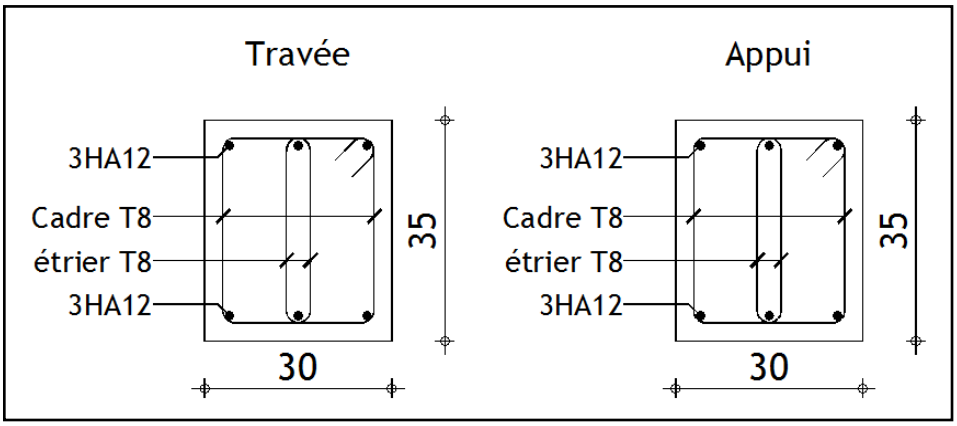


Figure V.6. *Ferraillage des poutres secondaires*

Remarque :

Toutes les poutres secondaires de tous les niveaux ont le même type de ferraillage.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :

a) Selon le CBA93 :

$$A_l = \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 0.5\% \qquad \text{(B : section de béton comprimé)} \end{cases}$$

Condition de non fragilité : $A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\% \qquad \text{(zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \qquad \text{(zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

  h_e : la hauteur d'étage.

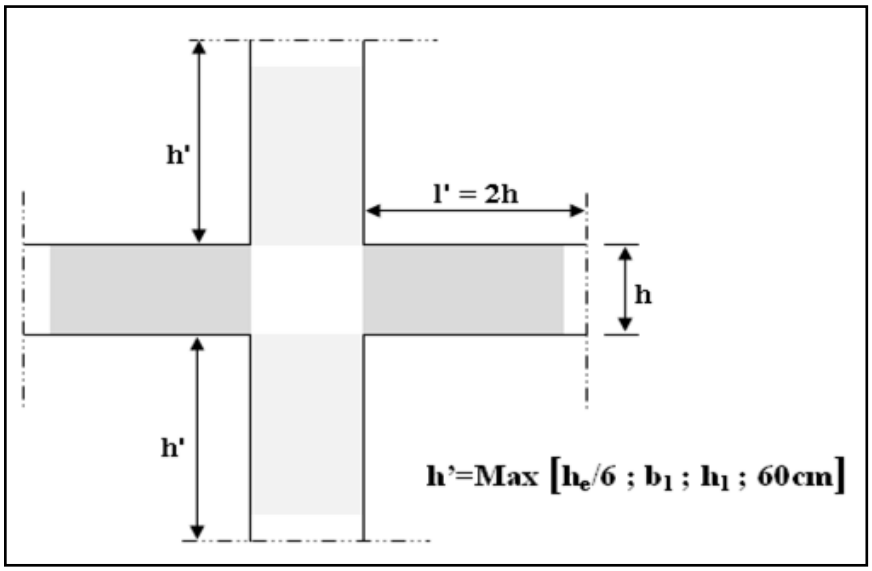


Figure V.7. *La zone nodale dans les poteaux*

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $1.35G + 1.5Q$.

3eme cas : Effort normal minimal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0.8G \pm E$.

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u.(e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\,L_f^{\,2}\,(2 + \alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = \text{Max}\left[\frac{L_0(cm)}{250}\,;\,2\,cm\right]$$

e_1 : excentricité du 1er ordre provoquée par le moment de flexion égale à :

e_2 : excentricité du 2ème ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$$

L_f : longueur de flambement.

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

e_a : excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

L_0 : longueur libre.

Tableau V.15. *Ferraillage des poteaux*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
5ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	-8.78	28.47	2.81	2.45	0.35	11.03	8HA14=12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ey	21.06	59.70	25.74	3.83	0.99	11.03	8HA14=12.32
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	243.61	-11.90	-9.03	1.75	1.05	11.03	8HA14=12.32
4ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	-53.45	24.89	2.50	1.86	0.94	11.03	8HA14=12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q + Ex	144.93	23.62	33.57	1.51	1.29	11.03	8HA14=12.32
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	530.09	-9.00	-10.87	1.75	1.05	11.03	8HA14=12.32
3ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	-130.90	36.88	3.69	2.33	1.81	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q + Ex	222.96	34.05	53.22	1.66	1.54	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	815.02	-12.16	-15.56	2.00	1.20	14.40	4HA14+8HA12=15.21
2ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ey	-244.38	17.19	80.04	3.61	5.10	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ex	200.37	20.69	46.11	1.38	1.82	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	1102.02	-9.10	-13.91	2.00	1.20	14.40	4HA14+8HA12=15.21
1er (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ey	-381.68	17.72	109.93	5.23	6.32	18.23	12HA14=18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ex	249.44	22.02	62.18	1.35	2.25	18.23	12HA14=18.47
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	1420.19	-4.84	-10.99	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
RDC (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	-502.12	50.09	4.75	4.66	4.66	18.23	12HA14=18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q + Ey	683.78	69.63	3.04	4.01	0.11	18.23	12HA14=18.47
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	1782.61	-5.75	-6.06	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
S-Sol (50*50)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	-242.58	4.00	1.38	2.00	2.00	22.50	12HA16=24.13
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q + Ey	274.93	22.15	1.88	2.50	1.50	22.50	12HA16=24.13
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	2006.80	-0.37	-9.75	2.50	1.50	22.50	12HA16=24.13

Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Contrainte limite du béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Contrainte limite d'acier :

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive)

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\ \text{MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.16. *Vérification des poteaux à l'E.L.S*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	$A_{x\ choisie}$ (cm^2)	$A_{y\ choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	Vérification
5ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	35.73	-0.52	12.73	9.24	3.08	2.35	38.89	23.19	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	68.02	21.12	16.66	9.24	3.08	6.13	90.24	62.83	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	178.36	-6.68	-8.68	9.24	3.08	2.67	0.23	34.63	Oui
4ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	83.70	0.60	8.97	9.24	3.08	1.73	7.66	20.39	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	157.73	18.26	13.33	9.24	3.08	5.03	40.95	56.89	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	387.32	-8.03	-6.56	9.24	3.08	3.80	0.00	52.50	Oui
3ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	137.96	2.35	11.56	10.68	4.52	1.71	2.24	21.75	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	252.25	25.08	17.80	10.68	4.52	4.61	26.48	55.99	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	595.18	-11.50	-8.85	10.68	4.52	4.17	0.00	58.89	Oui
2ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	194.78	3.93	7.99	10.68	4.52	1.82	0.00	24.00	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	349.34	18.12	13.21	10.68	4.52	3.93	1.58	50.61	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	804.53	-10.28	-6.68	10.68	4.52	4.91	0.00	70.90	Oui
1er (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	260.73	8.61	9.79	12.32	6.16	1.93	0.00	25.95	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	459.28	18.40	14.67	12.32	6.16	3.43	0.00	46.00	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	1036.53	-7.77	-3.47	12.32	6.16	4.42	0.00	65.33	Oui
RDC (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	330.58	4.78	2.25	12.32	6.16	1.66	0.00	23.65	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	757.06	42.81	1.31	12.32	6.16	5.11	0.00	69.52	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	1300.40	-4.30	-4.14	12.32	6.16	5.28	0.00	78.51	Oui
S-Sol (50*50)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	166.30	1.68	0.44	16.08	8.04	0.60	0.00	8.78	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	298.80	19.95	1.19	16.08	8.04	1.66	0.00	22.75	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	1464.72	-7.18	-0.27	16.08	8.04	4.65	0.00	69.62	Oui

