REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

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

Présenté par

FERDJANI Ismail

KHOLLADI Miloud

Proposé et Dirigé par

Mr. YOUSFI Mahfoud

Promotion Juin 2022

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à **nos parents**, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie, et qui vont continuer à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profond remerciement à notre promoteur, **Mr. YOUSFI Mahfoud**, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordés. Nous tenons à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions également beaucoup sœur **S.Asmaa** pour son travail acharné et pour son aide dans la modélisation, et nous lui souhaitons tout le meilleur dans sa vie.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

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

Ismail & Miloud

ملخص :

هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق سفلي + طابق ارضي + 5 طوابق) ليتم انجازها في ولاية الجزائر التي تعد منطقة زلزالية (منطقة III) . مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الاعمدة و الجدران المسلحة . قياس الابعاد و التسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر قانون الخرسانة المسلحة 39 و القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99نسخة 3002.تمت الدراسة الزلزالية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل)(SAP2000 V21 .

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسا ت.

الكلمات المفتاحية:, التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية, الهياكل

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (Sous-sol + RDC + 5 étages), destiné à réalisé dans la wilaya 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 21).

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés: structures ; ferraillage ; béton armé ; fondation ; étude sismique

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (underground + ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Alger, 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

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Iintroduction.....2

I.2.Destination et situation.....2

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

I.3.1. Dimensions en plan.....2

I.3.2. Dimensions en élévation.....3

I.4. Conception de la structure.....3

I.4.1. Osaature de l'ouvrage.....3

I.4.2. planchers.....4

I.4.3. Maçonnerie.....4

I.4.4. L'acrotère.....4

I.4.5. Escalier.....4

I.5. Caracteristique mécaniques des matériaux.....4

I.5.1. Béton.....4

I.5.2 Ciment.....4

I.5.3. Granulats.....5

I.5.4. Béton armé.....5

I.5.5. Acier.....6

I.6. Principe de calcul du CBA 93.....7

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION.....8

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT 8

II.2.1. Planchers à corps creux.....8

II.2.2. Planchers dalles pleines.....9

II.3. EVALUATION DES CHARGES.....10

II.3.1 Planche a corps creux.....10

II.3.2. Plancher dalle pleine.....11

II.4.Maçonnerie.....12

II.4.1 Murs extérieurs (double cloison).....12

II.4.2 Murs intérieurs (simple cloison).....13

II.5. Charges d'exploitation.....13

II.6. Poutres.....14

II.6.1. Poutres principales et secondaires.....14

II.6.2. Les longrines.....14

II.7. Les poteaux.....15

II.7.1. Décente des charges.....16

II.7.2. Choix du poteau le plus sollicité.....17

II.7.3. Calcule des charges et surcharges revenant aux poteaux.....18

II.8. Les voiles.....22

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE.....24

III.1.1. Inroduction.....24

III.2. Evaluation des charges et surcharges d'exploitation.....25

III.2.1. Charge permanente.....25

III.2.2. Surcharge d'exploitation.....25

III.2.3. Combinaisons d'action.....25

III.3. Ferraillage.....25

III.3.1 .A L'ELU.....25

a)Calcul de l'excentricité.....26

b) Calcul des armatures (flexion simple).....27

c). Calcul flexion composée.....27

III.3.2. A L'ELS.....27

a) Calcul de l'excentricite.....27

b)Vérification section partiellement comprimes.....28

c). Vérification des containtes de cisaillement.....31

III.4.calcul des poutrelles.....32

III.4.1. Introduction.....32

III.4.2. Plancher à corps creux.....33

III.4.3. Feraillage.....34

III.4.4. Feraillage des poutrelles.....43

III.4.5. Feraillage de la table de compression.....50

III.5. L'Escalier.....55
III.5.1. Introduction.....55
III.5.2. Dimensionnement.....55
III.5.3 Calcul du ferraillage.....64
III.6. calcul de la poutre palière.....72
III.6.1. Prédimensionnement.....72
III.6.2. Evaluation des charges.....73
III.6.3. Ferraillage de la poutre palière.....73
III.6.4. Verification à l'ELS.....74
III.6.5. Verification des contraintes tangentielles.....74
III.6.6. Verification de la fléche.....75
III.6.7. Schema de ferraillage.....75

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....76

IV.2. CARACTERISTIQUS DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE.....77

IV.2.1. Centre de masse.....77

IV.2.2. Centre de torsion.....78

IV.2.3. Excentricité.....79

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique).....79

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle.....79

IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle.....80

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....80

IV.3.1. Méthode. Utilisable….....80

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale.....80

IV.3.2.1. Principe de la méthode.....80

IV.3.2.2. Modélisation.....81

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul.....81

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique.....83

1- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.....84

2- Vérification de la participation massique.....86

3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....87

4- Vérification de la stabilité au renversement.....89

5- Vérification des déplacements.....91

a) Déplacement inter-étage.....91

b) Déplacement en tête.....92

6- - Vérification de l'effort normal réduit de compression.....94

7- Vérification de cisaillement des éléments.....94

8-Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....95

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTSTRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION.....97

V.1.1. Combinaisons données par le CBA93.....97

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003.....97

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES.....98

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres.....98

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres.....104

V.2.3. Vérification de la flèche.....105

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....109

V.3.1. Armatures longitudinales.....109

V.3.2. Armatures transversales.....115

V.4.1 FERRAILLAGE DES VOILES.....120

V.4.2 Recommandations selon les règlements.....120

V.4.3. La contrainte limite de cisaillement……..……..120

V.4.4.Détermination des sections d'aciers……...……..121

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION.....126

VI.2. TYPES DE FONDATIONS.....126

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL.....126

VI.3.1. Capacité portante du sol.....127

VI.3.2. Ancrage des fondations.....128

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....128

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau.....128

Vérification du chevauchement des semelles.....129

VI.4.2. Semelle filante sous poteaux.....130

VI.4.2.1. Dimensionnement.....130

Vérification des contraintes.....130

VI.4.2.2. Ferraillage.....134

a) Armatures principales " A ".....134

b) Armatures de répartition " Arép ".....135

c) Longueur de scellement " ls ".....135

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement.....135

VI.4.3. Poutre de libage.....136

VI.4.3.1. Dimensionnement.....136

VI.4.3.2. Ferraillage.....138

a) Armatures longitudinales.....139

Vérification des contraintes à l'E.L.S.....139

b) Armatures transversales.....140

c) Armatures de peau.....141

conclusion générale…… ……..142

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....7

CHAPITRE II

Tableau II.1. Evaluation de la charge permanente de plancher terrase(corp creux).....10

Tableau II.2. Evaluation de la charge permanente de plancher courant(corp creux).....11

Tableau II.3. Evaluation de la charge permanente de plancher terrase(dalle pleine).....11

Tableau II.4. Evaluation de la charge permanente de plancher courant(dalle pleine).....12

Tableau II.5. Charge du mur double cloison.....12

Tableau II.6. Charge du mur simple cloison.....13

Tableau II.7. Surcharges d'exploitation.....13

Tableau II.8. Predimensinnement des poutres.....14

Tableau II.9. Calcul de l'effort N.....16

Tableau II.10. Détermination des charges permanentes.....19

Tableau II.11. Détermination des charges d'exploitation.....20

Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime.....20

Tableau II.13. Vérification condisions RPA99v2003.....21

.Tableau II.14. Vérification aux zones nodales.....22

Tableau II.15. Détermination des sections des voiles.....23

CHAPITRE III

Tableau III.1. Détermination des effort à l'ELU et l'ELS.....25

Tableau III.2. paramètre de calcul.....26

Tableau III.3. Différents efforts dans la poutrelle à trois trvée ELU.....35

Tableau III.4. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée ELS.....36

Tableau III.5. Différents efforts dans la poutrelle à trois trvée ELU terrasse.....37

Tableau III.6. Différents efforts dans la poutrelle à trois trvée ELS terrasse.....38

Tableau III.7. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvée ELU.....39

Tableau III.8. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvée ELS.....40
Tableau III.9. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvées Terrasse ELU.....41
Tableau III.10. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvées Terrasse ELS.....42
Tableau III.11. Vérification à l'E.L.S aux appuis.....48
Tableau III.12. Récapitulation des résultats de la flèche.....49
Tableau III.13. Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.....52
Tableau III.14. Vérification des contraintes à L'ELS 52
Tableau III.15. Vérification de l'effort tranchant 53
Tableau III.16. Vérification de la flèche.....54
Tableau III.17. Charge et surcharge Escalier (palier) :.....57
Tableau III.18. Charge et surcharge Escalier (paillasse).....57
Tableau III.19. Charge et surcharge Escalier (palier) 58
Tableau III.20. Charge et surcharge Escalier (paillasse).....58
Tableau III.21. Determination des efforts.....59
Tableau III.22. Calcul du ferraillage.....64
Tableau III.23. Détermination des efforts vole 2.....66
Tableau III.24. Calcul des sections d'acier de l'escalier.....70
Tableau III.25. Verification de la contrainte tangentielle.....70
Tableau III.26. Vérification à ELS.....71
Tableau III.27. Verification de la flèche.....71
Tableau III.28. Prédimensionnement de la poutre palière.....72
Tableau III.29. ferraillage de la poutre palière.....73
Tableau III.30. Verification à l'ELS de la poutre paliere.....74
Tableau III.31. Verification des contraintes tangentielles de la poutre paliere.....74
Tableau III.32. Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière.....74
Tableau III.33. Vérification de la flèche de la poutre palière.....75

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Centre de torsion et Centre de masse 78
Tableau IV.2. Excentricité théorique.....79
Tableau IV.3 Excentricité accidentelle.....80
Tableau IV.4 Justification du coefficient de comportement R.....82
Tableau IV.5. Valeurs des pénalités Pq 83
Tableau IV.6. Vérification de comportement des trois premiers modes.....84
Tableau IV.7 Vérification de la participation massique.....86
Tableau IV.8.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....88
Tableau IV.9. les forces sismiques de chaque niveau suivant X et Y 90
Tableau IV.10. calcul du moment de renversement suivant X et Y.....90
Tableau IV.11. calcul du moment stabilisant.....91
Tableau IV.12. Vérification de stabilisation.....91
Tableau IV.13. Vérification des déplacements inter-étage suivant x 92
Tableau IV.14 Vérification des déplacements inter-étage suivant y 92
Tableau IV.15. Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions.....93
Tableau IV.16. Vérification de cisaillement des poutres 94
Tableau IV.17. les nouveau section choisis 95
Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit à la base.....95
Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ suivant X et Y 96

CHAPITRE V

Tableau V.1. Les données de calcul.....97
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40).....99
Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35).....99
Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales.....100
Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires.....101
Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA.....102
Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA.....102

Tableau V.8. Calcul de la contrainte de cisaillement admissible.....103
Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....104
Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....104
Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leurs espacements.....105
Tableau V.12. Vérification préliminaire de la flèche des poutres.....105
Tableau V.13. Vérification de la flèche des poutres principales.....106
Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres secondaires.....106
Tableau V.15. Ferraillage des poteaux.....112
Tableau V.16. Vérification des poteaux à l'E.L.S.....113
Tableau V.17. Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements.....115
Tableau V.18. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....116
Tableau V.19. Ferraillage transversal des poteaux.....121
Tableau V.20. Calcul des armatures horizontales.....121
Tableau V.21. Calcul des armatures verticales voiles pleins (V1,) (L=5.10 m).....122
Tableau V.22. Armatures verticales dans les voiles pleins.....123
Tableau V.23. Vérification à l'ELS des armatures horizontales.....124

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Vérification des semelles isolées.....129
Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes 132
Tableau VI.3. Vérification des semelles filantes.....132
Tableau VI.4. Dimensionnement des semelles filantes croise.....133
Tableau VI.5. Vérification des semelles filantes croiser.....133
Tableau VI.6. Dimensionnement des semelles filantes croiser.....133
Tableau VI.7. Vérification des semelles filantes croiser.....133
Tableau VI.8. Armatures principales des semelles filantes croiser.....134
Tableau VI.9. Armatures de répartition des semelles filantes 135
Tableau VI.10. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes.....136
Tableau VI.11. Dimensionnement de la poutre de libage.....137
Tableau VI.12. Chargement de la poutre de libage.....138
Tableau VI.13. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.....139
Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....140
Tableau VI.15. Armatures transversales de la poutre de libage.....140

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1. plan RDC du bâtiment étudé.....3

CHAPITRE II

Figure II.1. Plancher a corps creux.....9

Figure II.2. Surface d'influence du poteau central.....17

Figure II.3. Surface d'influence du poteau central.....18

Figure II.4. Zones nodales.....22

Figure II.5. -5: Coupe de voile en élévat.....22

CHAPITRE III

Figure III.1. Acrotère 24

Figure III.2. Section de calcul.....25

Figure III.3. Position de centre de pression.....26

Figure III.4. ferraillage de l'acrotère 31

Figure III.5. Dimensionnement de la poutrelle 32

Figure III.6. Poutrelle avant coulage.....33

Figure III.7. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELU).....36

Figure III.8. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELS).....37

Figure III.9. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELU) Terrasse.....38

Figure III.10. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELS) Terrasse.....39

Figure III.11. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées(ELU) 40

Figure III.12. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées (ELS).....41

Figure III.13. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées Terrasse:(ELU).....42

Figure III.14. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées Terrasse:(ELS).....43

Figure III.15. Ferraillage des poutrelles.....43

Figure III.16. Ferraillage des poutrelles.....45

Figure III.17. Schema de la table de comprision.....50

Figure III.18. Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.....50

Figure III.19. Schéma représentatif de l'escalier.....55

Figure III.20. Modélisations de volée 1et3.....56

Figure III.21. Modélisations de volée 2.....58

Figure III.22. Sollicitation de l'escalier à ELU.....59

Figure III.23. Diagrammes des efforts internes à l'E.L.U.....60

Figure III.24. Sollicitation de l'escalier à ELS.....60

Figure III.25. Diagrammes des efforts internes à l'E.L.S.....62

Figure III.26. Sollicitation de l'escalier à ELU.....66
Figure III.27. Diagrammes des efforts internes à l'E.L.U.....67
Figure III.28. Sollicitation de l'escalier à ELS.....67
Figure III.29. Diagrammes des efforts internes à l'E.L.S.....69
Figure III.30. Schéma de ferraillage.....71
Figure III.31. Schéma statique équivalent de la poutre palière.....71
Figure III.32. Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS.....72
Figure III.33. Schéma de ferraillage poutre palier.....74

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Disposition des voile.....77
Figure IV.2. Spectre de réponse.....81

CHAPITRE V

Figure V.1. Disposition des armatures longitudinales des poutres.....103
Figure V.2. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse.....107
Figure V.3. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse.....107
Figure V.4. Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant.....107
Figure V.5. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant.....108
Figure V.6. Ferraillage des poutres secondaires 108
Figure V.7. La zone nodale dans les poteaux.....110
Figure V.8. Ferraillage poteaux 45*45.....117
Figure V.9. Ferraillage poteaux 40*40.....117
Figure V.10. Ferraillage poteaux 35*35.....117
Figure V.11. Ferraillage poteaux 30*30.....117

Figure V.12. Disposition des armatures dans les poteaux.....118

Figure V.13. Disposition des voiles.....119

Figure V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles de (sous sol).....124

Figure V.15. Disposition des armatures verticales dans les voiles de (RDC+1er).....125

Figure V16. Disposition des armatures verticales dans les voiles de (2eme et3eme).....125

Figure V.17. Disposition des armatures verticales dans les voiles (4eme et 5eme) 125

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Semelle isolée sous poteau.....128