Tableau V.17. *Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements*

Niveau	Section (cm^2)	$\mathbf{A_{choisie}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{A_{min}}$ **CBA** ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{A_{min}}$ **RPA** ($\mathbf{cm^2}$)	Vérification
$5^{ème}$	35*35	12.32	1.23	11.03	Oui
$4^{ème}$	35*35	12.32	1.23	11.03	Oui
$3^{ème}$	40*40	15.21	1.60	14.40	Oui
$2^{ème}$	40*40	15.21	1.60	14.40	Oui
1^{er}	45*45	18.47	2.03	18.23	Oui
RDC	45*45	18.47	2.03	18.23	Oui
S-Sol	50*50	24.13	2.50	22.50	Oui

V.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

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

a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton est donné précédemment dans le tableau V.8.

b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 :

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si \quad \lambda > 5 \\ 0.04 & si \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : élancement mécanique ; L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ; I : Moment d'inertie du poteau

B : Section du poteau

Tableau V.18. *Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux*

Niveau	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	Combinaison	$\bar{\tau}_{bu}$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ CBA (MPa)	Vérification
5ème	35*35	36.13	0.32	22.38	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	Oui
4ème	35*35	51.54	0.45	22.38	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	Oui
3ème	40*40	70.23	0.27	19.58	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	Oui
2ème	40*40	74.21	0.49	19.58	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	Oui
1er	45*45	89.27	0.47	17.41	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	Oui
RDC	45*45	81.90	0.43	17.41	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	Oui
S-Sol	50*50	26.45	0.11	15.66	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	Oui

V.3.2. Armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_l . f_e}$$

T_u : effort tranchant

h_l : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ \text{cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ;\ 10\emptyset_l] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

ρ_a : coefficient correcteur en fonction des l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si} \quad \lambda > 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si} \quad \lambda \leq 5$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.3\% \quad \text{si} \quad \lambda > 5$$

$$0.3\% \leq \frac{A_t}{t.b_1} \leq 0.8\% \quad \text{si} \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \quad \text{si} \quad \lambda \leq 3$$

Tableau V.19. *Ferraillage transversal des poteaux*

Niveau	Section (cm^2)	$\mathbf{T_u}$ (**kN**)	$\mathbf{S_t}$ (**cm**)	$\boldsymbol{\lambda}$	Zone	$\mathbf{S_t}$ (**cm**) RPA	$\mathbf{A_{t.calc}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{A_{t.choisie}}$ ($\mathbf{cm^2}$)
5ème	35*35	36.13	15	22.38	Nodale	10	0.08	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.12	4Ø8=2.01
4ème	35*35	51.54	15	22.38	Nodale	10	0.11	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.17	4Ø8=2.01
3ème	40*40	70.23	15	19.58	Nodale	10	0.16	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.23	4Ø8=2.01
2ème	40*40	74.21	15	19.58	Nodale	10	0.16	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.25	4Ø8=2.01
1er	45*45	89.27	15	17.41	Nodale	10	0.20	4Ø10=3.14
					Courante	15	0.30	4Ø10=3.14
RDC	45*45	81.90	15	17.41	Nodale	10	0.18	4Ø10=3.14
					Courante	15	0.27	4Ø10=3.14
S-Sol	50*50	26.45	15	15.66	Nodale	10	0.06	4Ø10=3.14
					Courante	15	0.09	4Ø10=3.14

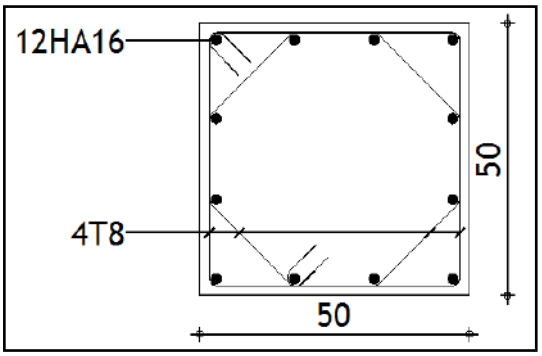


Figure V.8. *Ferraillage poteaux 50*50*

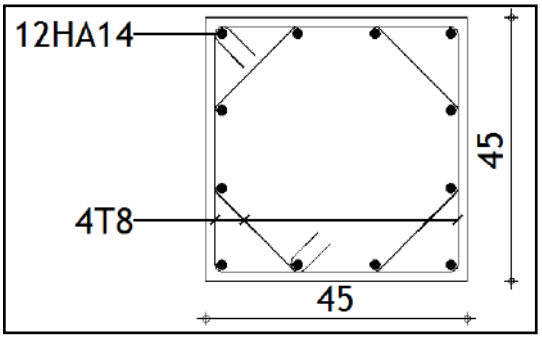


Figure V.9. *Ferraillage poteaux 45*45*

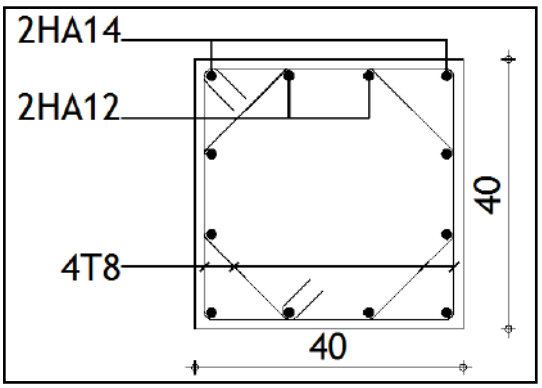


Figure V.10. *Ferraillage poteaux 40*40*

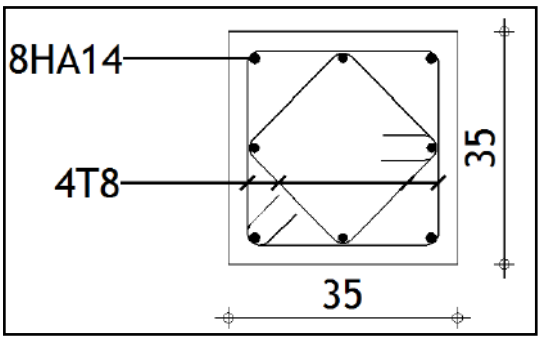


Figure V.11. *Ferraillage poteaux 35*35*

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\ \emptyset = \begin{cases} 70\ \text{cm pour } \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\ \text{cm pour } \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

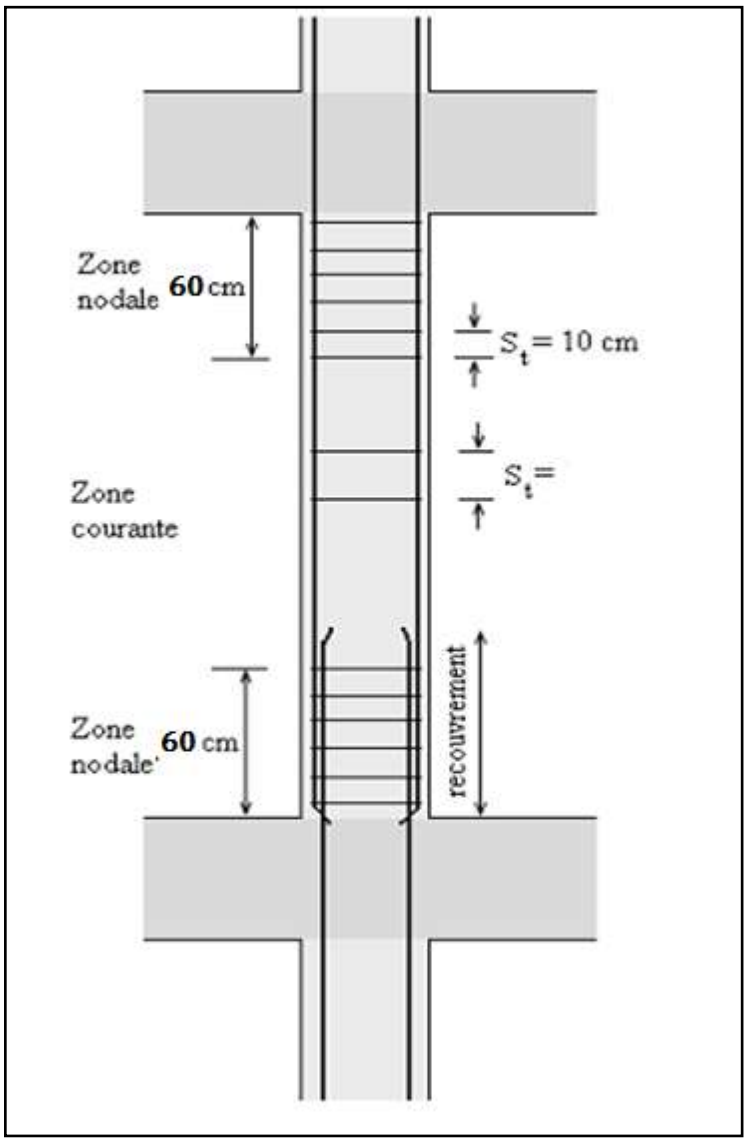


Figure V.12. *Disposition des armatures dans les poteaux*

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés pour :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer la stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins seulement. Il sont ferraillés en flexion composé.