Figure VI.2. Les bulles de pression.....129

Figure VI.3. Semelle filante sous poteaux.....131

Figure VI.4. Semelle filante sous voiles.....131

Figure VI.5. La charge répartie sur la poutre de libage.....138

Figure VI.6. Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures.....139

Figure VI.7. Armatures de peau.....141

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

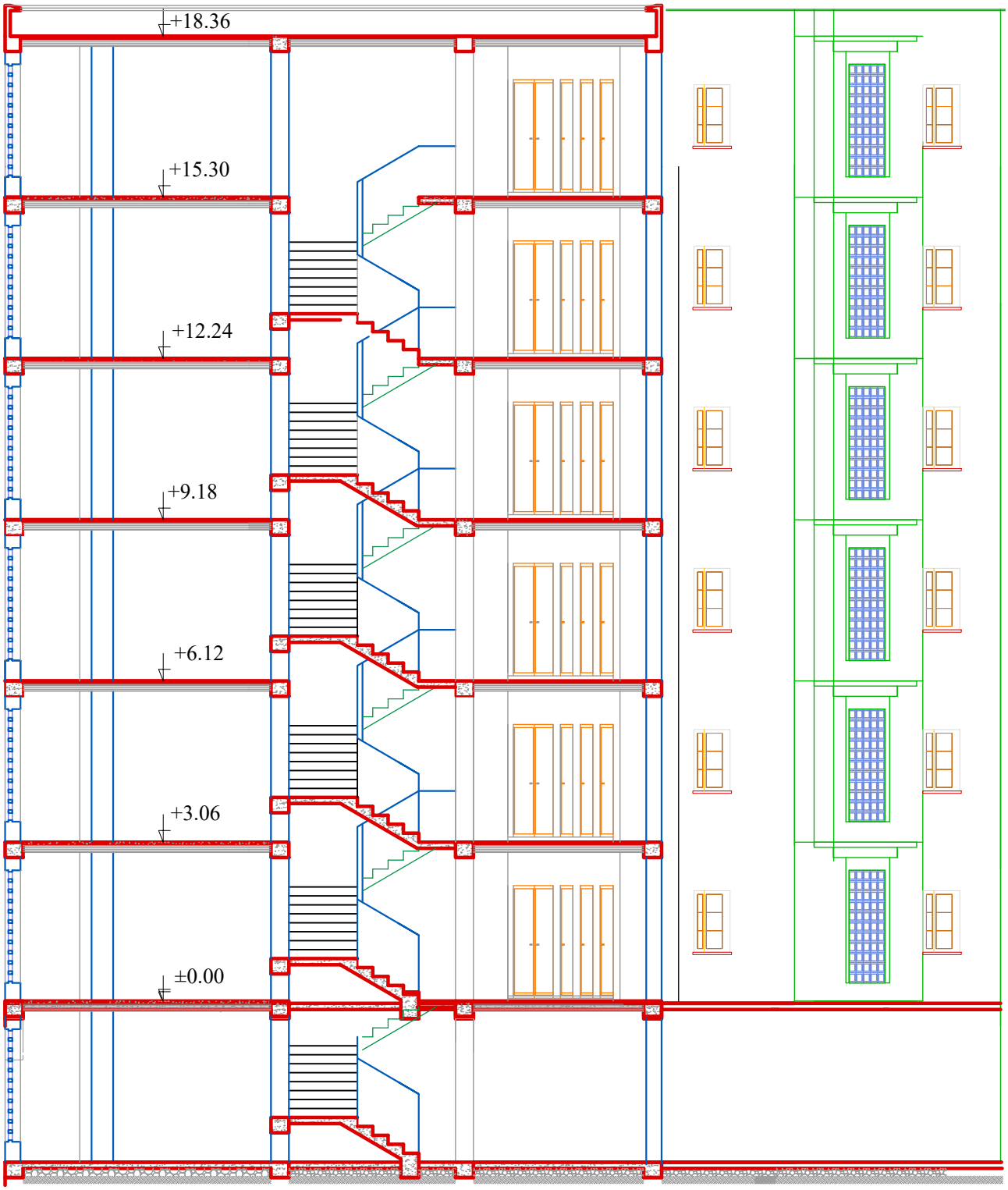
ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

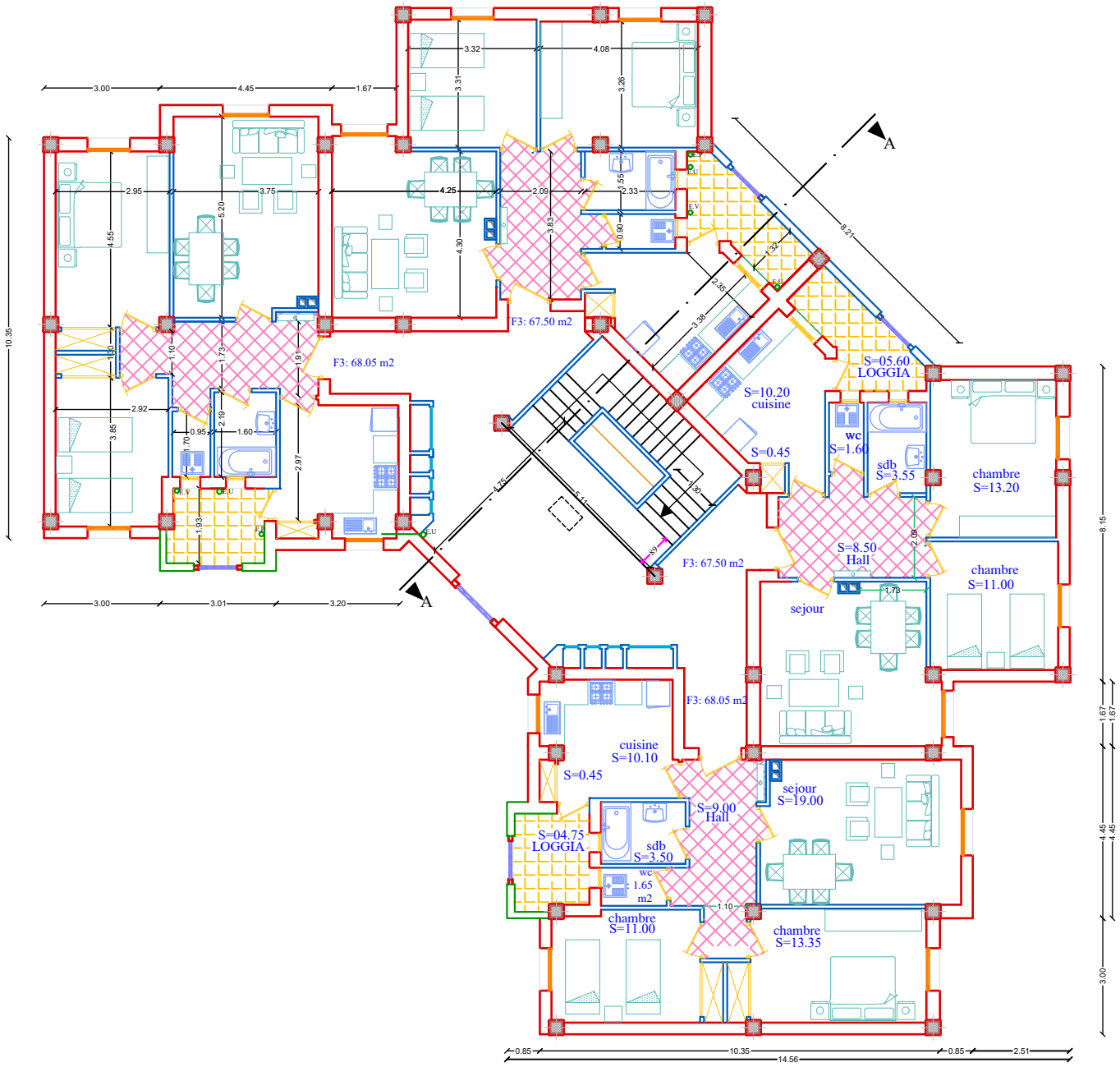
P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

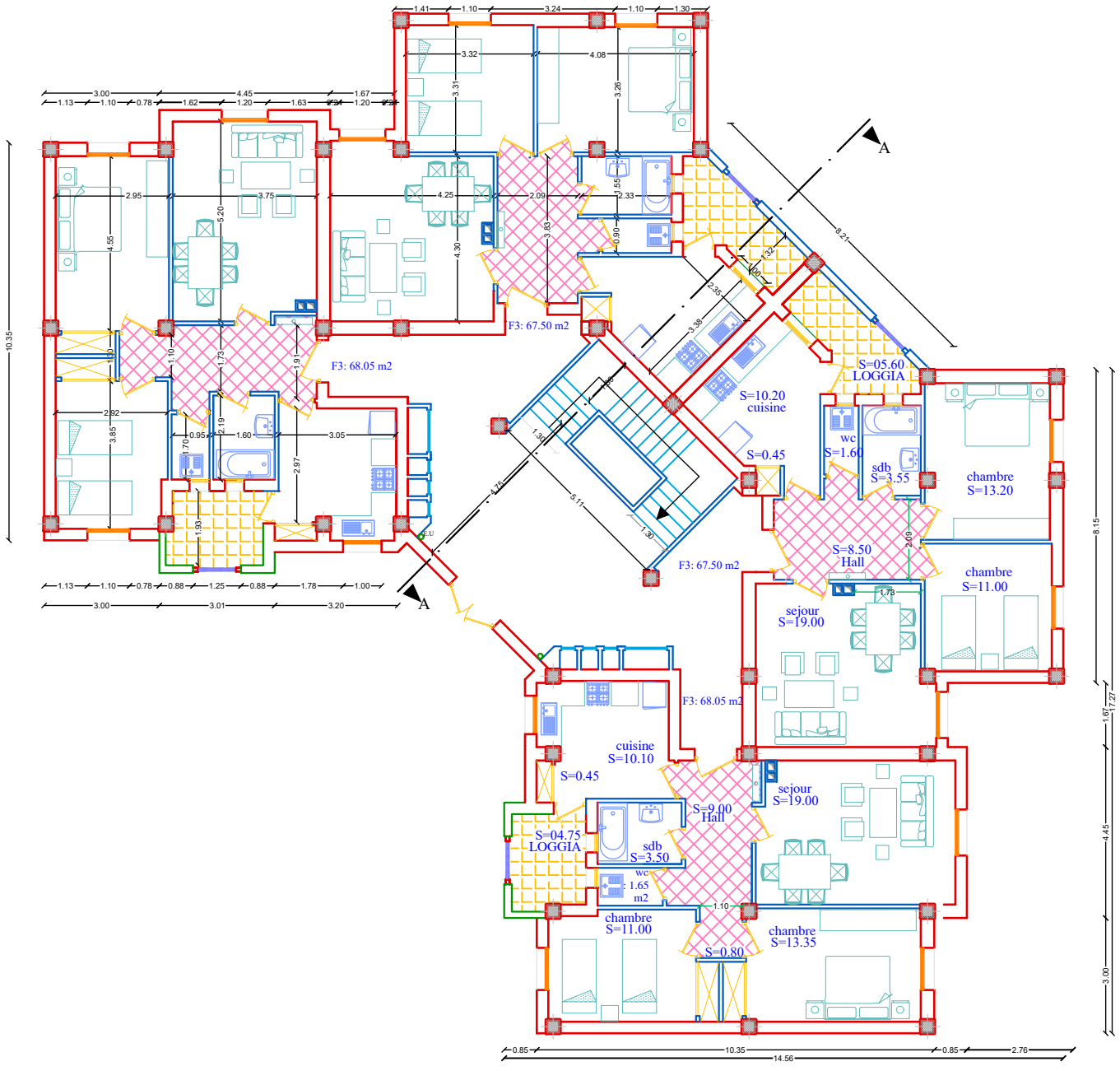
P.L : Poutre de libage



COUPE AA


F3: 67.50 m2
F3: 68.05 m2
F3: 67.50 m2
F3: 68.05 m2
S=05.60
LOGGIA
S=10.20
cuisine
S=0.45
wc
S=1.60
sdb
S=3.55
chambre
S=13.20
S=8.50
Hall
chambre
S=11.00
sejour
cuisine
S=10.10
S=0.45
sejour
S=19.00
S=9.00
Hall
S=04.75
LOGGIA
sdb
S=3.50
wc
1.65
m2
chambre
S=11.00
chambre
S=13.35
A
A

PLAN ETAGE


F3: 67.50 m2
F3: 68.05 m2
S=10.20
cuisine
S=0.45
S=05.60
LOGGIA
wc
S=1.60
sdb
S=3.55
chambre
S=13.20
S=8.50
Hall
chambre
S=11.00
sejour
S=19.00
F3: 67.50 m2
F3: 68.05 m2
cuisine
S=10.10
S=0.45
sejour
S=19.00
S=9.00
Hall
S=04.75
LOGGIA
sdb
S=3.50
wc
1.65
m2
chambre
S=11.00
chambre
S=13.35
S=0.80
A
A

PLAN RDC

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 bloc situé à wilaya Alger, le bloc à usage multiple constitué un sous-sol utilisé comme dépôt et rez-de-chaussée et de 5 étages .

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le deuxiéme 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 V21 », 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

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales El MEQIASSE consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un sous sol + Un rez-de-chaussée (RDC) +5 étages. Il sera implanté à Alger (Zone III), classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées

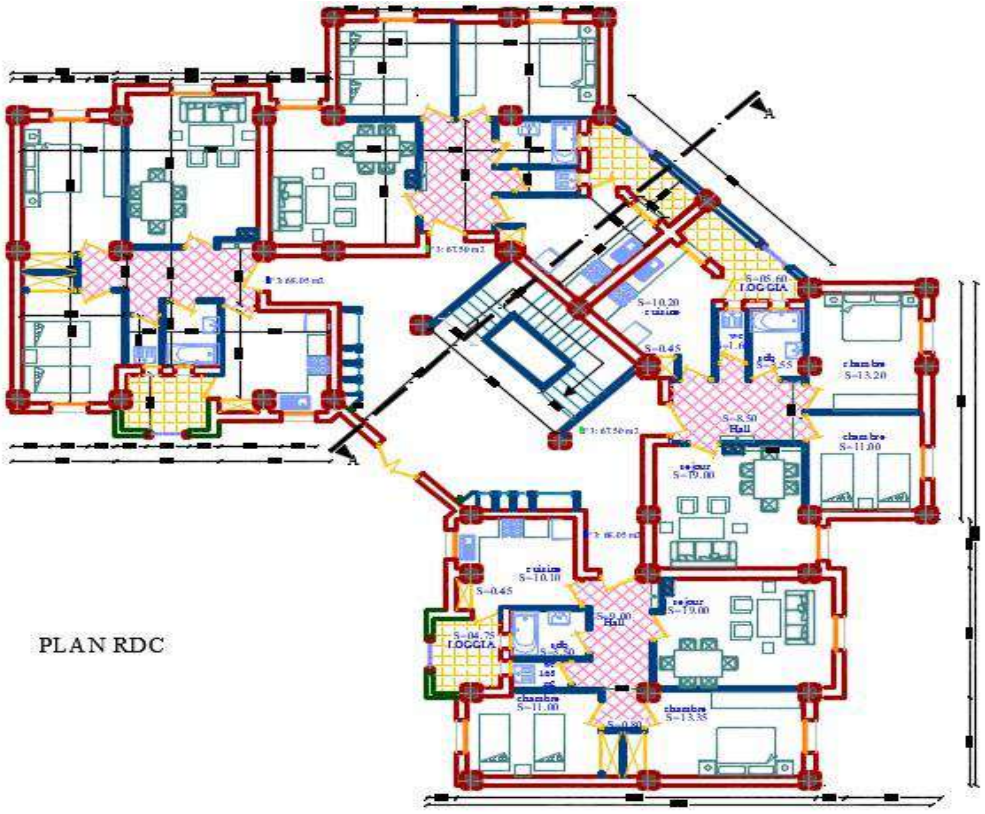


Figure I.1 : plan RDC du bâtiment étudé

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur sous -sol : 3.06 m.
- Hauteur de RDC : 3.06 m.
- des étages courants : 3.06 m .
- Hauteur totale du bâtiment : 21.42 m.
- Lx=26.19 m , Ly =26.19 m

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi

que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

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

- **Résistance caractéristique à la compression**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

(I.1) Pour : $f_{c28} \leq 40\ MPa$ $$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28}$$

(I.2) Pour : $f_{c28} > 40\ MPa$ $$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

(I.4)

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}\ MPa$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  1- *Equilibre statique ;*
  2- *L'ouverture des fissures ;*
  3- *La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  1- *La compression du béton ;*
  2- *L'ouverture des fissures ;*
  3- *La déformation.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA *« fe* = 400*MPa »*
  - Transversales : RL *« fe*=235 *MPa »* (si nécessaire on adoptera HA8)

  Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe* = 500*MPa »* •

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1 . INTRODUCTION :

Le Prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :**RPA99v2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II.2 . REDIMENSIONNEMENT :

1.1.1 Plancher à corps creux :

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

D'après la condition suivant :

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

Avec :

Avec : L : la portée maximaledans le sens des poutrelles mesuré entre axe .

ht : hauteur totale du plancher

L=460cm d'où alors $\frac{460}{25} \leq ht \leq \frac{460}{20}$

$$18.4 \leq ht \leq 23$$

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t}$ **=20= (16+4)** tel que :

d=16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis))

e=4 (épaisseur de la table de compression)

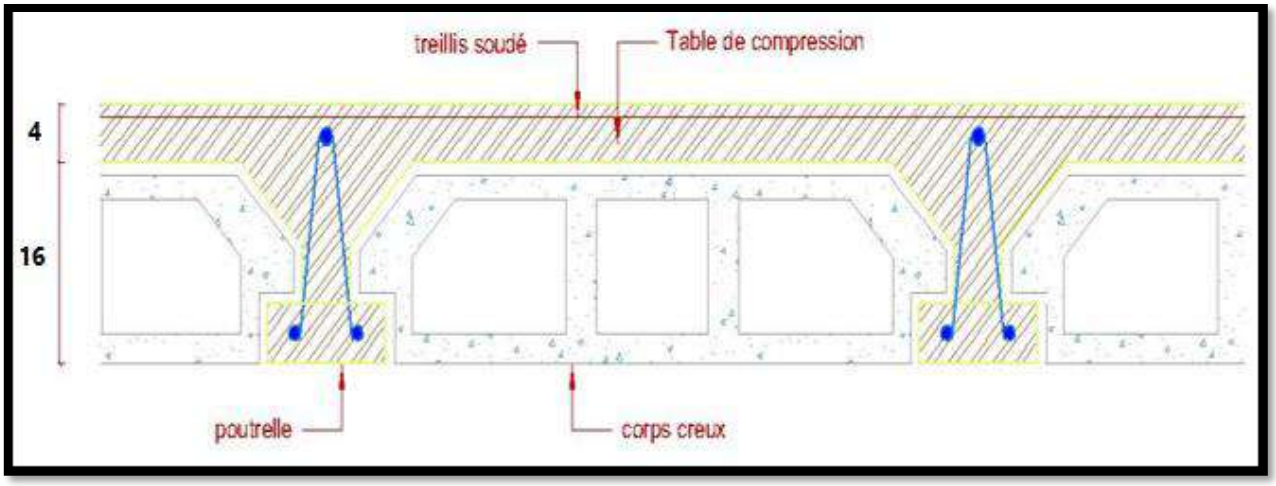


Figure II-1 : Plancher a corps creux

II.3 Plancher a dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

- **Résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur deux ou throie appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre nu d'appui Lx=490 cm

e : épaisseur de la dalle.

$\frac{490}{35} < e < \frac{490}{30}$ **14≤ e ≤16.33** ⟶ On adopte **e = 15cm**

Sècuritè contre l'incendie :

ep =7 cm ⟶ Peut assurer un coupe Feu d'une heure

ep =11 cm ⟶ Peut assurer un coupe Feu d'eux heure

Condition d'ixolation acostique

ep ≥ 15 cm

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1 Planche a corps creux :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poidsurfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16 +0.04	-	2.80
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	6.41 KN/m^2		

II.3.1.2 Plancher étage courant :

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.2+0.04	-	2.80
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	cloison légère	0.10	-	1.62
	G (charges permanentes)	5.96KN/m^2		

II.3.2 Plancher dalle pleine :

II.3.2.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)

	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liege	0.04	-	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	7.35 KN/m^2		

II.3.2.2 Plancher étage courant :

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine)

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	cloison légère	0.10	-	1.62
	G (charges permanentes)	6.91 KN/m^2		

II.4 Maçonnerie :

II.4.1 Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II.5 : Charges du mur double cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36x2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9x2
3	Lame d'aire	0.10	-	-
	G (charges permanentes)	2.52KN/m^2		

II.4.2 Murs intérieurs (simples cloisons)

Tableau II.6 : Charges du mur simple cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
	G (charges permanentes)	1.62 KN/m^2		

II.5 Charges d'exploitation :

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.

PLANCHER Niveau(m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
21.42	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
18.36	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
15.3	Habitation	1.5	
12.24	Habitation	1.5	
9.18	Habitation	1.5	
6.12	Habitation	1.5	
3.06	Habitation	1.5	

II.6 POUTRES :

II.6.1 Poutres principales et secondaires :

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$L15 \leq h \leq L10$ $0.3h < b < 0.7h$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

$h \geq 30\ cm \quad b \geq 20\ cm \quad \frac{h}{b} \leq 4$

Tableau II.8 : prédimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L=5.11m	L=4.75m
Prédimensionnement	34.06≤h≤51.1 h=40cm 12≤b≤28 b=30cm	31.66≤h≤47.5 h=35cm 10.5≤ b ≤24.5 b=30cm
Section choisir	30cm x 40cm	30cm x 35cm
Vérification RPA99v2003	h≥30……cv b≥20……cv 4030=1.33..cv	h≥30……cv b≥20……cv 3530=1.00..cv
Conclusion	30cm x40cm	30cm x35cm

II.6.2 LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On le site S3 donc la section des longrines : **30cm x 30cm**

II.7 LES POTEAUX :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003].**

- Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)
- Min (b, h) ≥ h_e / 20
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

Avec :
N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires …….B r = (b - 2) (h – 2) cm^2

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

- γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.
- γ_b =1,15 situation accidentelle.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

- γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

- γ_s = 1 situation accidentelle.

α: Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{Lf}{i}$: L'élancement du poteau considéré

L_f=0.7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

B=bxh : aire total de la section du poteau

A : section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$

fc_{28} :contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc_{28}= 25 MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa)

II.7.1 Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II.9 : calcul de l'effort N.

Etage	Dimension	Br (mm²)	L0(m)	Lf (m)	I(m)	Λ	α	A (mm²)	N(KN)
5eme étage	30x30	78400	3.06	2.14	0.08	24.73	0.772	90	1146.1

4eme étage	30x30	78400	3.06	2.14	0.08	24.73	0.772	90	1146.1
3eme étage	35x35	108900	3.06	2.14	0.10	21.20	0.791	122.5	1630.5
2eme étage	35x35	108900	3.06	2.14	0.10	21.20	0.791	122.5	1630.5
1er étage	35x35	108900	3.06	2.14	0.10	21.20	0.791	122.5	1630.5
RDC	40x40	144400	3.06	2.14	0.11	18.55	0.804	160	2196.6
S/Sol	40x40	144400	3.06	2.14	0.11	18.55	0.804	160	2196.6

II.7.2 Choix du poteau le plus sollicité :

Poteau central : La surface revenant au poteau central est :

Pour : SS et RDC

Sp= 4.45+4.03+2.84+3.14+0.1(1.875+1.325)

+0.1(2.375+2.15)= **15.23 m²**

G×S=15.23×5.96 = **90.77 KN**

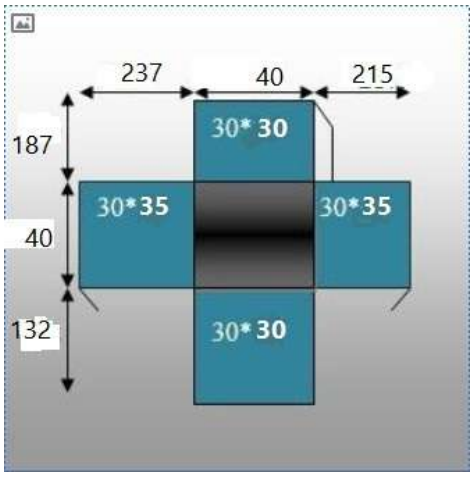


Figure II.2: Surface d'influence du poteau central.

Pour 1er et 2eme et 3eme etages A(35*35) cm^2

Sp= 190(217.5+240)+135(217.5+240)

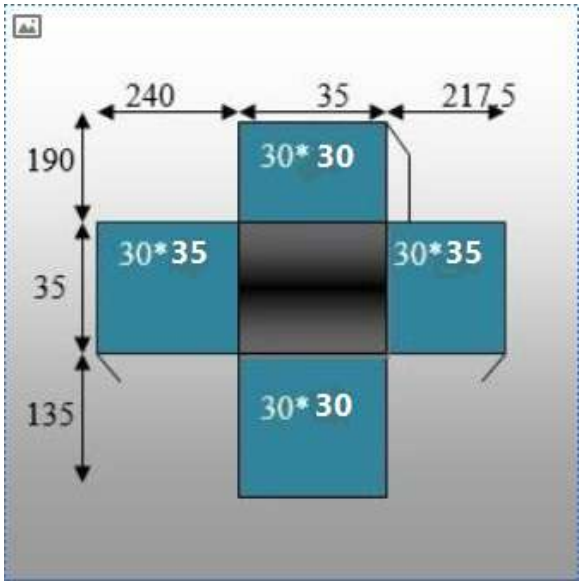
+10(190+135)+ 10(240+217.5)= **15.65 m^2**

Pour 4eme et 5eme A(30*30) cm^2

Sp = 192.5(220+242.5) + 137.5(220+242.5)

Sp = 15.26 m^2

St = 17.73 m^2



.**Figure II.3** : Surface d'influence du poteau central

On a :

La surface complètereprise par le poteau le plus sollicité :

S_t=15.63 m²

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

S_P=13.34 m²

II.7.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II.7.3.1 Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

5eme étage : $G_5= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

4eme étage : $G_4= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

3eme étage : $G_3= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

2eme étage : $G_2= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

1er étage : $G_1= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

RDC : $G_0= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

S/Sol : $G_s= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

Tableau II.10 : Détermination des charges permanentes.

Etage	G plancher (KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G poteau (KN)	G étage (KN)	G cumulé (KN)
5eme étage	84.84	10.98	9.37	12.24	117.43	239
4eme étage	84.84	10.98	9.37	12.24	117.43	356.43
3eme étage	84.84	10.98	9.37	15.49	120.68	477.11
2eme étage	84.84	10.98	9.37	15.49	120.68	597.79
1er étage	84.84	10.98	9.37	15.49	120.68	718.47
RDC	84.84	10.98	9.37	19.12	124.31	842.78
S/Sol	84.84	10.98	9.37	22.31	127.5	970.28

II.7.3.2 Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

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

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1 , Q2 ,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

5eme étage : Q_0

4eme étage : Q_0+Q_1

3eme étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

2eme étage: $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

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

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

S/Sol $Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	Q x St	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumulé (KN)
5eme étage	1	17.73	-	17.73
4eme étage	1.5	26.595	1	44.325
3eme étage	1.5	26.595	0.95	70.92
2eme étage	1.5	26.595	0.90	97.515
1er étage	1.5	26.595	0.85	124.11
RDC	1.5	26.595	0.80	150.705
S/Sol	3.5	62.055	0.75	227.6

II.7.3.3 Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N_{ultime}=1.35G+1.5QNu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II.12 : Détermination de l'effort normal ultime

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	Getg (KN)	Gcum (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N (KN)	Vérification
5eme étage	Pp	13.87	133.34	133.34	206.60	227.26	1146.1	Vérifiée
	Ps	8.66						
	Poteau	6.88						
	Plan	103.92						
4eme étage	Pp	13.87	126.47	259.81	417.23	458.96	1146.1	Vérifiée
	Ps	8.66						
	Poteau	6.88						
	Plan	97.05						

3eme étage	Pp	13.72	131.15	390.97	634.18	697.60	1630.5	Vérifiée
	Ps	8.53						
	Poteau	9.37						
	Plan	99.53						
2eme étage	Pp	13.72	131.15	522.12	851.14	936.25	1630.5	Vérifiée
	Ps	8.35						
	Poteau	9.37						
	Plan	99.53						
1er étage	Pp	13.72	131.15	653.28	1068.09	1174.9	1630.5	Vérifiée
	Ps	8.53						
	Poteau	9.37						
	Plan	99.53						
RDC	Pp	13.57	131.08	784.36	1284.95	1413.44	2196.6	Vérifiée
	Ps	8.4						
	Poteau	12.24						
	Plan	96.87						
S/Sol	Pp	13.57	131.08	915.45	1554.99	1710.48	2196.6	Vérifiée
	Ps	8.4						
	Poteau	12.24						
	Plan	96.87						

II.7.3.4 Vérification des conditions des RPA99V2003[ART.7.4.1. RPA99V2003] :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.13 : Vérification conditions RPA99v2003.

Poteaux	Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) $\geq \frac{he}{20} = 13.3$	1/4 < $\frac{b1}{h1}$ < 4	Vérification
4eme et 5eme	30x30	Min (30,30) ≥30cm	Min (30,30) ≥13.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
1er et 2eme et 3eme	35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥13.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
RDC et SS	40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥13.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

II.7.3.5 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$

$d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

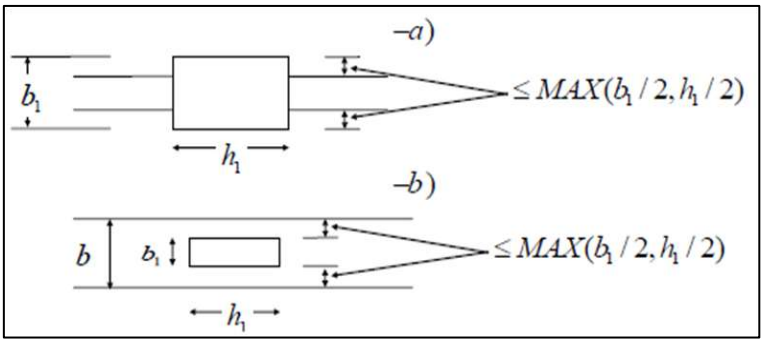


Figure. II.4: Zones nodales

- Il nous rest verifier :
  bmax≤1,5h1+b1 ; d ≤ max(b1/2;h1/2)

Tableau II.14 : Vérification aux zones nodales.

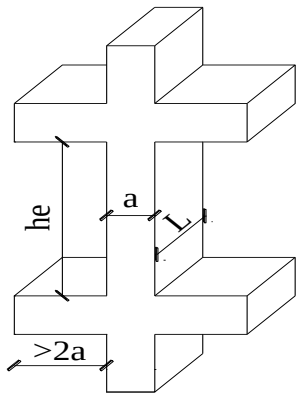
b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	D (cm)	Max(b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
30	30	30	C.V	0	15	Vérifiée
30	40	40	C.V	5	20	Vérifiée

II.8 Les voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]**, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

Pour notre structure: **a ≥** MAX **(h_e / 22 , 15 cm).**



L ≥ 4a

Fig. II-5: Coupe de voile en élévation.

h_e=3.06-0.4= 2.66 m

(POUR LE SUOS SOL ET LES ETAGES COURANTS ETLE RDC)

On trouve : $h_e/22 = 12.09$ cm alors ;

a ≥ max (12.09cm ; 15cm)= **15 cm.**

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 10.64\text{cm}$ $e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 12.09\text{cm}$

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 13.30\text{cm}$

On prend : e= 15cm

Tableau II-15: Détermination des sections des voiles.

Etage	**Entre-sol**	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
L'épaisseur (cm)	15	15	15	15	15	15	15

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

-Un effort normal dû à son poids propre (G).

-Un moment dû à la surcharge (Q)

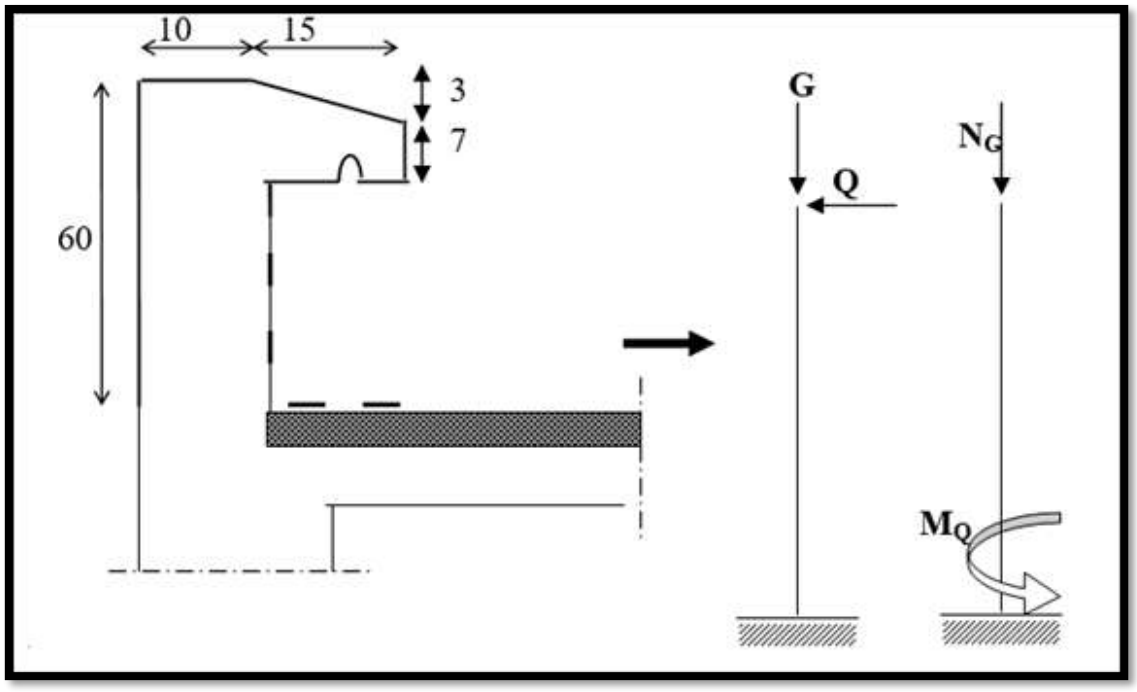
IL a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

Principe de calcul :

Le calcul se fait en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.