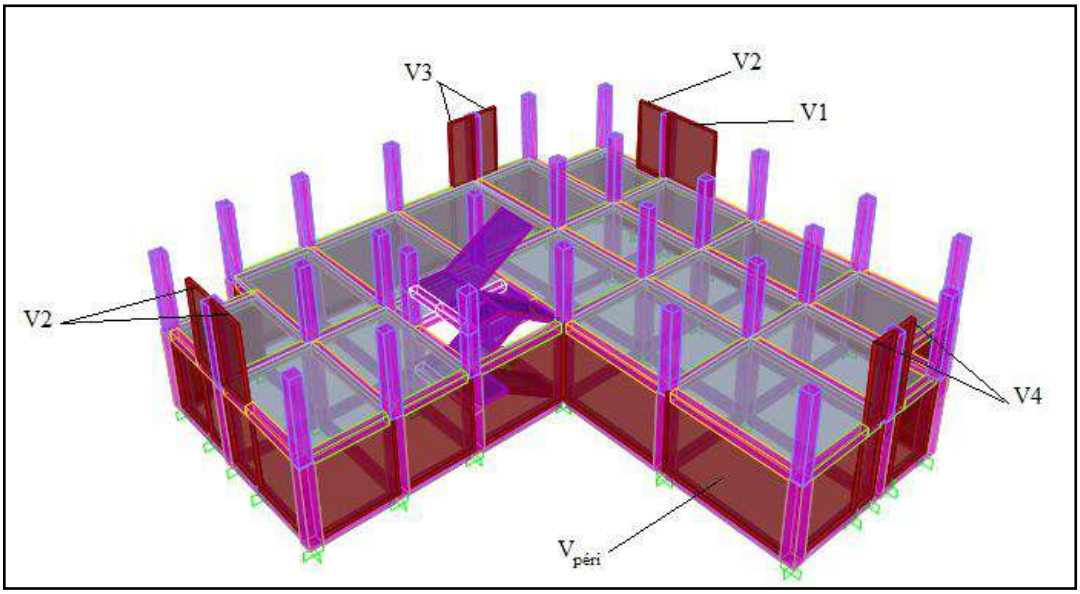


Figure V.13. *Désignation des voiles*

V.4.1. Recommandation selon les règlements :

V.4.1.1. Armatures verticales :

L'acier choisi pour le ferraillage est de type haute adhérence Fe E400.

a) Selon le CBA93 :

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 5\%$$

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon le RPA99 version2003 :

$A_{min} = 0.2\% \times B_t = 0.2\% \times a.L_t$ (section tendue)

$A_{min} = 0.15\% \times B = 0.15\% \times a.L$ (section globale)

$A_{min} = 0.10\% \times B_c = 0.10\% \times a.L_c$ (section courante)

$$S_v \leq \text{Min}[1.5a\ ;\ 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ S_v/2 & \text{(zone d'extrémité) } L/10 \end{cases}$$

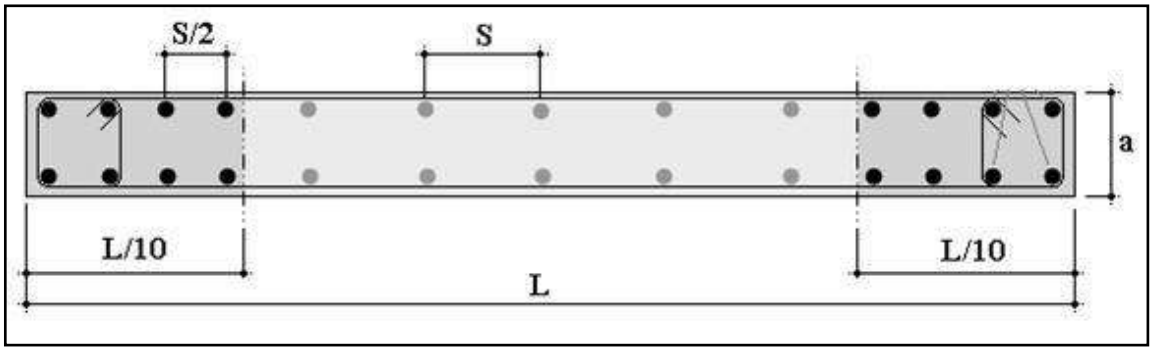


Figure V.14. *Disposition des armatures verticales des voiles*

V.4.1.2. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq \text{Min}[0.9d\,;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . f_e}{0.4\ a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9\ f_e}{\gamma_s . a . \tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq \text{Min}[1.5a\,;\ 30cm]$$

V.4.1.3. Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures ronds lisses de nuance Fe E235, elles sont perpendiculaires aux faces du refends, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales). Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- $40\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- $20\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10Ø dans l'extrémité de l'armature.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

Tableau V.20. *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\boldsymbol{f_{c28} = 25\ MPa}$	Fe E400	$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400
$\boldsymbol{\sigma_b = 14.17\ MPa}$	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.4.2. Calcul de ferraillage :

V.4.2.1. Armatures verticales :

Les résultats de calcul d'armatures verticales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.21. *Calcul des armatures verticales des voiles*

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-Sol	$V_{péri}$	15×480	821.95	836.82	G+Q+Ex	39.60	20	2×18HA12=40.72
	V1	15×235	797.73	95.44	G+Q+Ey	20.00	20	2×9HA12=20.36
	V2	15×145	644.52	106.40	G+Q+Ey	12.80	20	2×6HA12=13.57
	V3	15×95	415.21	137.71	G+Q+Ex	8.80	20	2×4HA12=9.05
	V4	15×75	308.88	99.73	G+Q+Ex	7.20	20	2×4HA12=9.05
RDC et 1er étage	V1	15×238	1471.89	1321.75	G+Q+Ey	20.24	20	2×9HA12=20.36
	V2	15×148	1156.76	817.00	G+Q+Ey	13.04	20	2×6HA12=13.57
	V3	15×98	948.12	619.54	G+Q+Ex	17.04	20	2×8HA12=18.10
	V4	15×78	760.12	476.76	G+Q+Ex	19.48	20	2×9HA12=20.36
2ème et 3ème étage	V1	15×240	703.75	789.27	G+Q+Ey	20.40	20	2×10HA12=22.62
	V2	15×150	495.40	476.04	G+Q+Ey	13.20	20	2×6HA12=13.57
	V3	15×100	360.70	332.16	G+Q+Ex	9.32	20	2×5HA12=11.31
	V4	15×80	281.42	268.71	G+Q+Ex	11.50	20	2×6HA12=13.57
4ème et 5ème étage	V1	15×243	391.36	400.63	G+Q+Ey	20.64	20	2×10HA12=22.62
	V2	15×153	297.06	256.63	G+Q+Ey	13.44	20	2×6HA12=13.57
	V3	15×103	264.96	181.34	G+Q+Ex	9.44	20	2×5HA12=11.31
	V4	15×83	210.28	156.09	G+Q+Ex	7.84	20	2×4HA12=9.05