.Figure. III.1: L'acrotère

III.2 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation :

III.2.1 Charge permanente :

$$G = 25x(0.10x0.60 + \left(\frac{0.15x0.03}{2} + 0.07x0.15\right) \times 1ml) = 1.82\ KN/ml$$

III.2.2 Surcharge d'exploitation :

Q= 1x1ml=1KN/ml

III.2.3 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

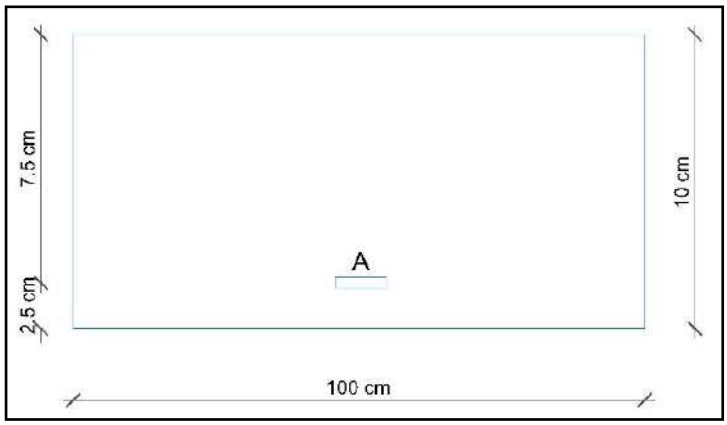
Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

Etat limite ultime :	
Effort normal :	Nu =1.35xG=1.35x1.82=2.46 KN
Effort tranchant :	Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN
Moment d'encastrement :	Mu =1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN.m
Etat limite de service :	
Effort normal :	N_{ser} = G=1.82 KN
Effort tranchant :	V_{ser} =Q= 1 KN.m
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Qxh=1x0.6=0.6 KN.m

III.3 .Ferraillage :

III.1. À l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée avec :



.**Figure. III**.2: Section de calcul

Tableau III.2 : paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	**100**	**cm**	F_{c28}	**25**	**MPa**
h	**10**	**cm**	F_e	**400**	**MPa**
c	**2.5**	**cm**	σ_b	**14.17**	**MPa**
c'	**2.5**	**cm**	σ_s	**348**	**MPa**
d	**7.5**	**cm**	γ_s	**1.15**	/
/			γ_b	**1.5**	/

III.a) Calcul de l'excentricité :

$$e1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.46} = 36.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e > 2{,}5.$

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

III.4.1.b.Calcul au Flexion simple:

- Le moment fictief:

$$e = e1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 36.6 + 2.5 = 39.1 \text{ cm} = 0.39 \text{ m}$$

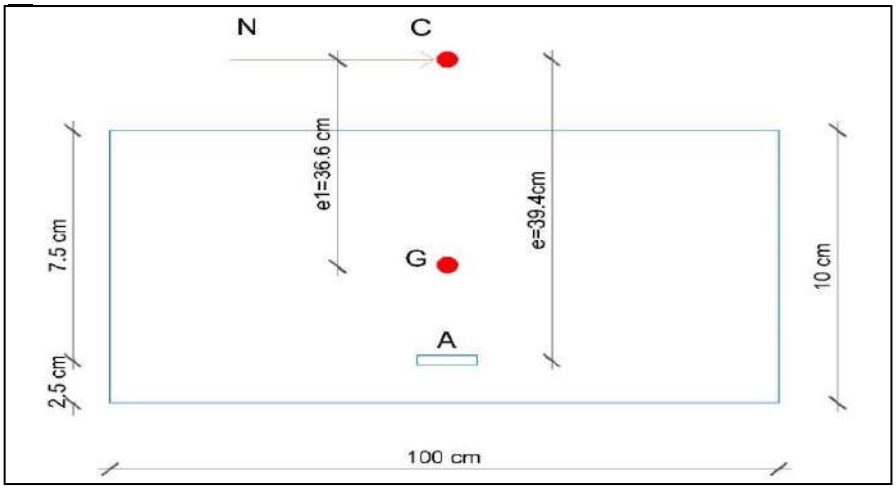


Figure III.3 : Position de centre de pression

$M1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96\ KN.m$

III.b) Calcule des armatures (flexion simple) :

Le calcule se fait à la flexion simple

$$\mu = \frac{M1}{b.d^2.\sigma b} = \frac{0.96.10^6}{1000.75^2.14.17} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé A'1 = 0

Du tableau en a : $\beta = 0.994$

$$A1 = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{0.96.10^6}{0.994.75.348} = 37mm^2 = 0.37cm^2$$

III.c) Calcule flexion composée:

N: effort de compression

$$A = A1 - \frac{N}{\sigma s} = 37 - \frac{2.46.10^3}{348} = 29.93\ mm^2 = 0.29cm^2$$

ET A'=A'$_1$=0

Donc

A=0.29 cm²

A'=0

On adoptera :

$As = 5HA10 = 3.93cm^2$

- Armatures de répartition :

$Ar = \frac{As}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 5HA8 = 2.51cm^2$

III.2. À l'ELS :

III.a) -Calcul de l'excentricité :

$$e0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.82} = 32.97\ cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e0 = 32.97\ cm$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal N de compression.

III.b)-Vérification section partiellement comprimes

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$$

On a:

$Bo = b.h + 15\,(A + A') = 100x10 + 15x\,(3.93) = 1058.95\ cm^2.$

$$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2} + 15(A_1.c_1 + A_2.d\right) = \frac{1}{1058.95}\left(\frac{100.10^2}{2} + 15(3.93.7.5\right) = 5.14\ cm$$

$\upsilon 2 = h - \upsilon 1 = 10 - 5.14 = 4.86\ cm$

$$IG = \frac{b}{3}\,(\upsilon 13 + \upsilon 23) + 15\,[A2\,(\upsilon 2 - c)\,2 + A1(\upsilon 1 - c')\,2] = 8681.25\ cm^2.$$

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2} = 1.68\ cm.$

$MG' = Nser.\,G'c$

$G'c = G'G + Gc$

$$G'G = \upsilon 1 - \frac{h}{2} = 5.14 - \frac{10}{2} = 0.14cm$$

$Gc = 32.97cm$

$G'c = 0.14 + 32.97 = 33.11\ cm$

$MG = 1.82\,(0.3311) = 0.602\ KN.m$

$$\frac{M_G}{N_{ser}} = \frac{0.602}{1.82} = 0.33m = 33cm$$

Donc la condition $\frac{M_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ et vérifier alors, on a une section partiellement comprimée.

On doit vérifier :

$\sigma b = k.y_1 \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$

$\sigma s = 15.k.(d - y_1) \leq \overline{\sigma s}$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n.f_{tj}}\right]$$

Détermination de y1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

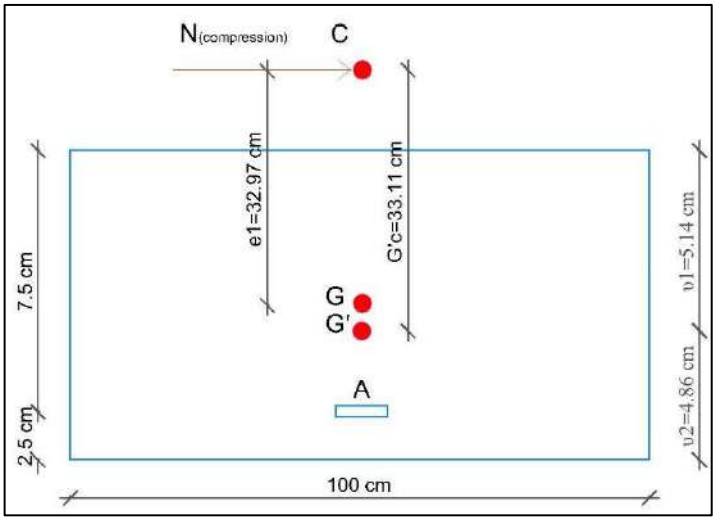
$$y_2{}^3 + p.y_2 + q = 0$$

y_2: distance entre le centre de pression C′et l′axe neutre

Tel que :

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

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



Avec :

C : distance entre le centre de pression c'et la fibre la plus comprimée

C<0 (à l'extérieure)

$$C = \frac{h}{2} - e = (5 - 32.97) = -27.97\text{cm}$$

$$p = -3 \times 27.97^2 + \frac{90 \times 3.93}{100}(7.5 + 27.97) = -2221.50$$

$$q = -2.(-27.97)^3 - \frac{90x3.93}{100}(7.5 + 27.97)^2 = 39313.06$$

Donc :

$$y_2{}^3 - 2221.50y_2 + 39313.06 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27} = (39313.06)^2 + \frac{4.(-2221.50)^3}{27} = -78.6x10^6$$

$\Delta < 0$ Trois solutions réelles

On calcule $\cos\varphi = \frac{3.q}{2p}\sqrt{-\frac{3}{p}} = -0.9754 \implies \cos^{-1}\varphi = 167.28°$

$$a = 2.\sqrt{-\frac{p}{3}} = 54.42$$

Les trois solutions réelles :

$$y1 = a\cos\frac{\varphi}{3} = 30.61\ cm$$

$$y2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^0\right) = -54.27\ cm$$

$$y3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^0\right) = 23.65\ cm$$

Vérification :

$$0 < (y1 = y2 + c) < d \begin{cases} \mathrm{d} = 7.5 > (30.61 - 27.97 = 2.64) > 0 \ldots\ldots\ldots \text{vérifier} \\ (-54.27 - 27.97) = -82.24 < 0 \ldots\ldots\ldots \text{non vérifier} \\ (23.65 - 27.97) = -4.32 < 0 \ldots\ldots\ldots \text{non vérifier} \end{cases}$$

Y1=2.64 cm

$$\mathrm{K} = \frac{\mathrm{Nser}}{\mathrm{S_G}} \Rightarrow \mathrm{S_G} = \frac{\mathrm{b.y1^2}}{3} + 15.\mathrm{A'(y1 - c')} \quad - 15.\mathrm{A.(d - y1)}$$

$$S_G = \frac{100x2.64^2}{2} - 15\mathrm{x}3.93\mathrm{x}(7.5 - 2.64) \quad = 61.98\ cm^3$$

$$\mathrm{K} = \frac{\mathrm{Nser}}{\mathrm{S_G}} = \frac{1.82\mathrm{x}10^3}{61.98\mathrm{x}10^3} = 29.3\mathrm{x}10^{-3}\ \mathrm{N/mm^3}$$

$$\sigma\mathrm{b} = \mathrm{K.y1} = 29.3\mathrm{x}10^{-3}\mathrm{x}26.4 = 0.77\ \mathrm{MPA}$$

$$\sigma\mathrm{b} \leq \overline{\sigma\mathrm{b}} = 0.6.\mathrm{fc28} = 15\mathrm{MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathrm{c.v}$$

$$\sigma\mathrm{s} = 15.\mathrm{k.(d - y_1)} = 21.3\ \mathrm{MPA}$$

$$\overline{\sigma\mathrm{s}} = \mathrm{Min}\left[\frac{2}{3}\mathrm{f_e} = 266.67; 110\sqrt{\mathrm{n.f_{tj}} = 201.63}\right] = 201.63\ \mathrm{MPA}$$

$$\sigma\mathrm{s} \leq \overline{\sigma\mathrm{s}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathrm{c.v}$$

Donc on adoptera la section calculée à **l'E.L.U.**

III.c) -Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5x10^3}{1000\times 75} = 0{,}02MPa$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15\ fc28}{\gamma b}, 4\ \text{Mpa}\right) = \min(2.5\ \text{Mpa}, 4\ \text{MPa}) = 2.5\ \text{Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables

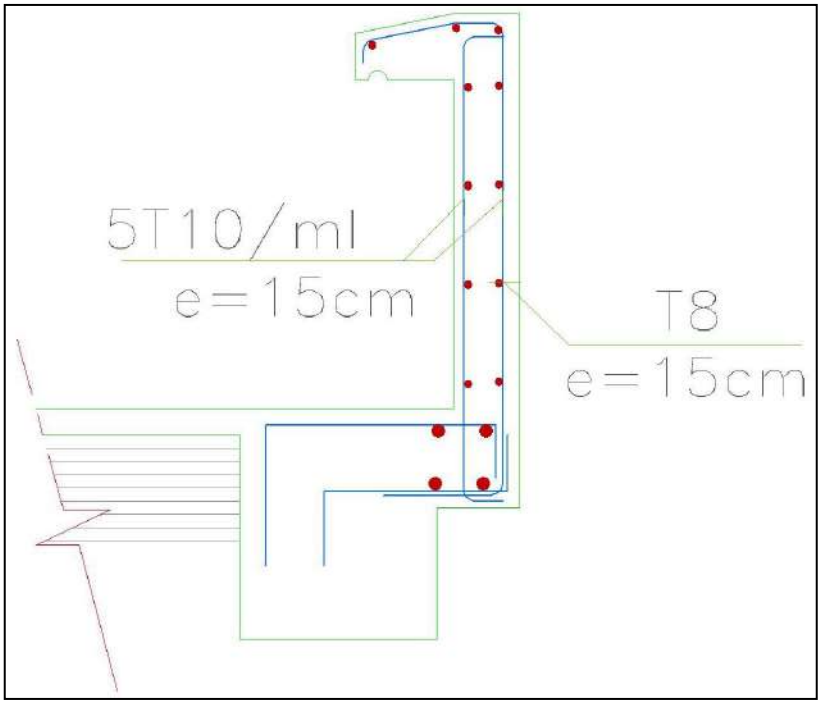


Figure III.4 : ferraillage de l'acrotère

III.4 Calcul des poutrelles :

III.4.1 Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiments aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

III.4.2 Plancher à corps creux (16+4) cm:

III.4.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

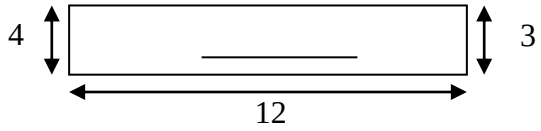


Fig. III.5. Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul se fait en deux étapes :

<u>Première étape</u> : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500 * l(kn)\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

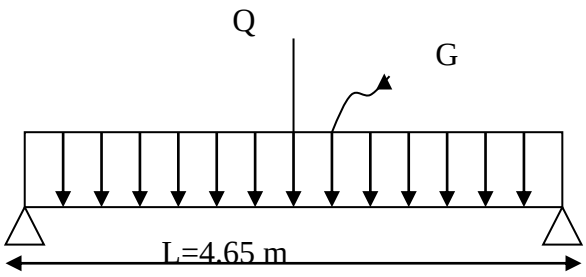


Fig. III.6. Poutrelle avant coulage

III.4.2.1.a Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml

- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 kN/ml

$\Rightarrow$ **G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

-Surcharge d'exploitation : Q = Max $\begin{cases} 1kN \\ 500\times 4.65 = 2.32kN \end{cases}$

$\Rightarrow$ Q = 2.32 kN

III.4.3 Ferraillage :

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G\cdot L^2/8 = 0.77\times(4.65)^2/8 = 2.08$ kN.m

$M_Q = Q\cdot L^2/8 = 2.32\times(4.65)^2/8 = 6.26$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 12.228$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 7.97 > \mu_1 = 0.392$$

$\Rightarrow A' \neq 0$

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible). On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

Calcul des poutrelles

On a trois types de poutrelles à calculer :

- Poutrelles à 1 st travées
- Poutrelles à 2 travées
- Poutrelles à 3 st travées

Sollicitation de calcul

Sous sol

G = 5.96 kN/m2 , Q = 3.5 kN/m2

Pu = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 8.642 kN/ml

Ps = (G+Q) x 0.65 = 6.149 kN/ml

1er Type : Poutrelles à trois travées :

III.4.3.1 La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges

permanentes ou bien 5000 N/mm². $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$Q = 3.5\ kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$ (C.V)

- l'inertie est constante pour toutes les travées .

- 0.8< LAB / LBC =0.73 <1.25 (C.N.V)

♦ **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

III.4.3.2 Méthode de Caquot **: (pour les poutres)**:

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

RDC+EC :(ELU)

G=5.96 , Q=1.5

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.70 kN/ml

Tableau III.3. Différents efforts dans la poutrelle à trois trvée ELU

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1	6.7	6.7	0	3	0	3	0	0	1.5	0	-10.05	AB	7.53	2.87	-10.55	10.05
2			3	4.1	3	3.28	1.09	7.81	7.81	10.05	-13.74	BC	14.07	6.93	-13.73	13.73
3			4.1	2.02	3.28	2.02	0.62	6.47	6.47	13.7	-6.7	CD	3.41	-0.16	-6.76	7.10
4			2.02	0	2.02	0	0	0.68	0	7.10	0	DE				

ELU:

Représentation des sollicitations :

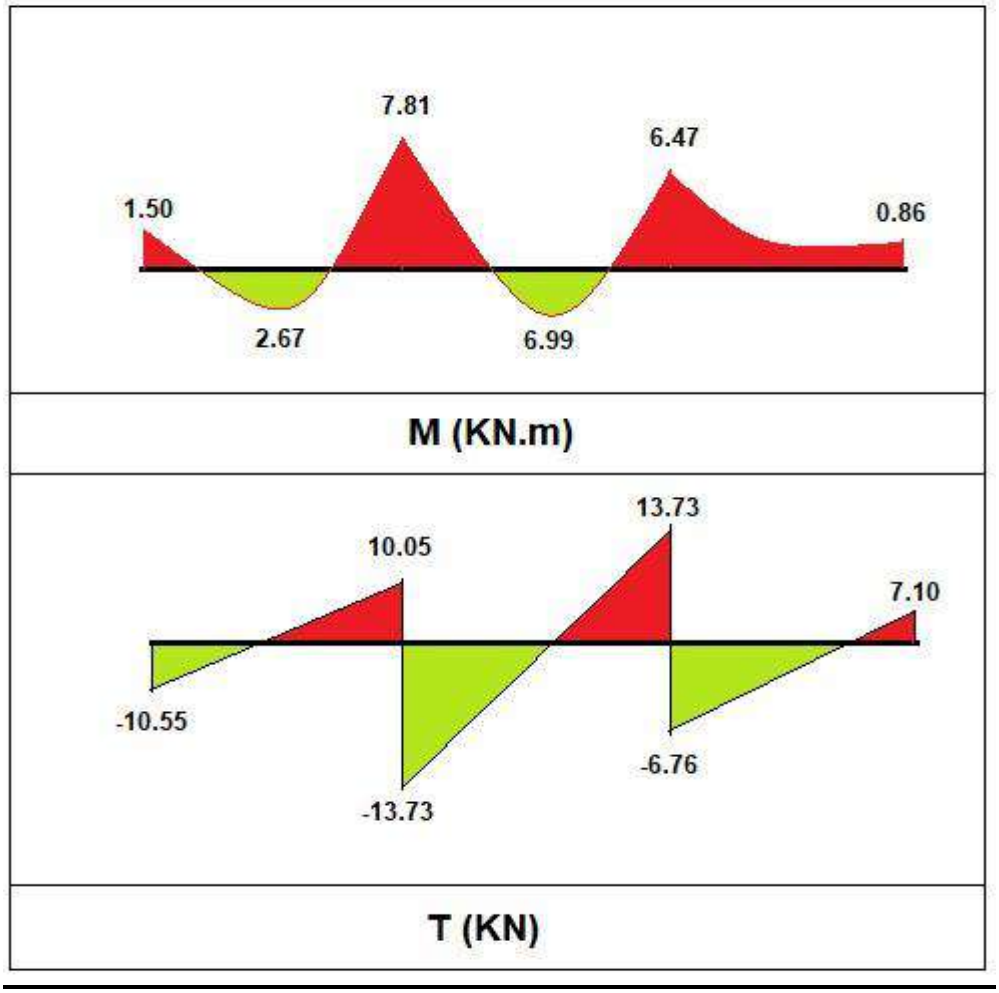


Fig.III.7. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELU)

ELS:

q = (G+Q) x 0.65 = 4.85 kN/ml

Tableau III.4. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée ELS

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1	4.85	4.85	0	3	0	3	0	0	1.09	0	-7.63	AB	5.45	2.08	-7.63	7.27
2			3	4.1	3	3.28	1.09	5.65	5.65	7.27	-9.94	BC	10.19	5.01	-9.94	9.94
3			4.1	2.02	3.28	2.02	0.62	4.68	4.68	9.94	-4.89	CD	2.47	-0.11	-4.89	5.14
4			2.02	0	2.02	0	0	0.49	0	5.14	0	DE				

Représentation des sollicitations :

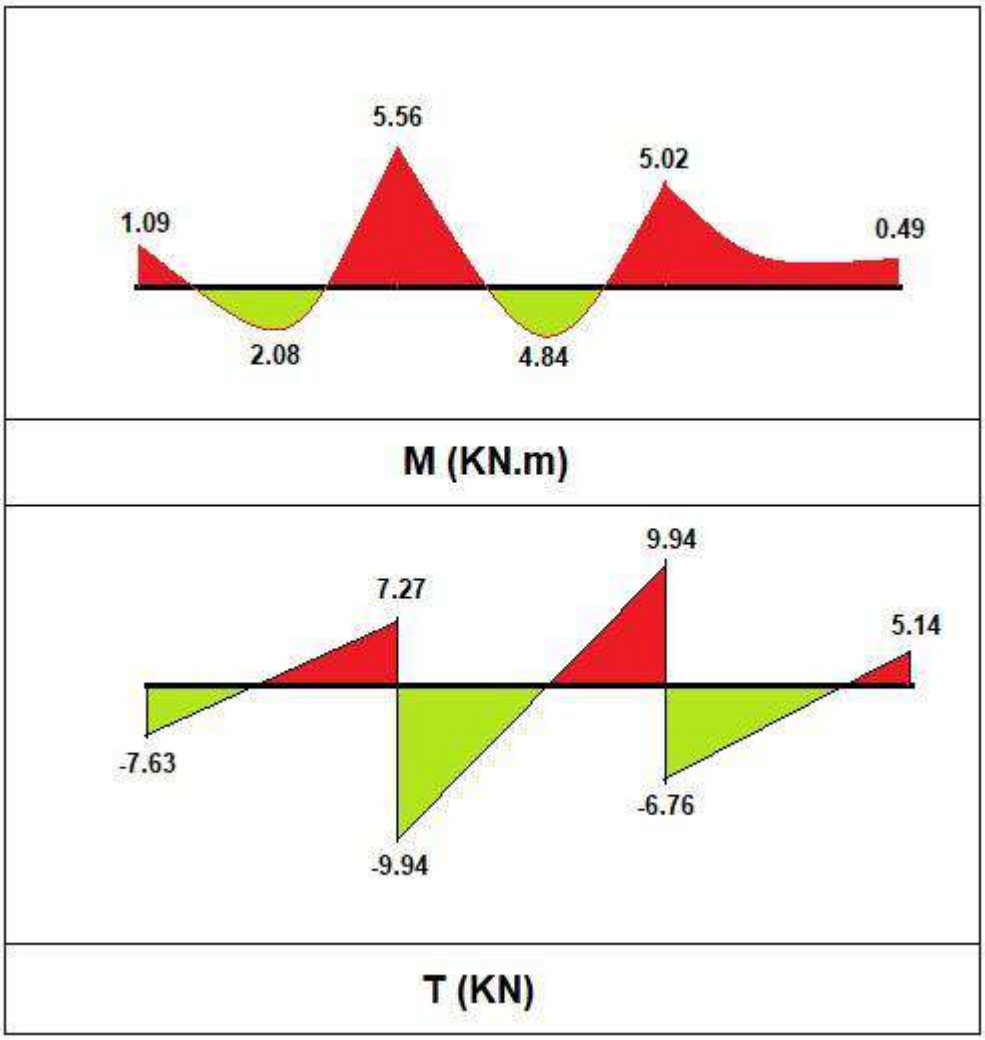


Fig.III.8. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELS)

Terrasse:(ELU)

G = 6.41 kN/m^2 , Q = 1 kN/m^2

q = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.60kN/ml

Tableau III.5. Différents efforts dans la poutrelle à trois trvée ELU terrasse

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1	6.66	6.66	0	3	0	3	0	0	1.48	0	-10.4	AB	7.42	2.83	-10.39	9.9
2			3	4.1	3	3.28	1.09	7.70	7.70	9.9	-13.53	BC	13.86	6.82	-13.53	13.53
3			4.1	2.02	3.28	2.02	0.62	6.37	6.37	13.53	-6.66	CD	3.36	-0.15	-6.66	6.99
4			2.02	0	2.02	0	0	0.67	0	6.99	0	DE				

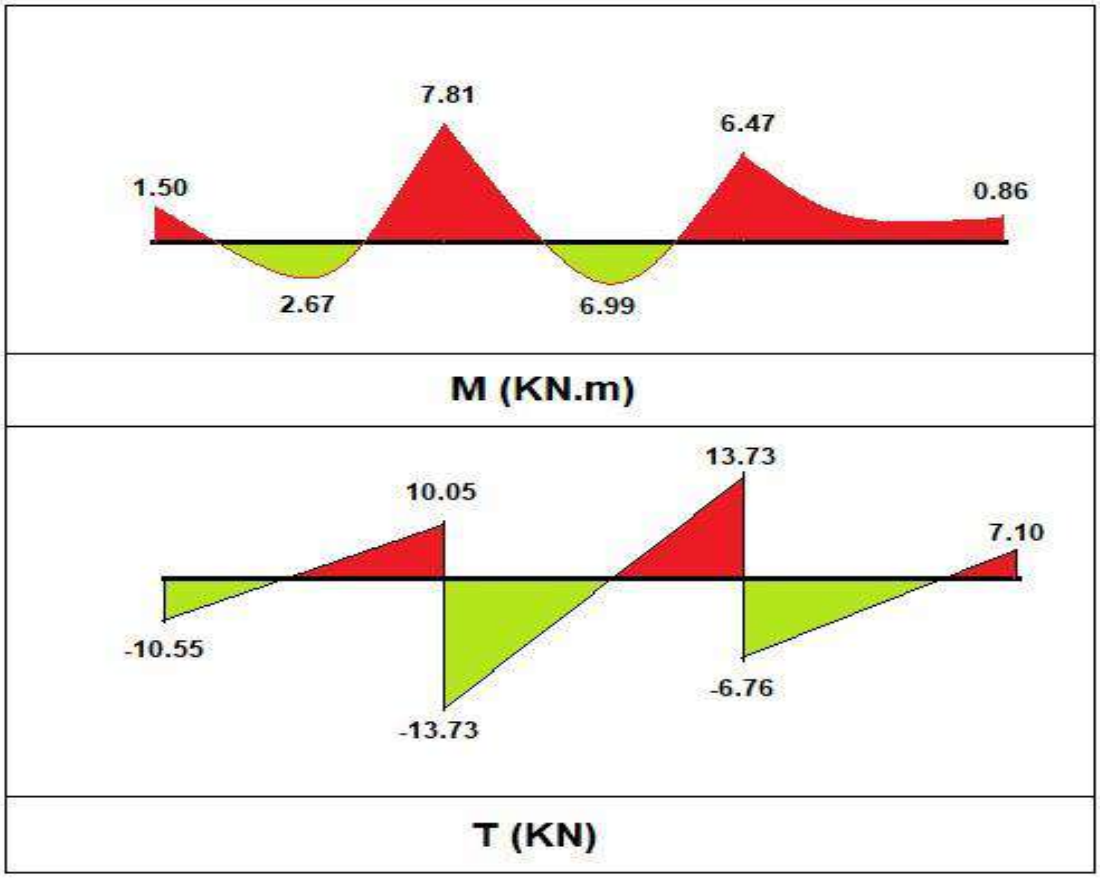


Fig.III.9. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELU) Terrasse

ELS

G = 4.61 kN/m^2 , Q = 1 kN/m^2

q= (G+Q) x 0.65 = 4.82 kN/ml

Tableau III.6. Différents efforts dans la poutrelle à trois trvée ELS terrasse

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1	4.82	4.82	0	3	0	3	0	0	1.08	0	-7.59	AB	5.42	2.06	-7.59	7.23
2			3	4.1	3	3.28	1.09	5.62	5.62	7.23	-9.88	BC	10.12	4.98	-9.88	9.88
3			4.1	2.02	3.28	2.02	0.62	4.65	4.65	9.88	-4.86	CD	2.45	-0.11	-486	5.11
4			2.02	0	2.02	0	0	0.49	0	5.11	0	DE				

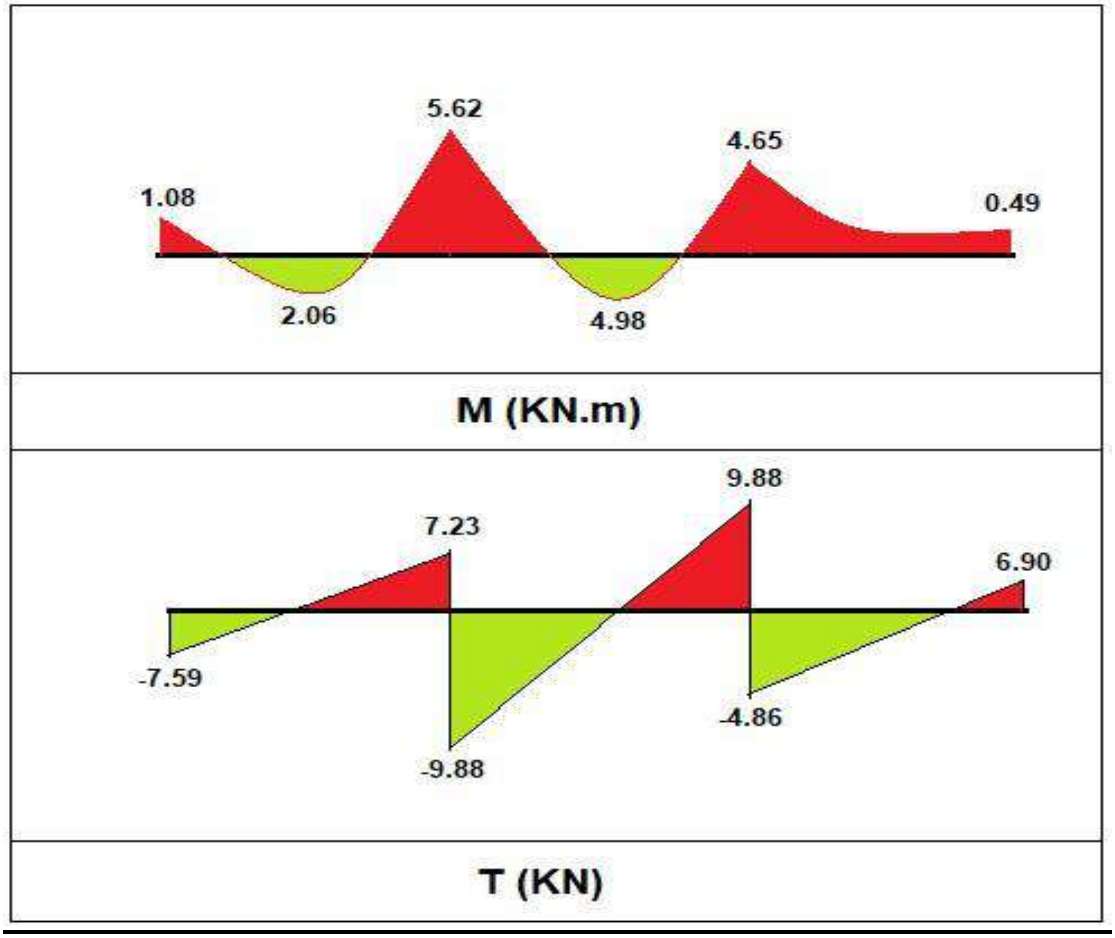


Fig.III.10. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELS) Terrasse

2eme Type : Poutrelles à 2 travées :

G=5.96 , Q=1.5

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.70 kN/ml

Tableau III.7. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvée ELU

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1	6.7	6.7	0	3.35	0	3.35	0	0	1.87	0	-11.78	AB	9.39	1.65	-11.78	11.22
2			3.35	4.65	3.35	4.65	1.39	13.61	13.61	11.22	-15.58	BC	18.10	9.49	-15.57	16.35
3			4.65	0	4.65	0	0	3.62	0	16.35	0	CD				

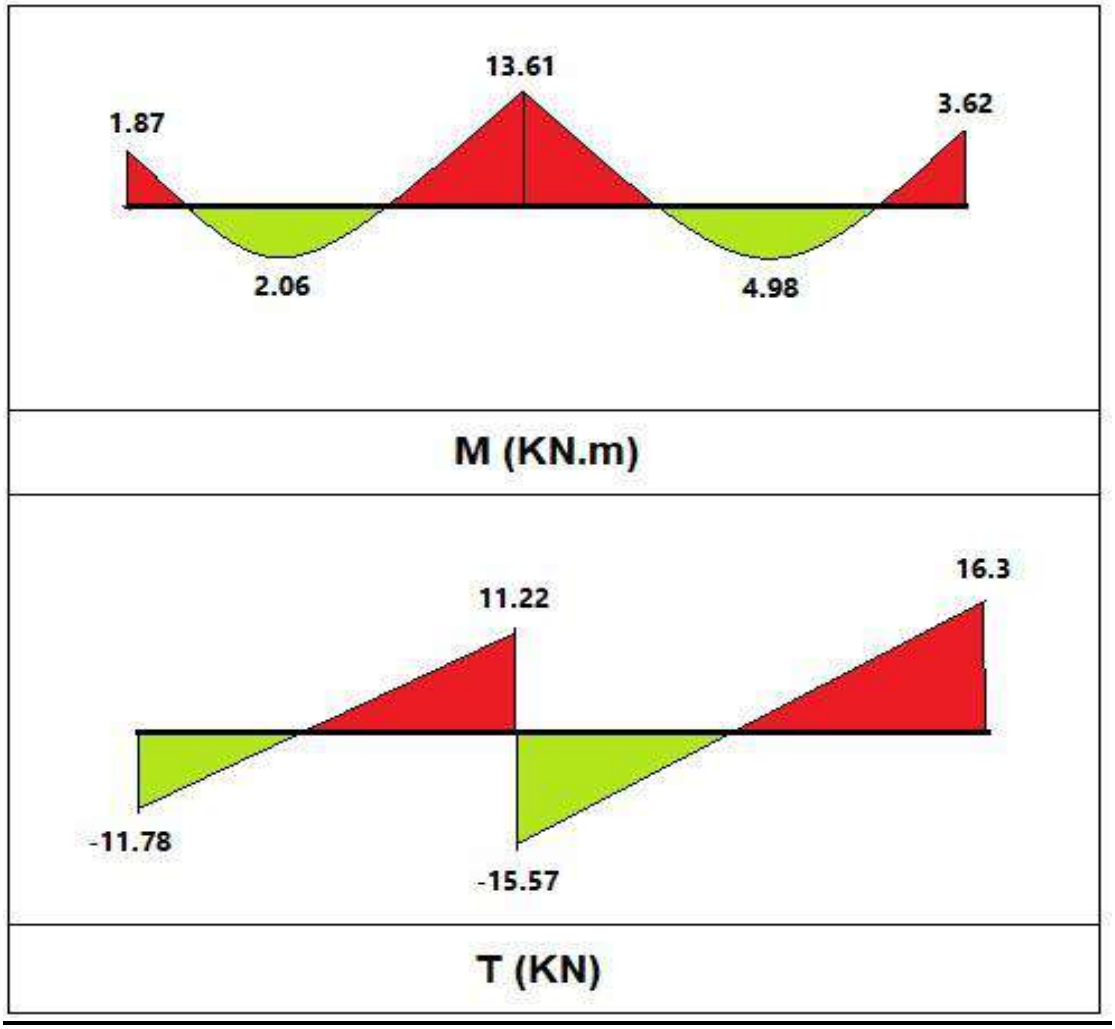


Fig.III.11. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées(ELU)