Tableau V.22. *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S-Sol	$V_{péri}$	15×480	750.18	145.29	2×20.36	1.16	17.40	15.00	201.63	Oui
	V1	15×235	497.16	-1.73	2×10.18	1.31	19.62	15.00	201.63	Oui
	V2	15×145	326.83	54.80	2×6.79	2.20	32.52	15.00	201.63	Oui
	V3	15×95	252.54	37.00	2×4.52	2.92	42.82	15.00	201.63	Oui
	V4	15×75	195.90	31.42	2×4.52	3.25	47.10	15.00	201.63	Oui
RDC et 1^{er} étage	V1	15×238	638.47	-43.65	2×10.18	1.89	28.35	15.00	201.63	Oui
	V2	15×148	417.42	68.26	2×6.79	2.71	40.21	15.00	201.63	Oui
	V3	15×98	403.84	46.87	2×9.05	3.62	53.32	15.00	201.63	Oui
	V4	15×78	331.99	49.73	2×10.18	4.19	60.98	15.00	201.63	Oui
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	15×240	473.79	49.31	2×11.31	1.47	22.00	15.00	201.63	Oui
	V2	15×150	284.61	-16.62	2×6.79	1.40	20.82	15.00	201.63	Oui
	V3	15×100	278.89	26.54	2×5.65	2.48	36.64	15.00	201.63	Oui
	V4	15×80	220.36	29.51	2×6.79	2.84	41.46	15.00	201.63	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	15×243	249.49	66.50	2×11.31	0.98	14.61	15.00	201.63	Oui
	V2	15×153	172.37	42.46	2×6.79	1.27	18.78	15.00	201.63	Oui
	V3	15×103	147.26	36.73	2×5.65	1.93	28.11	15.00	201.63	Oui
	V4	15×83	119.43	37.91	2×4.52	2.57	37.06	15.00	201.63	Oui

Tableau V.23. *Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
S-Sol	$V_{péri}$	15×480	2×18HA12=40.72	7.20	10.80	Oui
	V1	15×235	2×9HA12=20.36	3.53	5.29	Oui
	V2	15×145	2×6HA12=13.57	2.18	3.26	Oui
	V3	15×95	2×4HA12=9.05	1.43	2.14	Oui
	V4	15×75	2×4HA12=9.05	1.13	1.69	Oui
RDC et 1er étage	V1	15×238	2×9HA12=20.36	3.57	5.36	Oui
	V2	15×148	2×6HA12=13.57	2.22	3.33	Oui
	V3	15×98	2×8HA12=18.10	1.47	2.21	Oui
	V4	15×78	2×9HA12=20.36	1.17	1.76	Oui
2ème et 3ème étage	V1	15×240	2×10HA12=22.62	3.60	5.40	Oui
	V2	15×150	2×6HA12=13.57	2.25	3.38	Oui
	V3	15×100	2×5HA12=11.31	1.50	2.25	Oui
	V4	15×80	2×6HA12=13.57	1.20	1.80	Oui
4ème et 5ème étage	V1	15×243	2×10HA12=22.62	3.65	5.47	Oui
	V2	15×153	2×6HA12=13.57	2.30	3.44	Oui
	V3	15×103	2×5HA12=11.31	1.55	2.32	Oui
	V4	15×83	2×4HA12=9.05	1.25	1.87	Oui

V.4.2.2. Armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme $\emptyset_h$ est connue, alors : $A_h = 2 \times a_h = 2 \times \pi {\emptyset_h}^2/4$

$$\emptyset_h = 10\ mm \quad \Rightarrow \quad A_h = 1.57\ cm^2$$

$$S_h \leq \frac{0.9A_h \frac{f_e}{\gamma_s}}{a.(\tau_u - 0.3f_{t28}.k)}$$

$k = 1 + 3(\sigma_c/f_{cj})$ (flexion composée avec compression)

$k = 1 - 10(\sigma_c/f_{cj})$ (flexion composée avec traction)

$$\sigma_c = \frac{N_c}{B} \quad , \quad \sigma_t = \frac{N_t}{B} \quad , \quad B = L.a$$

σ_c : Contrainte de compression

σ_t : Contrainte de traction

N_c : Effort normal de compression

N_c : Effort normal de traction

B : Section totale du béton

L. : Longueur du voile

a : Epaisseur du voile

Selon le CBA93 :

$$S_h \leq Min[0.9d\ ; 40cm]$$

Selon le RPA99 version2003 (Art.7.7.4.3) :

$$S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$

$$A_{min} = 0.15\%B$$

Tableau V.24. *Calcul des armatures horizontales des voiles*

Niveau	Voile	B (cm^2)	N (kN)	k	S_h (cm) CBA	S_h (cm) RPA	S_h (cm)	A_{min} (cm^2)	$A_{h\ choisie}$ (cm^2)
S-Sol	$V_{péri}$	15×480	389.03	1.065	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V1	15×235	154.88	1.053	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V2	15×145	101.41	1.056	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V3	15×95	102.40	1.086	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V4	15×75	70.23	1.075	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
RDC et 1er étage	V1	15×238	559.60	1.188	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V2	15×148	341.93	1.185	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V3	15×98	319.69	1.261	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V4	15×78	253.81	1.260	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
2ème et 3ème étage	V1	15×240	354.21	1.118	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V2	15×150	295.68	1.158	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V3	15×100	203.57	1.163	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V4	15×80	164.92	1.165	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
4ème et 5ème étage	V1	15×243	171.50	1.056	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V2	15×153	111.15	1.058	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V3	15×103	119.41	1.093	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42
	V4	15×83	101.74	1.098	40	22.5	20	6.38	2×13HA10=20.42

V.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$\emptyset_v = 12\text{mm} \Rightarrow \emptyset_t \geq 12/3 = 4\text{mm} \Rightarrow$ On adopte : $\emptyset_t = 6\text{mm}$.

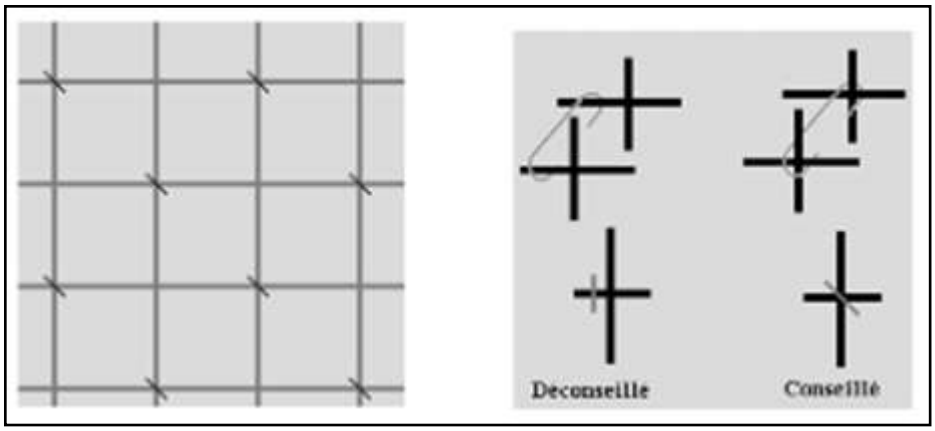


Figure V.15. *Disposition des épingles*

La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\,\emptyset = 60$ cm

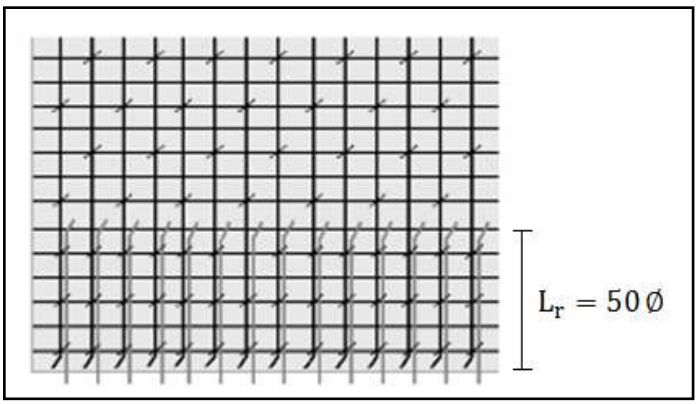


Figure V.16. *La zone de recouvrement des voiles*

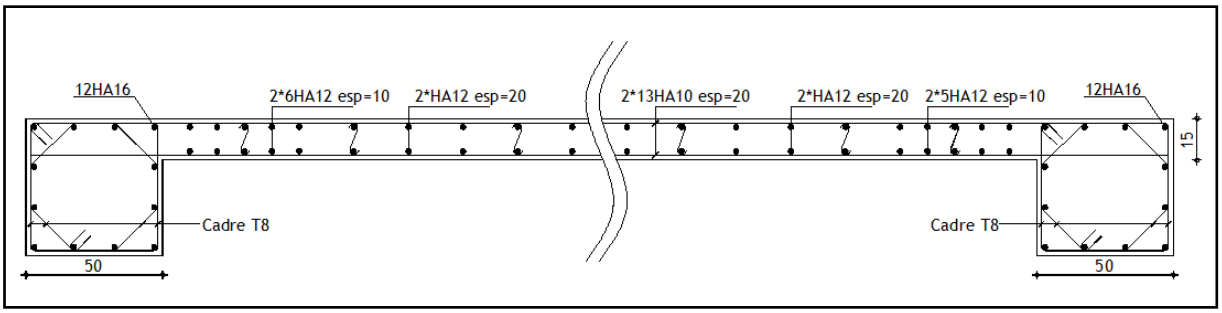


Figure V.17. *Ferraillage du voile périphérique*

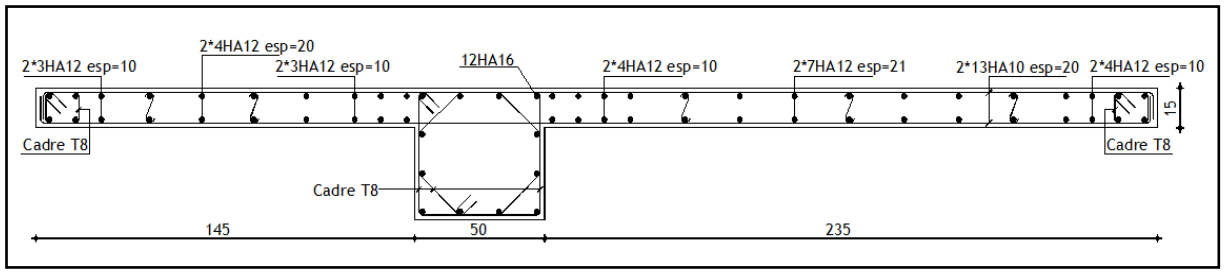


Figure V.18. *Ferraillage du voile V1 et V2*

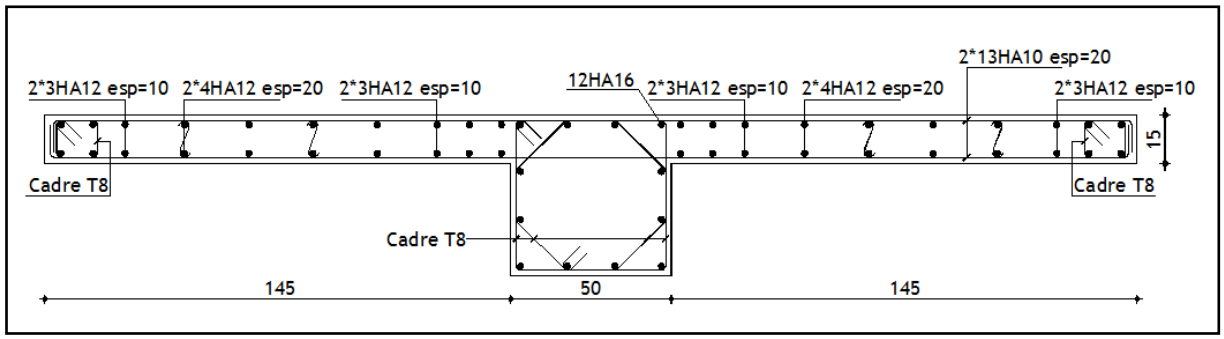


Figure V.19. *Ferraillage du voile V2*

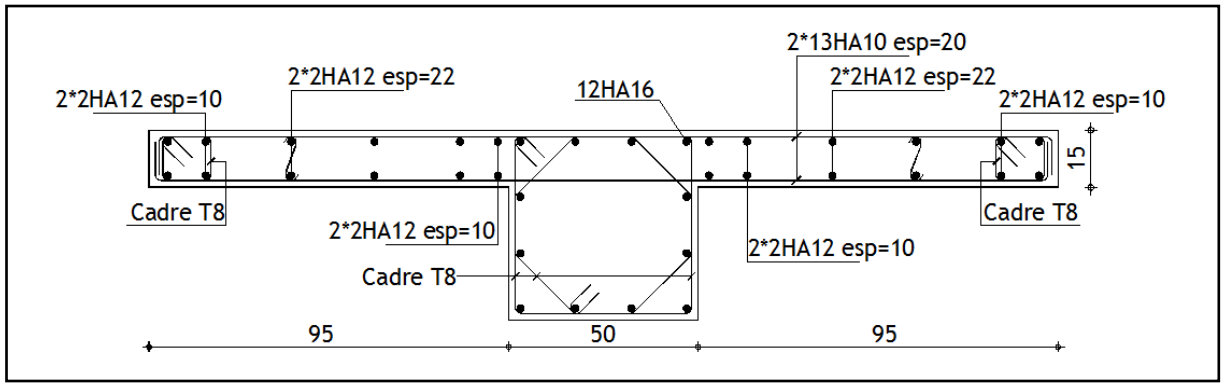


Figure V.20. *Ferraillage du voile V3*

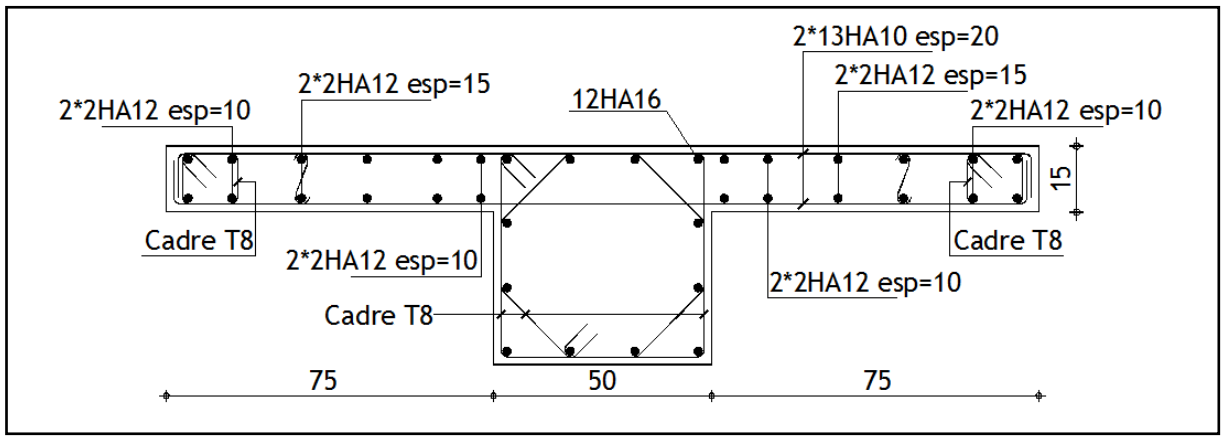


Figure V.21. *Ferraillage du voile V4*

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc...)
- fondations semi profondes (puits)
- fondations profondes (pieux)

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donnée par le laboratoire "GEOTECHNICAL AND CONSTRUCTION ENGENEERING".

VI.3.1. Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{20}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\mathbf{R_P^e = 30\ bars}$ à partir de la profondeur $z = 4.00m$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\mathbf{q_{adm} = 1.50\ bars}$$

VI.3.2. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à quatre mètres (4,00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\mathbf{D = 4.00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 11{,}01°$, $C = 36$ kPa , $\gamma_h = 20.02$ kN/m^3

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1.50$ bar avec un ancrage de 1.70 m sous le niveau du sous-sol (-3.23m), donc D= 4.95m.