ELS:

q = (G+Q) x 0.65 = 4.85 kN/ml

Tableau III.8. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvée ELS

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1	4.85	4.85	0	3.35	0	3.35	0	0	1.36	0	-8.53	AB	6.80	1.19	-8.52	8.12
2			3.35	4.65	3.35	4.65	1.39	9.85	9.85	8.12	-11.28	BC	13.10	6.87	-11.27	11.84
3			4.65	0	4.65	0	0	2.62	0	11.84	0	CD				

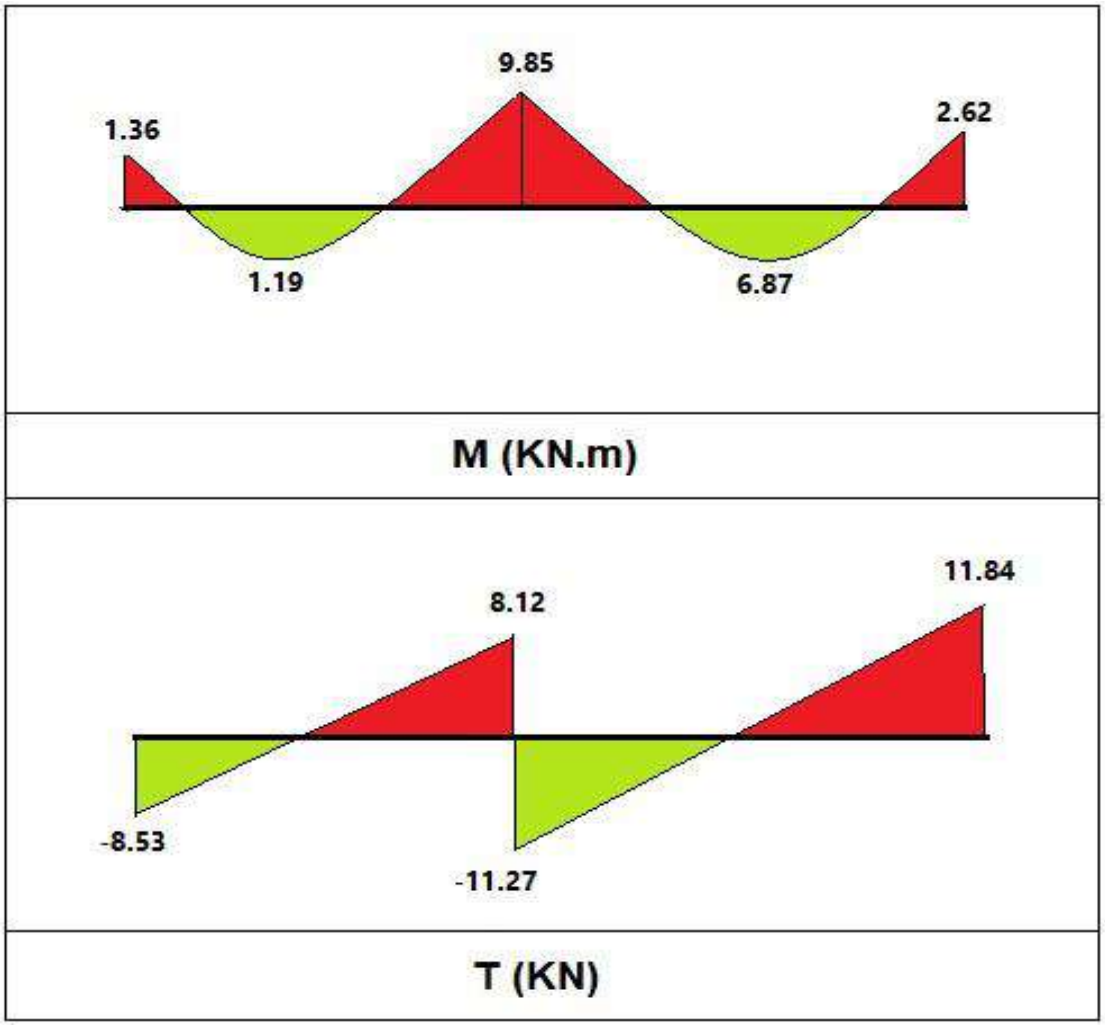


Fig.III.12. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Terrasse:(ELU)

G = 6.41 kN/m^2 , Q = 1 kN/m^2

q = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.60kN/ml

Tableau III.9. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvées Terrasse ELU

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1	6.6	6.6	0	3.35	0	3.35	0	0	1.85	0	-11.61	AB	9.25	1.62	-11.6	11.05
2			3.35	4.65	3.35	4.65	1.39	13.40	13.40	11.05	-15.35	BC	17.83	9.35	-15.34	16.11
3			4.65	0	4.65	0	0	3.56	0	16.11	0	CD				

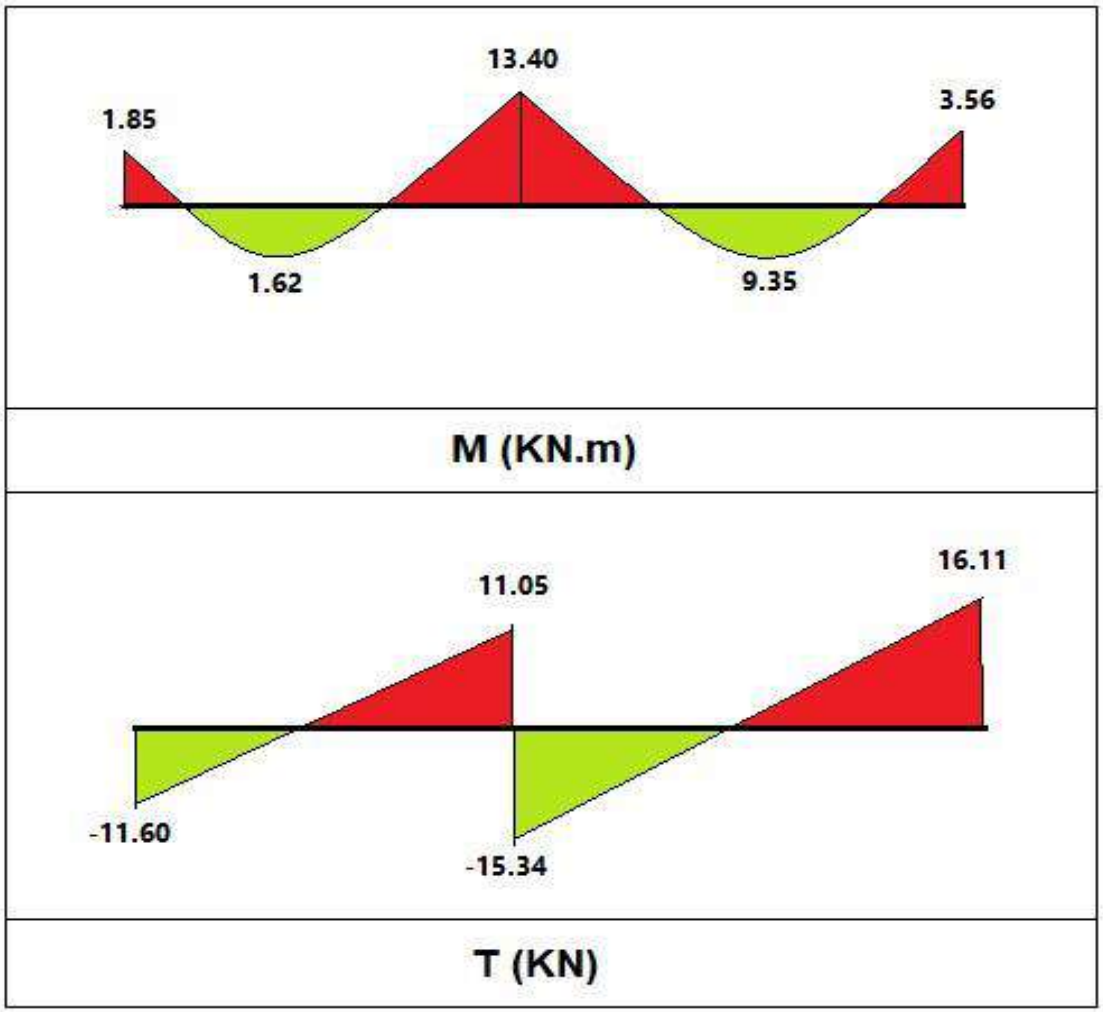


Fig.III.13. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées Terrasse:(ELU)

ELS

G = 4.61 kN/m^2 , Q = 1 kN/m^2

q= (G+Q) x 0.65 = 4.82 kN/ml

Tableau III.10. Différents efforts dans la poutrelle à 2 trvées Terrasse ELS

neude	q (KN)	q_e (KN)	L_w	L_e	L'_w	L'_e	5	M_w (kn.m)	M_e (kn.m)	t_w	t_e	travée	M_0 (kn.m)	M_t	t_w	t_e
1			0	3.35	0	3.35	0	0	1.35	0	-8.47	AB	6.76	1.18	-8.47	8.07
2	4.82	4.82	3.35	4.65	3.35	4.65	1.39	9.79	9.79	8.07	-11.21	BC	13.02	6.82	-11.20	11.76
3			4.65	0	4.65	0	0	2.60	0	11.76	0	CD				

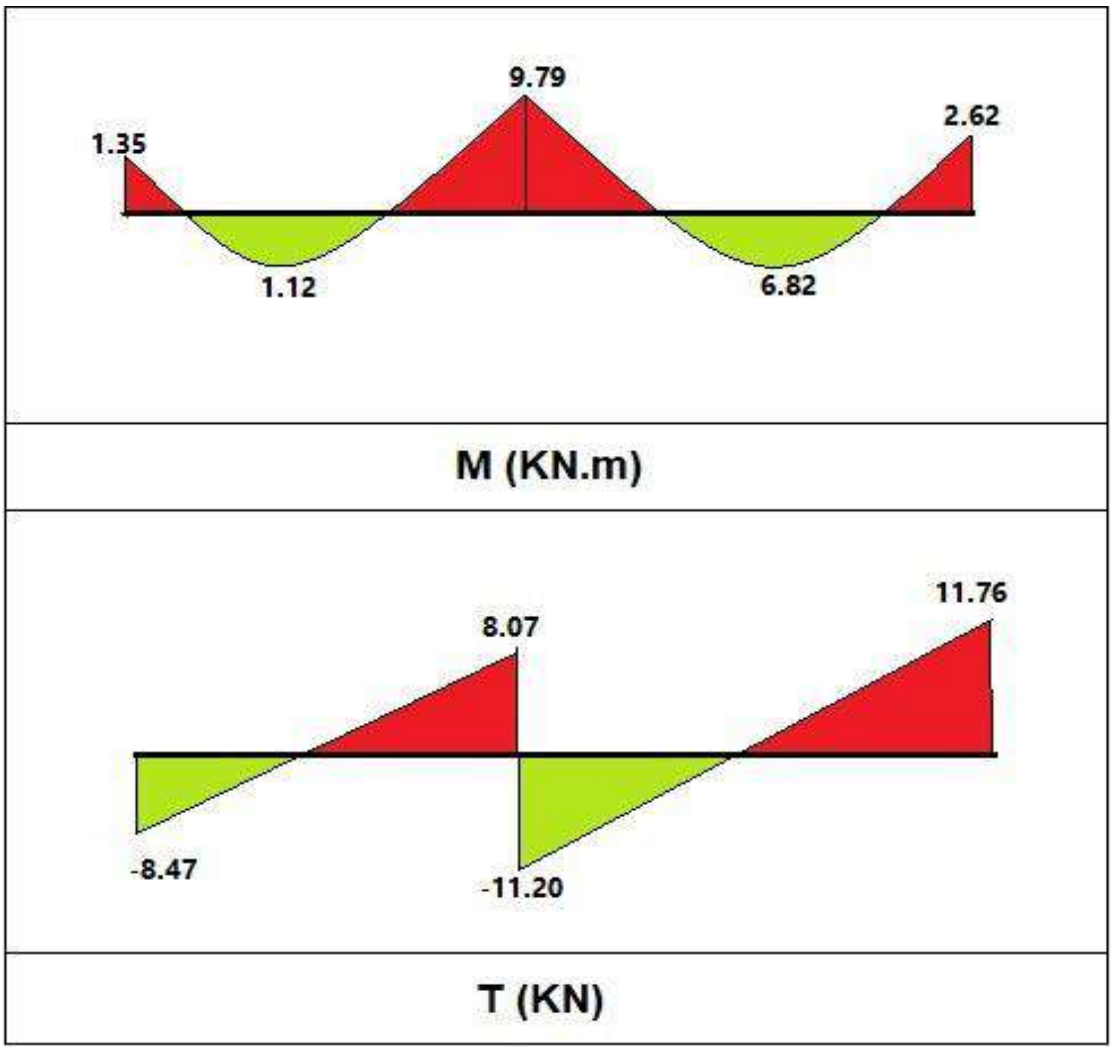


Fig.III.14. Différents efforts dans la poutrelle à 2 travées Terrasse:(ELS)

III.4.4 Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le **3eme type** des poutrelles,

c'est le cas le plus défavorable.

M_{tmax}= 9.49 kN.m

M_{amax}= 13.61 kN.m

T_{max}= 16.35 kN

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table

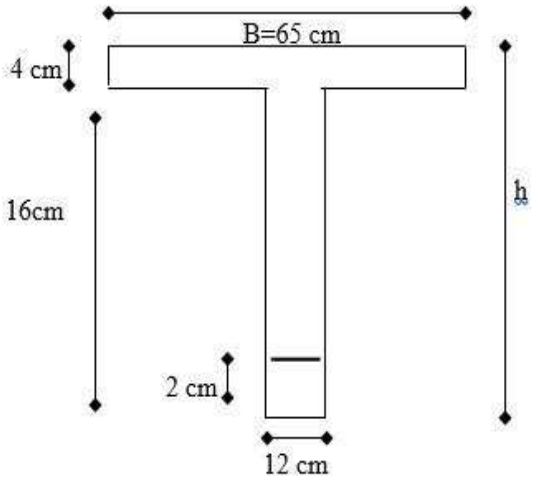


Fig.III.15. Ferraillage des poutrelles

$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$
:

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

III.4.4.1 A L'ELU :

- **En travée :**

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.49 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.03 < \mu_l = 0.392$ Donc A' = 0

Tableau : ß=0.985$\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.54 cm².

On adopte: **A=2HA10=1.5 cm²**

onditions de non fragilité : (CBA93)

A = 1.57 cm² > $A_{min} = \frac{B}{1000}$ = 1.30 cm² **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A =1.57 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=13.61 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.61 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.246 < \mu_l = 0.392$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.988 $\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.20 cm².

On adopte: **A = 2T12 = 2.26 cm²**

Conditions de non fragilité :

$A=2.26\ cm^2 > A_{min}=\frac{B}{1000}=0.24\ cm^2$ **(C.V)**

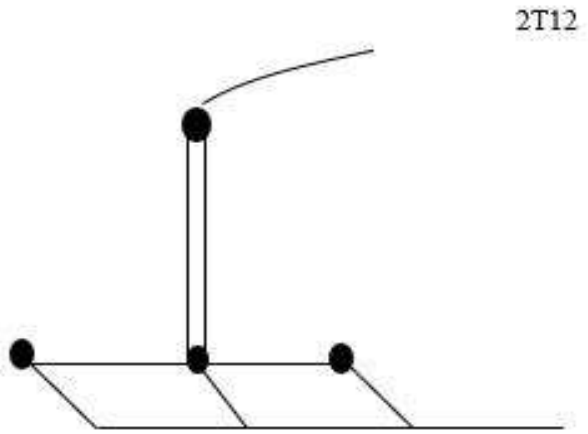


Fig. III.16. Ferraillage des poutrelles

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}=16.35$ kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u=\frac{V_{u\max}}{b_0\cdot d}=\frac{16.35*10^3}{120*180}=0.76 \text{ MPa} ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : $\tau_u=0.76$ MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t:**

$$S_t\le \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases}=(16.2;40\text{ cm})$$

Donc: $S_t=15$ cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}=\{5.7;16;12\}(mm)$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : $\phi_t=6$ mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}=28.27$ mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

$a_t=0.28$ cm² et $n_t=2 \Rightarrow A_t=a_t n_t=0.56$ cm².