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- type d'ouvrage à construire ;
- la nature et homogénéité du bon sol ;
- la capacité portante du terrain de fondation ;
- la raison économique ;
- la facilité de réalisation ;
- la distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux dans notre structure, les semelles seront de trois types :

- semelles isolées ;
- semelles filantes sous voiles ;
- semelles filantes sous poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

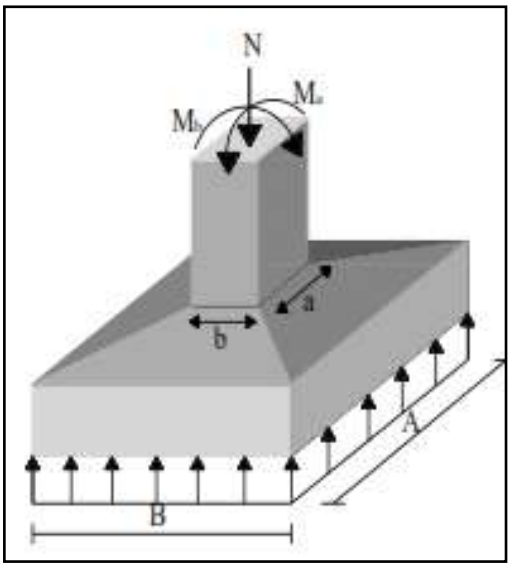


Figure VI.1. *Semelle isolée sous poteau*

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0.150 \text{ MPa} \quad , \quad a = b = 50 \text{ cm} \quad , \quad c = 3 \text{ cm}$$

Tableau VI.1. *Dimensionnement des semelles isolées*

Semelle	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	c (m)
S1	1464.72	7.18	3.12	3.12	3.20	3.20	0.75	0.70	0.03
S2	1112.57	7.72	2.72	2.72	2.80	2.80	0.65	0.60	
S3	981.04	11.07	2.80	2.56	2.80	2.80	0.55	0.50	

Vérification du chevauchement des semelles :

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L = 3.10 \text{ m} \quad , \quad \frac{1.5(B + B')}{2} = \frac{1.5(3.20 + 3.20)}{2} = 4.80 \text{ m} \quad (C.N.V)$$

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

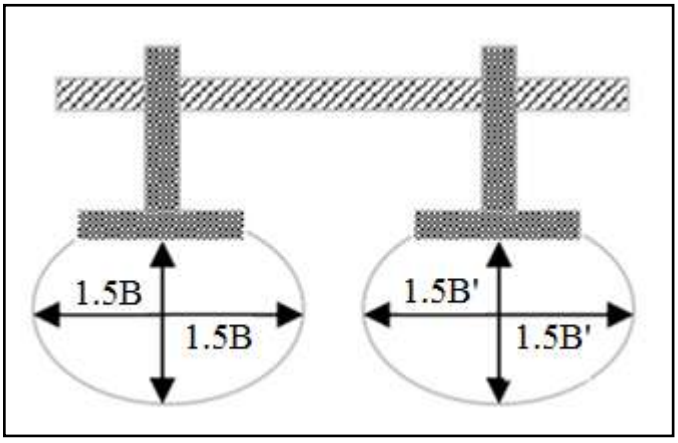


Figure VI.2. *Les bulles de pression*

VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

VI.4.2.1. Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donne qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.15$ MPa (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S}$$

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

$$S = 1000 \times B \ (mm^2)$$

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{à} \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en cm})$$

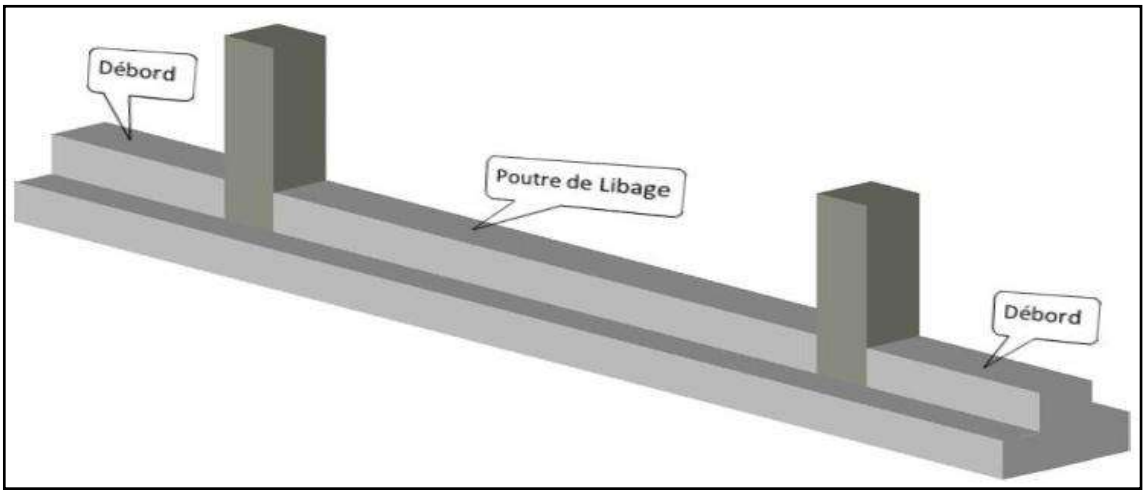


Figure VI.3. *Semelle filante sous poteaux*

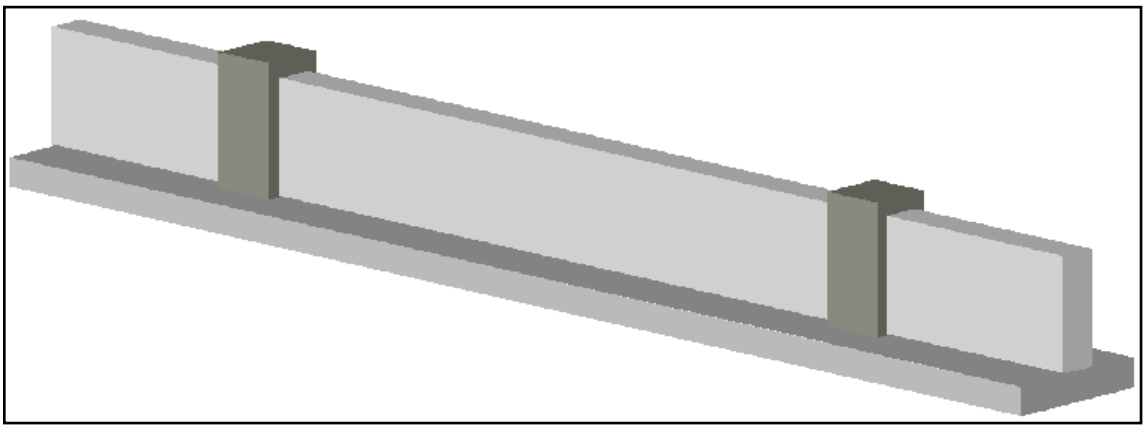


Figure VI.4. *Semelle filante sous voiles*

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. *Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	N_{ser}/ml (kN/ml)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	c (m)
SF1	15.90	4027.68	253.31	2.10	2.10	0.45	0.40	0.05
SF2	22.45	5664.60	252.32	1.68	2.10	0.45	0.40	
SF3	22.45	5119.91	228.06	1.52	1.90	0.40	0.35	
SF4	10.15	2323.73	228.94	1.53	1.90	0.40	0.35	
SF5	8.75	1853.94	211.88	1.41	1.80	0.40	0.35	
SF6	10.50	1911.95	182.09	1.21	1.60	0.35	0.30	
SF7	12.15	2216.95	182.47	1.22	1.60	0.35	0.30	
SF8	19.10	3852.85	201.72	1.34	1.70	0.35	0.30	
SF9	4.75	300.27	63.21	0.42	1.50	0.30	0.25	
SF10	3.30	165.77	50.23	0.33	1.50	0.30	0.25	
SF11	3.50	761.54	217.58	1.45	1.90	0.40	0.35	