A_t=2T6

- **Vérifications nécessaires : [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 150}=1.24\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}=0.003 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b=\frac{2\cdot V_u}{b_0\cdot a} \leq \overline{\sigma_b}=\frac{0.8\cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0\cdot a\cdot 0.4\cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}=129.60\text{kN} \quad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$V_u=A_l \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = kN $\Rightarrow V_u$= kN < 129.60 kN **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

$V_u+(M_u/0.9d)= -42.23 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy}=V_u/ab \leq \overline{\sigma}=1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u=|V_{uG}|+|V_{ud}|=41.09$kN

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}=0.84 MPa< $\overline{\sigma}$ =21.67 MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

III.4.4.2 Vérification à l'ELS :

. En travée :

M_{ser}=11.72 kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h_0=4 cm ; A=3.04 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2.7 \cdot (18 - 4) = -47 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65-12)4 + 30(1.57)}{12} \Rightarrow D = 39.25$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65-12)4^2 + 30 \cdot 1.57 \cdot 18}{12} \Rightarrow E = 211.98$$

$\Rightarrow y_1$=4.81 cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I = 6498.91 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{6.87 * 10^6 * 48.1}{6498.91 * 10^4} \Rightarrow \sigma_b = 5.08 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}, \Rightarrow 5.08 < 15 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

Aux appuis: (ELS)

Tableau III.11: Vérification à l'E.L.S aux appuis

M_{ser} (kN.m)	D	E	I($cm^{4)}$	y_1	σ_b(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
9.85	40.98	243.03	8611.95	0.159	6	15.00	**(CV)**

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

3°/ Etat limite de déformation : [1]

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{465} = 0.0408 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.04080 < 0.069 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.02 > \frac{4.2}{400} = 0.01 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

M_{ser} = 6.8 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12.18} = 0.00726$$

ρ = 0.72 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0.996 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 244.07 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.007} = 5.66$$

λ_v=2/5 λ_i=2.26.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 25}{4 \cdot 0.00726 \cdot 244.07 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.60$$

Détermination de l'axe neutre: $y = \dfrac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A}$ =6.82 cm

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 18578.48 cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 4648.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 8674.16 \text{ cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819 MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{6.87 \times 4.65^2}{10.(32164.2 \times 4648.84)} \Rightarrow f_i = 9.93 mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.87 \times 4.65^2}{10(10819 \times 8674.16)} \Rightarrow f_v = 15.82 \text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 15.82 - 9.93 = 5.89$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \dfrac{L}{500} = \dfrac{465}{500} = 9.3$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 5.89$ mm $< f_{Limite} = 9.3$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III.12: Récapitulation des résultats de la flèche.

M(kN.m)	**A(cm²)**	**y (cm)**	**P**	**ß1**	**σs (MPa)**	**μ**	**λi**	**λv**
6.87	1.57	6.82	0.0072	0.996	244.08	0.60	5.66	2.26
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
18578.48	4648.84	8674.16	4.65	9.93	15.82	5.89	9.3	**C.V**

III.4.5 Ferraillage de la table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

Armatures:

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)
At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.
On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

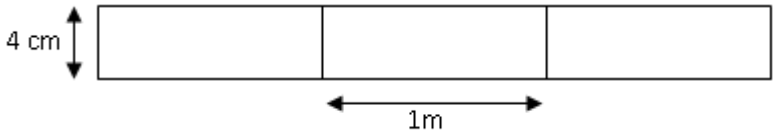


Fig.III.17. Schéma de la Table de compression

Dalle pleine triangulaire encastrée sur les 3 cotés

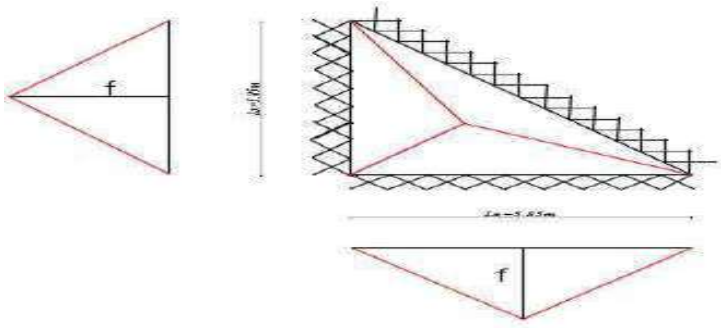


Figure III. 18 Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

III.4.5.1 Calcul de la charge totale :

G = 6.91 KN/m² **Pu= 11.58 KN/m²**

Q = 1.5 KN/m² **Pser= 8.41 KN/m²**

III.4.5.2 Calcul des moments :

A l'ELU :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, (travail externe), et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, (travail interne). Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre et la somme des travaux égale à zéro.

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Textavec\begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

Par l'application de principe du travail virtuel :$\sum \boldsymbol{T}int = \sum \boldsymbol{T}e\boldsymbol{x}t$
On obtient

A l'ELS :

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si ρ = Lx/Ly ≥ 0.4 et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments Mx suivant Lx et My suivant Ly

Dans le sens de la petite portée Lx : Mx = μx P Lx

Dans le sens de la grande portée Ly : My = μy

$$\Longrightarrow \text{Mu} = 0.26\text{Pu} = 3.1 \text{ KN. m}$$

Les valeurs des coefficients μx et μy sont données en fonction du rapport ρ = Lx/Ly et du coefficient de poisson v.

$$\Longrightarrow \text{Mser x} = \mu x \text{ P Lx}^2 = 0.0441 \times 8.36 \times 4.75^2 = 8.36\text{KN. m}$$

$$\Longrightarrow \text{Mser y} = \mu y \text{ Mx} = 1 \times 8.36 = 8.36\text{KN. m}$$

III.4.5.3 Calcul du ferraillage :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire :

Mtx = Mty = 0.75 × Mu = 2.26KN. m Le moment en travée.

Max = May = −0.5 × Mu = −1.50KN. m Le moment aux appuis.

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur.

Tableau III. 13 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine

	M_U (kN.m)	M	B	A (cm^2)	Amin (cm2)	Achoix (cm2)	Espacement (cm)
travée	**2.26**	**0.01**	**0,995**	**5.22**	**1,5**	**7HA10**	**15**
appuis	**-1.50**	**0.006**	**0,997**	**3.45**	**1,5**	**7HA8**	**15**

III.4.5.3.a Vérification des contraintes :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle de rive :

Mtx = Mty = 0.75 × Mser = 6.27KN. m → Le moment en travée .

Max = May = −0.5 × Mser = −4.18KN. m → Le moment aux appuis .

Tableau III. 14 Vérification des contraintes à **L'ELS** [2]

	A (cm^2)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\ adm}$
En Travée	5.49	8.36	7	15	CV
Eux Appuis	5.51	8.36	7	15	CV

III.4.5.3.b Vérification de l'effort tranchant

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoind'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0 . d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$Vx = \frac{P . lx . ly}{2ly + lx} = \frac{11.98 \times 4.75 \times 4.75}{2 \times 4.75 + 4.75} = 18.96\ KN$$

$$Vy = \frac{P . lx . ly}{3ly} = \frac{11.98 \times 4.75 \times 4.75}{3 \times 4.75} = 18.96KN$$

Tableau III. 15Vérification de l'effort tranchant [2]

Vx (KN)	Vy (KN)	τ(MPA)	$\bar{\tau}$(MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
33.86	32.82	0.27	1.17	CV

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.5.3.c -Condition de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{5.85} = 0.026 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{5.85} = 0.026 < \frac{1}{20} \times \frac{12.93}{17.24} = 0.038$$

$$\frac{A}{2} \quad 5.50$$

Remarque :

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le **ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau III. 16 Vérification de la flèche

Poutrs			Sollicitation à l'ELS	Armaturs principales	flèche		Vérification
Section	b (cm)	h (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Dalle pleine	100	12.5	12.93	5.50	9.6	10.85	oui

III.5 L'Escalier :

III.5.1 Itroduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontale et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secoure en cas d'urgence.

Pour tous les étages, il y a un seul type d'escalier : trois volées avec deux paliers intermédiaires.

.**La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche-

- **La contremarche** : est la partie verticale, contre la march.

- **L'emmarchement** : est la longueur utile de chaque march.

- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.

- **La paillasse** : supporte les marches

- **Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre

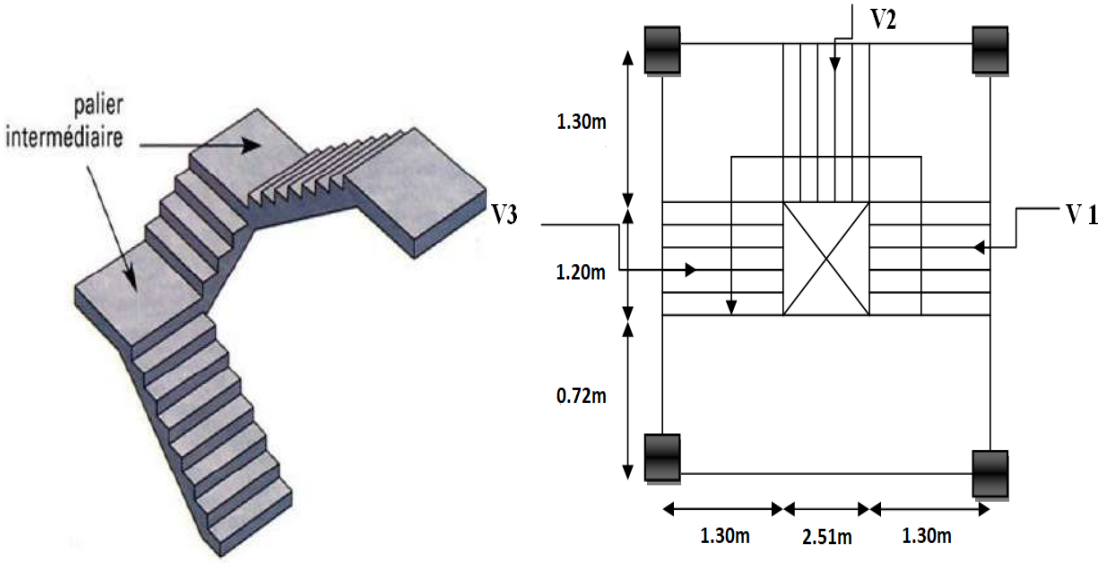


Fig III.19. Schéma représentatif de l'escalier

III.5.2 Dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

2 h + g = environ 64. (h et g en centimètres)

Pour chaque volée 1 et 3: H=85cm

- **h = H / n** avec : **(n)** est le nombre des contremarches et ***H*=85cm.**

- **g = L / (n-1)** avec **: (n-1)** est le nombre des marches.

n : 5 c-marches	m : 4 marches	60< 2h+g>65	Observation
17 cm	30 cm	64	CV.

-Pour chaque volée **2: H=136cm**

- **h = H / n** avec : **(n)** est le nombre des contremarches et
- **g = L / (n-1)** avec : **(n-1)** est le nombre des marches.

n : 8 c-marches	m : 7 marches	60< 2h+g>65	Observation
17 cm	30 cm	64	CV.

Hauteur "paillasse/ palier" de l'escalier

- Volée (01) et (03)

La longueur développée est : $\mathbf{L = L_v + L_p + L'_p}$. Avec :

$\mathbf{L_v}$ **:** Longueur de la volée.

$\mathbf{L_p}$ **:** Longueur du palier du départ

$\mathbf{L'_p}$**:** Longueur du palier d'arrivée.

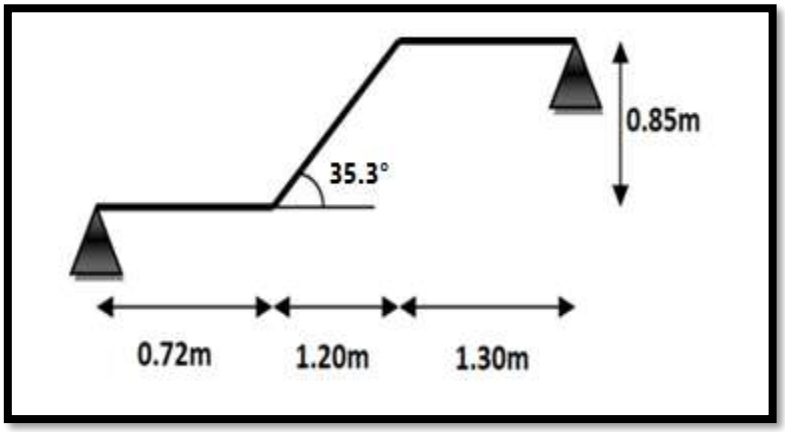


Fig III.20. Modélisations de volée 1et3

$$L = L_p + \sqrt{{L_0}^2 + H^2} + L_P'$$

$L=0.72+\sqrt{1.20^2+0.85^2}+1.30=3.5m$

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{350}{35} \leq e \leq \frac{350}{30}$

$10 \leq e \leq 11.66$ On prend **e=16cm**

III.5.2.1 Charges et surcharge (DTR.BC.2.2) :

Pour vole 1 et 3 :

Tableau III.17.Charge et surcharge Escalier (palier) :

	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage grés céramique.	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de ciment	0.03	18	0.54
4	Dalle en béton armé	0.16	25	4
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	Charges permanentes			5.74

Tableau III.18. Charge et surcharge Escalier (paillasse) :

	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage grés céramique.	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de ciment	0.03	18	0.54
4	Marche	0.17/2	22	1.87
5	Paillasse	0.16/cos α	25	4.90
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	Charges permanentes			8.51

La charge permanente de palée G=5.74KN/ m^2
La charge permanente de paillasse G=8.51KN/ m^2
La charge d'exploitation de tout l'escalier Q=2.5KN/ m^2.
- Volée (02)

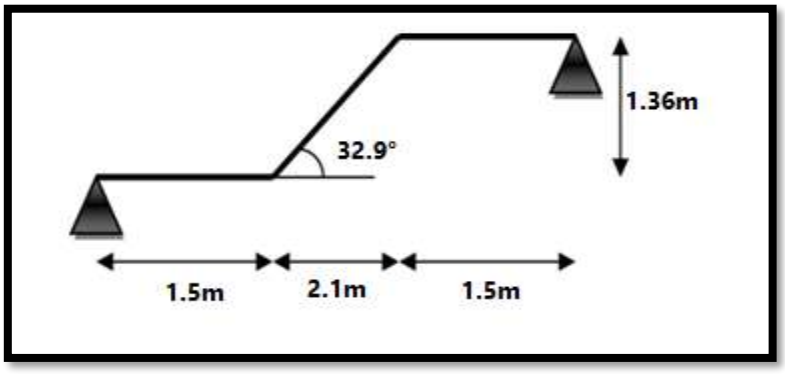


Fig III.21. Modélisations de volée 2

Tag= $\frac{H}{L} = \frac{1.36}{2.1} = 0.647 \Rightarrow \alpha = 32.9°$

Longeurde la paillase:

$$L_0 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.36}{\sin 32.9} = 2.5m$$

$L_{t_o t} = 1.5 + 1.5 + \sqrt{(1.36)^2 + (2.1)^2}$ = 5.5m

$$\frac{L}{35} = 15.71 \leq e \leq \frac{L}{30} = 18.33m$$

On prond **e=16cm**

III.5.2.2 Charges et surcharge (DTR.BC.2.2) :Pour vole 2 :

Tableau III.19. Charge et surcharge Escalier (palier) :

	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 ciment	0.03	18	0.54
4	Dalle en béton armé	0.16	25	4
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	Charges permanentes			5.74

Tableau III.20. Charge et surcharge Escalier (paillasse) :

	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage grés céramique.	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de ciment	0.03	18	0.54
4	Marche	0.17/2	22	1.87
5	Paillasse	0.16/cos α	25	4.76
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	Charges permanentes			8.37

La charge permanente de palée **G**=5.74KN/ m^2
La charge permanente de paillasse **G**=8.37KN/ m^2
La charge d'exploitation de tout l'escalier **Q**=2.5KN/ m^2.

III.5.2.3 Détermination des efforts :

A l'E.L.U : Pu =1.35 G + 1.5 Q
A l'E.L.S : Pser =G+Q

.Tableau III.21. Determination des efforts

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	PU (KN/m^2)	Pser (KN/m^2)
Palier	5.74	2.5	11.5	8.24
Paillasse	8.51	2.5	15.24	11.01

détermination des efforts vole 1 et 3.

Schéma statique vole 1 et 3 :

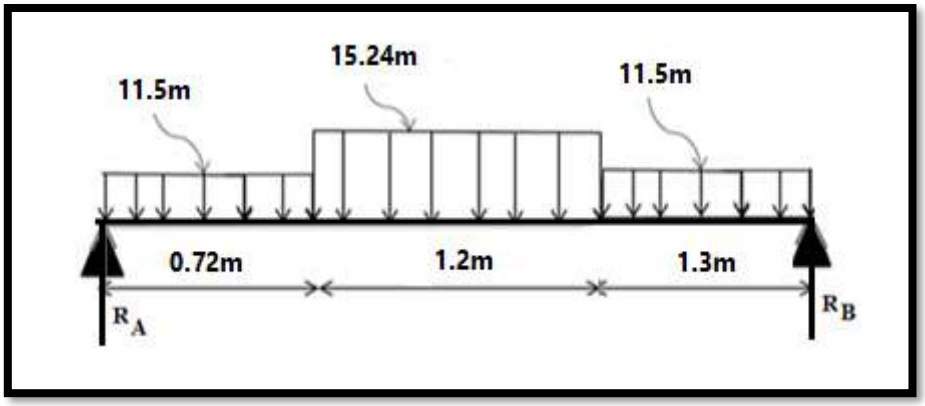


Fig III.22. Sollicitation de l'escalier à ELU

Calcul ELU :

Reaction aux appuis :

∑ M/B = 0

$R_A = 21{,}16\ KN$

$R_B = 20.35KN$

Moment flechesent:

∑M/0= 0.