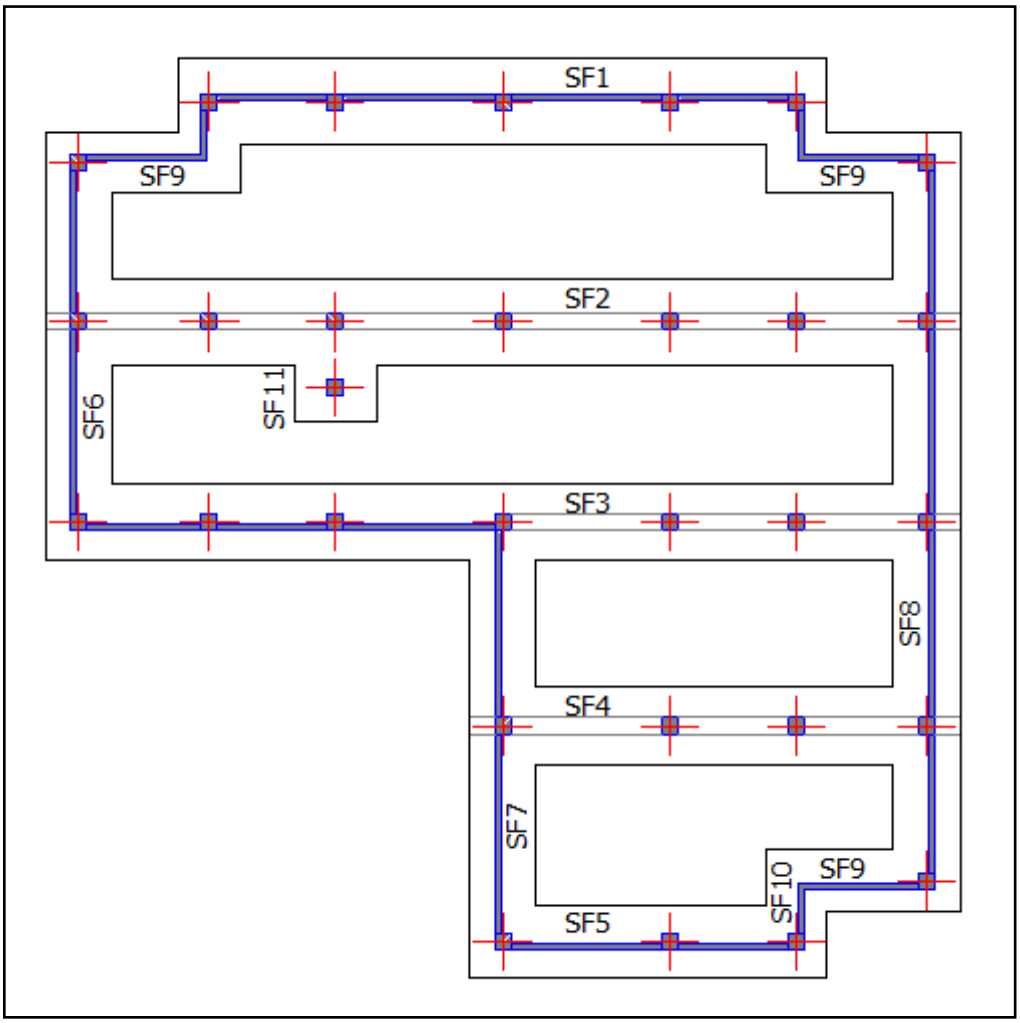


Figure VI.5. *Plan de fondation*

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ \text{MPa}$$

Tableau VI.3. *Vérification des contraintes des semelles filantes*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{(amorces\ pot)}$ (kN)	$P_{(amorces\ voiles)}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	4027.68	375.74	26.56	23.25	568.20	33.39	0.150	Oui
SF2	5664.60	530.38	26.56	0.00	802.27	47.15	0.149	Oui
SF3	5119.91	426.55	28.13	13.35	768.56	42.66	0.149	Oui
SF4	2323.73	192.85	11.25	0.00	347.48	19.29	0.149	Oui
SF5	1853.94	157.50	16.88	9.30	283.78	15.75	0.147	Oui
SF6	1911.95	147.00	17.81	10.24	319.52	16.80	0.143	Oui
SF7	2216.95	170.10	5.94	12.21	369.73	19.44	0.143	Oui
SF8	3852.85	284.11	29.69	20.48	617.55	32.47	0.148	Oui
SF9	300.27	53.44	0.00	3.04	142.64	7.13	0.070	Oui
SF10	165.77	37.13	0.00	1.13	99.10	4.95	0.061	Oui
SF11	761.54	66.50	5.63	0.00	119.82	6.65	0.143	Oui

VI.4.2.2. Ferraillage :

La semelle n'est pas sollicitée longitudinalement car l'action du mur s'annule avec le réaction du sol. Par contre, elle est sollicitée transversalement, c'est à dire qu'elle fléchit autour de l'axe parallèle au mur.

On utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles. Cette méthode admet que la charge N centrée agissant par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\overline{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. $A = \text{Max}[A_{ELU} \text{ et } A_{ELS}]$

Tableau VI.4. *Armatures principales des semelles filantes*

Semelle	L(m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	M_u/ml (kN.m/ml)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	Esp (cm)
SF1	15.90	5495.30	345.62	74.53	6.50	6HA12=6.79	15
SF2	22.45	7762.05	345.75	10.58	5.18	6HA12=6.79	15
SF3	22.45	7003.09	311.94	62.45	5.90	6HA12=6.79	15
SF4	10.15	3183.29	313.62	10.20	4.74	6HA12=6.79	15
SF5	8.75	2526.98	288.80	52.57	5.02	6HA12=6.79	15
SF6	10.50	2604.93	248.09	102.78	5.81	6HA12=6.79	15
SF7	12.15	3028.14	249.23	217.91	8.66	6HA14=9.24	15
SF8	19.10	5249.97	274.87	91.88	6.28	6HA12=6.79	15
SF9	4.75	409.14	86.13	30.52	2.11	6HA12=6.79	15
SF10	3.30	225.94	68.47	81.08	3.31	6HA12=6.79	15
SF11	3.50	1041.92	297.69	15.12	4.62	6HA12=6.79	15

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en [m]} \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en } [cm^2]$$

Tableau VI.5. *Armatures de répartition des semelles filantes*

Semelle	$A_{rép}$=A.B/4 (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	3.41	10HA12=11.31	20
SF2	2.72	10HA12=11.31	20
SF3	2.80	9HA12=10.18	20
SF4	2.25	9HA12=10.18	20
SF5	2.26	9HA12=10.18	20
SF6	2.32	8HA12=9.05	20
SF7	3.47	8HA12=9.05	20
SF8	2.67	9HA12=10.18	20
SF9	0.79	8HA12=9.05	20
SF10	1.24	8HA12=9.05	20
SF11	2.19	9HA12=10.18	20

c) Longueur de scellement " l_s " :

- Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " l_s " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\,\tau_s} \quad , \quad \tau_s = 2.8\ \text{MPa}$$

$l_s > B/4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.

$B/8 \leq l_s \leq B/4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

$l_s < B/8$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

Tableau VI.6. *Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes*

Semelle	Ø (mm)	l_s (cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1 , SF2	12	42.86	26.25	52.50	Courbe / rectiligne
SF3 , SF4 , SF11	12	42.86	23.75	47.50	Courbe / rectiligne
SF5	12	42.86	22.50	45.00	Courbe / rectiligne
SF8	12	42.86	21.25	42.50	Courbe
SF6 , SF7	12	42.86	20.00	40.00	Courbe
SF9 , SF10	12	42.86	18.75	37.50	Courbe

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement : [RPA99] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante 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.

$$e = M/N \leq B/4$$

Tableau VI.7. *Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes*

Semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	5495.30	345.62	0.06	2.10	0.53	Oui
SF2	7762.05	345.75	0.04	2.10	0.53	Oui
SF3	7003.09	311.94	0.04	1.90	0.48	Oui
SF4	3183.29	313.62	0.10	1.90	0.48	Oui
SF5	2526.98	288.80	0.11	1.80	0.45	Oui
SF6	2604.93	248.09	0.10	1.60	0.40	Oui
SF7	3028.14	249.23	0.08	1.60	0.40	Oui
SF8	5249.97	274.87	0.05	1.70	0.43	Oui
SF9	409.14	86.13	0.21	1.50	0.38	Oui
SF10	225.94	68.47	0.30	1.50	0.38	Oui
SF11	1041.92	297.69	0.29	1.90	0.48	Oui

Toutes les semelles sont stables vis à vis le renversement.

VI.4.3. Poutre de libage :

VI.4.3.1. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87$ MPa)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = b.{h_p}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\,l^4\,k}{\pi^4.E}}$$

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire ($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage $h_p = h$.

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3 et PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF2 ,SF3,SF4 et SF11) respectivement .

Tableau VI.8. *Dimensionnement de la poutre de libage*

Elément	b (m)	l (m)	h_p (m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL2	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	oui
PL3	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL4	0.50	1.60	0.50	520833.33	2.87	Oui

VI.4.3.2. Ferraillage :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées ($\sum N_i$) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

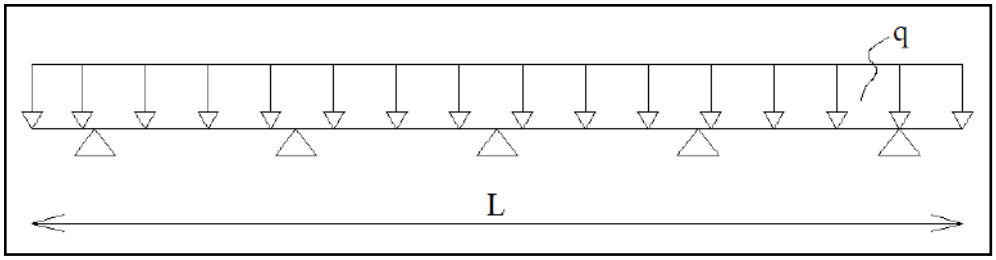


Figure VI.6. *La charge répartie sur la poutre de libage*

Tableau VI.9. *Chargement de la poutre de libage*

Elément	L (m)	$\sum N_u$ (kN)	$\sum N_{ser}$ (kN)	q_u (kN/ml)	q_{ser} (kN/ml)
PL1	22.45	8672.89	6676.37	386.32	297.39
PL2	11.50	4354.83	3357.62	378.68	291.97
PL3	12.05	3914.27	3044.23	324.84	252.63
PL4	3.50	2385.97	1793.85	681.71	512.53

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieure est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

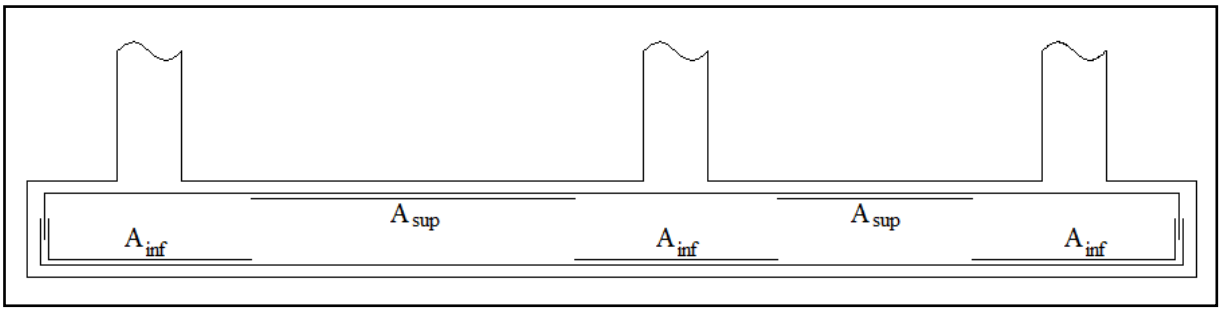


Figure VI.7. *Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures*

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage*

Elément		M_u (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PL1	Travée	286.75	80	10.66	0	12HA14=18.47
	Appui	-376.98	80	14.17	0	6HA14+6HA16=21.30
PL2	Travée	395.37	80	14.83	0	6HA14+6HA16=21.30
	Appui	-436.18	80	16.45	0	12HA16=24.13
PL3	Travée	265.47	80	9.84	0	10HA14=15.39
	Appui	-268.04	80	9.94	0	10HA14=15.39
PL4	Travée	50.30	45	3.27	0	4HA12=4.52
	Appui	-56.97	45	3.72	0	4HA12=4.52

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

❖ Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.11. *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Elément		$A_{choisie}$ (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
PL1	Travée	15.39	220.74	4.97	166.56	Oui
	Appui	20.11	-290.20	6.21	191.19	Oui
PL2	Travée	18.47	304.84	6.53	200.84	Oui
	Appui	24.13	-336.30	6.89	196.81	Oui
PL3	Travée	15.39	206.46	4.97	185.42	Oui
	Appui	15.39	-208.46	5.02	187.22	Oui
PL4	Travée	4.52	37.82	1.76	20.16	Oui
	Appui	4.52	-42.83	1.91	22.83	Oui

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. *Armatures transversales de la poutre de libage*

Elément	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	A_t (cm^2)	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	716.43	1.79	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL2	802.72	2.01	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL3	588.75	1.47	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL4	474.16	1.90	2.50	4HA8=2.01	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si $h \geq 60$ cm
- 4 barres si $h \geq 70$ cm
- 6 barres si $h \geq 80$ cm

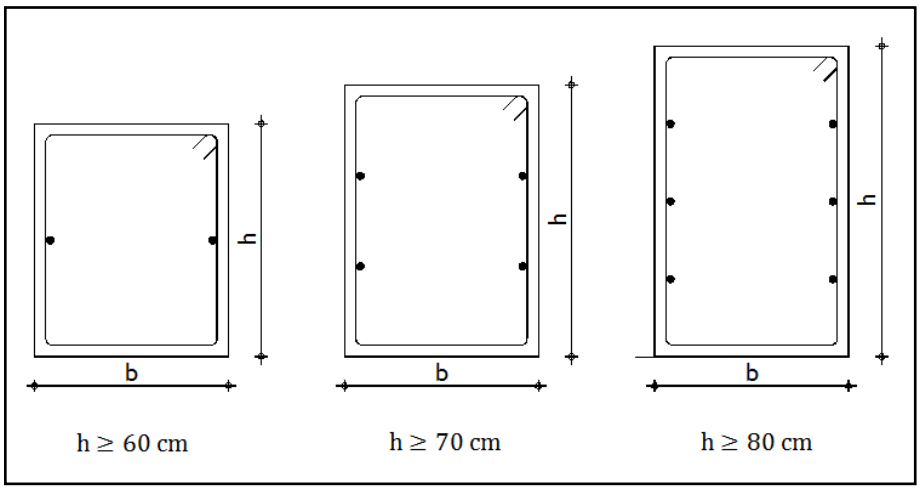


Figure VI.8. *Armatures de peau*

Dans notre projet, on a 4 type de poutres de libage; un type a une hauteur $h = 50$cm, donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires, et 3 types ont une hauteur $h = 85$cm, donc on utilise des armatures de peau $6HA12 = 6.79\ cm^2$.

VI.5. LES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentes un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1. Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S2, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25*30 cm². On a choisi une section de dimensions 30*30 cm^2.

VI.5.2. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 12$ (zone III)

VI.5.2.1. Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 * 30 * 30 = 0.90\ cm^2$

- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.\mathbf{6}\%\ b.h = 0.006 * 30 * 30 = 5.40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2006.80}{12} = 167.23\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\ MPa$$

$$A = \frac{167.23 \times 10^3}{347.83} = 480.78\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 4.81\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 6HA12 = 6.79\ cm^2$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

$$N_{ser} = 1464.72\ kN \ ; \ F = \frac{1464.72}{15} = 97.65\ kN \ ; \ \sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{97.65 \times 10^3}{679}$$

$$= 143.81\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad (C.V)$$

VI.5.2.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\, S_t'.b$$

On choix l'espacement $S_t' = 15$ cm, donc : $A_t = 0.003 * 15 * 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4Ø8 = 2.01\ cm^2$

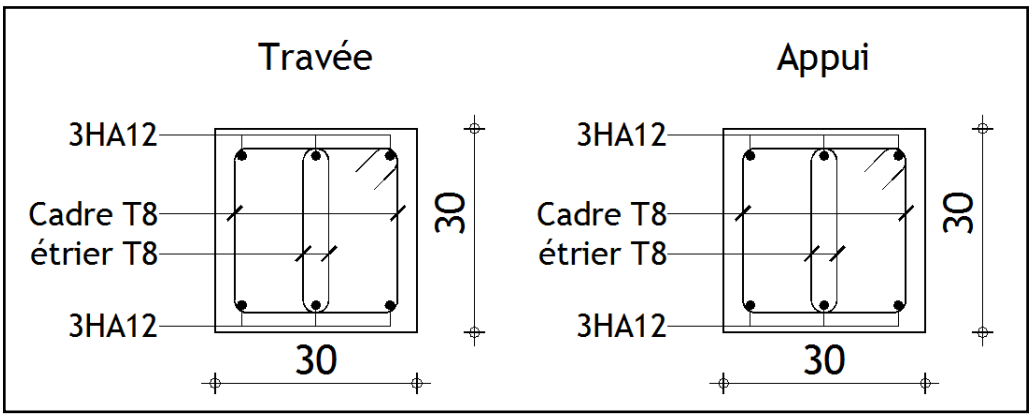


Figure VI.9. *Ferraillage des longrines*

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000 v17.1
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2008
- Microsoft office Excel 2007