Pour 0 ≤ x ≤ 0.72:

$$M(x) = 21{,}16x - 11{,}5\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(0{,}72) = 12{,}25\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 0.72 ≤ x ≤ 1.92:

$$M(x) = 21.16x - 11.5(0.72)\left(x - \frac{0.72}{2}\right) - 15.24\left(\frac{x-0.72}{2}\right)^2 = 21.16x - 8.28(x - 0.36) - 15.24(\text{x} - 0.675)^2$$

$$\begin{cases} M(0.72) = 12.25\ KN.m \\ M(1.92) = 16.73\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 0 ≤ x ≤ 1.3:

$$M(x) = 20.35x - 11{,}5\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.3) = 16.74\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant:

∑ F/y = 0 .

Pour 0 ≤ x ≤ 0.72:

$$T(x) = 21{,}16 - 11{,}5x$$

$$\begin{cases} T(0) = 21.16\ KN \\ T(0.72) = 12.88\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour $0.72 \leq x \leq 1.92$:

$$T(x) = 21.16 - 11.5(0.72) - 15.24(x - 0.72)$$

$$\begin{cases} T(0.72) = 12.88\ KN \\ T(1.92) = -5.41\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour $0 \leq x \leq 1.3$:

$$T(x) = 11.5x - 20.35$$

$$\begin{cases} T(0) = -20.35\ KN \\ T(1.3) = -5.4\ \text{KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \rightarrow x = 1{,}56\ m$$

Donc $M_{max} = 17.7\ KN.m$

- **Moment sur appui :** 0,50 × 17.7 = 8.85KN.m
- **Moment sur travée :** 0,85 × 17.7 = 15.05KN.m

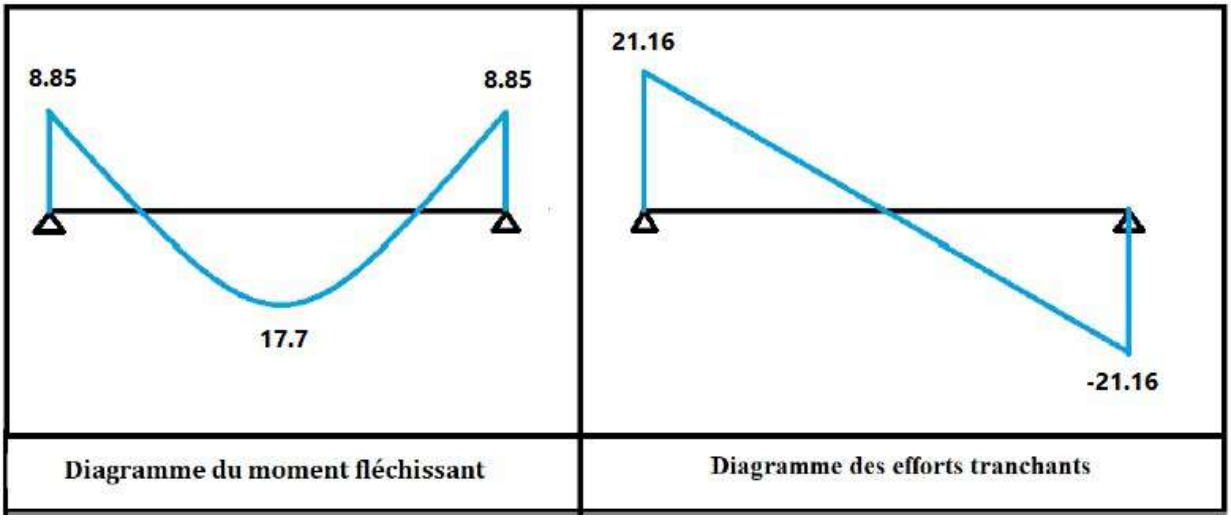


Fig III.23.Diagrammes des efforts internes à l'E.L.U

Calcul ELS :

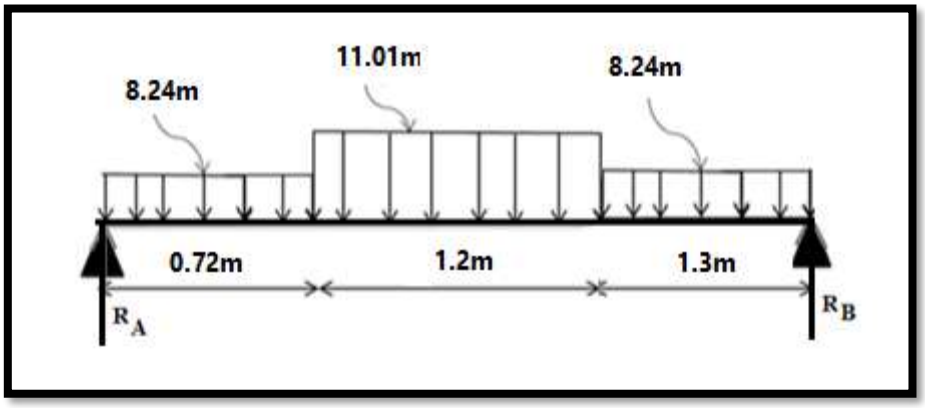


Fig III.24 Sollicitation de l'escalier à ELS

Reaction aux appuis :

∑F = 0.

$R_A = 15.23$

$R_B = 14.63$

Moment flechesent:

∑M/0= 0.

Pour 0 ≤ x ≤ 0.72:

$$M(x) = 15.23x - 8.24\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(0{,}72) = 8.83\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 0.72 ≤ x ≤ 1.92:

$$M(x) = 15.23x - 7.92(x - 0.36) - 11.01\left(\frac{x-0.72}{2}\right)^2$$

$$\begin{cases} M(0.72) = 8.83\ KN.m \\ M(1.92) = 12.06\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 0 ≤ x ≤ 1.3:

$$M(x) = 14.63x - 8.24\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.3) = 12.05\text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant:

∑ F/y = 0 .

Pour 0 ≤ x ≤ 0.72:

$$T(x) = 15.23 - 8.24x$$

$$\begin{cases} T(0) = 15.23\ KN \\ T(0.72) = 9.30\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour 0.72 ≤ x ≤ 1.92:

$$T(x) = 15.23 - 8.24(0.72) - 11.01(\text{x} - 0.72)$$

$$\begin{cases} T(0.72) = 9.30\ KN \\ T(1.92) = -3.91\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour 0 ≤ x ≤ 1.3:

$$T(x) = 8.24\text{x} - 15.23$$

$$\begin{cases} T(0) = -14.63\ KN \\ T(1.3) = -3.92\ \text{KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \rightarrow x = 1{,}56\ m$$

Donc $M_{m_{ax}} = 12.75\ KN.m$

- **Moment sur appui :** 0,50 × 12.75 = 10.84KN.m
- **Moment sur travée :** 0,85 × 12.75 = 6.37KN.m

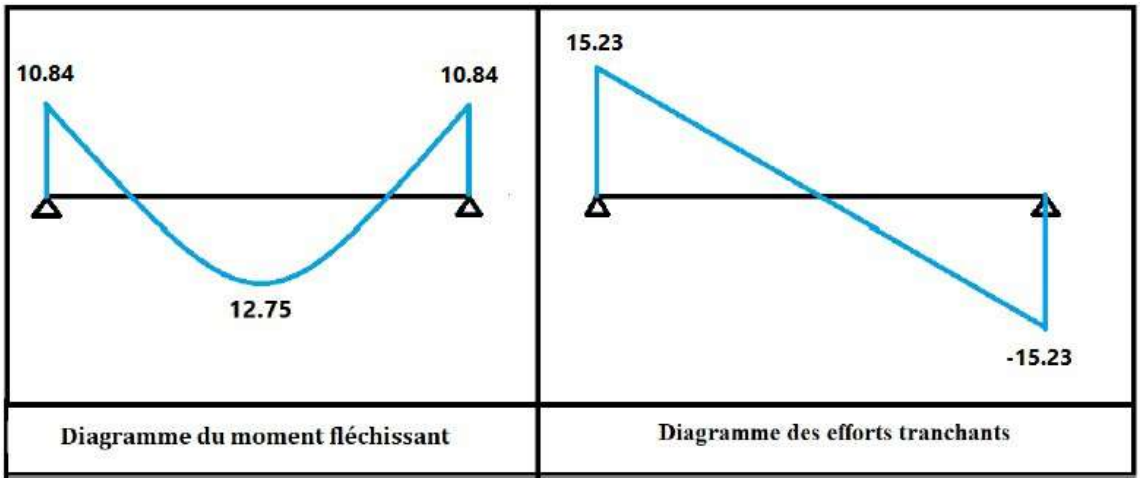


Fig III.25.Diagrammes des efforts internes à l'E.L.S

Calcul à l'E.L.U:

Acier: $\mathbf{F_e}$ =400MPa **,** γ_s= 1.15 , σ_s= 348 *MPa*.

Béton: f_{c28} =25MPa **,** γ_s= 1.5 , σ_b = 14.2 *MPa* .**b** = 100cm,

h =16cm, **d** = 14.4m , **c** = 0.2m

1- ferraillage en travée :

$\mu = Mu / \sigma b * b * d^2 = 15.05\ 10^3 / 14.2 \times 100 \times 14.4^2$

$= 0.051 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$A = Mu / \beta * d * \sigma s = 15.05\ 10^3 / 0.974 \times 14.4 \times 348 = 3.08 cm^2$.

Condition de non fragilité :

$A\ min = B / 1000 = 1.6 cm^2$.

$A = \max (Amin ; A) = 3.08 cm^2$.

Soit : $A = 5T10 = 3.92 cm^2$.

condition d'espacement :

St = 100 / 5 =20cm On prend St = 20 cm.

L'espacement maximal : Sp max ≤ min (3h ; 33cm)=33cm. L'espacement minimal : sp min = 2.5 cm.

2.5 cm < St = 20 cm < 33 cm…… condition verifier.

Armature de répartit:

$Ar = A / 4 = 3.92 / 4 = 0.98 cm^2$ **.**

Soit **:** $Ar = 3T8 = 1.5 cm^2$

L'espacement :

St ≤ min (4h ; 45cm)=45cm On prend : St =20cm.

Ferraillage sur appui *:*

Mu = 8.85KN.m ; b=100cm ; h=16cm; d=14.4cm; c=2cm

$\mu = Mu / \sigma b * b * d^2 = 8.85\ 10^3 / 14.2 \times 100 \times 14.4^2$

$= 0.030 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

A= Mu / β*d*σs =8.85 10^3 / 0.985×14.4 ×348 = 1.79cm^2.

Condition de non fragilité :

A min = B/1000= 1.6cm^2

A= max (Amin ; A) = 1.79cm^2.

Soit : A = 4T8= 2.01cm^2.

Condition d'espacement :

St = 100 / 4 =25cm On prend St = 25 cm.

L'espacement maximal : Sp max ≤ min (3h ; 33cm)=33cm. L'espacement minimal : sp min = 2.5 cm.

2.5 cm < St = 25cm < 33 cm condition verifier.

Armature de répartit:

Ar =A / 4 = 2.1/ 4 = 0.52cm^2

Soit **:** Ar =3T8=1.5cm^2

L'espacement :

St ≤ min (4h ; 45cm)=45cm On prend : St =25cm.

Tableau III.22.Calcul du ferraillage

	Mu (KN.m)	d(cm)	μ	β	Acal (cm^2/ml)	Achoisit (cm^2)
En travée	15.05	14.4	0.051	0.974	3.08	5T10=3.92
Appuis	8.85	14.4	0.030	0.985	1.79	4T8=2.01

III.5.3 calcul du ferraillage :

Vérification de l'effort tranchant :

fissuration pou nuisible

τu= VU / b.d ≤ τ = min [0.2 F_{c28}/ γb ; 5 MPa = 3.33 MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

τu =(21.16 * 10^3)/(1000*144) = 0.15 MPa

τu = 0.15 ≤ τu = 3.33 MPa…… condition vérifier

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seule ment la condition :

$\overline{\sigma_b} > \sigma b$

En travées:

Avec : A = 3.92 cm^2

M_{ser} = 10.84 KN.m

$\overline{\sigma_b} = 0.6 + f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15Mpa$

et $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow y = 3.57cm$

Calcul I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(11 - Y)^2 \rightarrow I = 8413.23cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{10.84\ 10^6}{8413.23} \times 35.7 = 4.60Mpa$$

$\overline{\sigma_b}$=15Mpa > $\sigma_b = 4.60$Mpa cv

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.84\ 10^3}{8413.23} = 1.30MPa/cm$$

En appuis :

Mser=6.37KN.m

A = 2.01cm^2 => y=2.66 cm=> I =4899.07cm^2

- $\sigma_b = \frac{6.37\ 10^6}{4899.07} \times 26.6 = 3.46Mpa$
- $\overline{\sigma_b}$=15Mpa > $\sigma_b = 3.46$Mpa cv

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.37\ 10^3}{4899.07} = 1.30MPa/cm$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} => \frac{16}{322} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots cnv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_l}{10M_0} => \frac{16}{322} = 0.05 < \frac{10.84}{10 \times 12.75} = 0.085 \ldots cnv$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{Fe} => \frac{3.92}{100 \times 14.4} = 0.0027 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche

Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93

Calcul du moment d'inertie I_0:

Donnée : h = 16 cm; d=14.4 cm ;b=100 ;c=2 cm ;L=3.22 m

A=3.92 cm^2.

$$Y = \frac{b\frac{h^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} = 8.22cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

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

I_0 =36456.48 cm^4

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \rightarrow \rho = \frac{A}{b.d} = \frac{3.92}{100 \times 14.4} = 0.00272$$

$\rho_1 = 100\,\rho = 0.272 \rightarrow \beta_1 = 0.838$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta . d . A} \rightarrow \sigma_s = 229.16MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00272 \times 229.16 + 2.1}$$

$$\mu = 0.200$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b}{d}\right)\rho} = 1.69MPa$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \rightarrow \lambda_v = 0.676MPa$$

$$If_i = \frac{1.1\ I_0}{1 + \lambda_i \mu} \rightarrow If_i = 29971.7cm4$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164.2MPa$$

$$If_v = \frac{1.1\ I_0}{1 + \lambda_v \mu} \rightarrow If_v = 35326.04cm4$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_v = 10818.86MPa$$

$$F_i = \frac{M_{ser}\ L^2}{10E_i \times If_i} \rightarrow F_i = 1.16mm$$

$$F_v = \frac{M_{ser}\ L^2}{10E_v \times If_v} \rightarrow F_v = 2.94mm$$

Donc: $\Delta F = 1.78 < \bar{F} = \frac{L}{500} = 6.44 \ldots \ldots cv$

Tableau III.23.Détermination des efforts vole 2

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	PU (KN/m^2)	P se r (KN/m^2)
Palier	5.74	2.5	11.5	8.24
Paillasse	8.51	2.5	15.24	11.01

Schéma statique vole 2 :

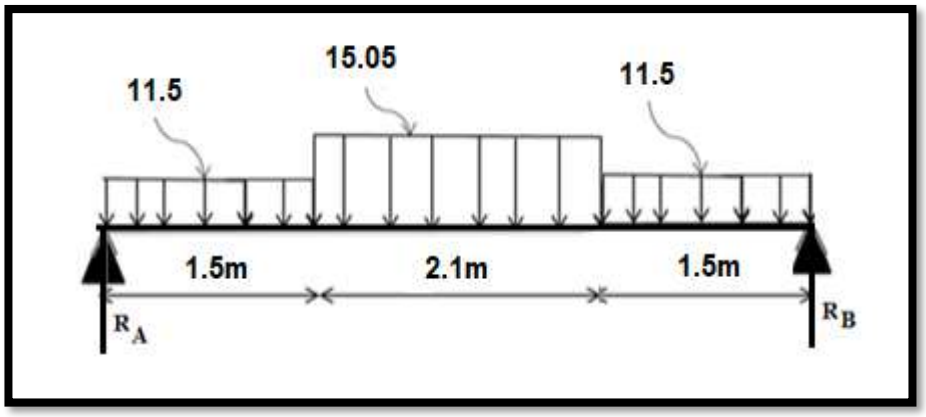


Fig III.26.Sollicitation de l'escalier à ELU

Calcul ELU :

Reaction aux appuis :

∑ M/B = 0

$R_A = 33.05\ KN$

$R_B = 33.05 KN$

Moment flechesent:

∑M/0= 0.

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$$M(x) = 33.05x - 11{,}5\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.5) = 36.63\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 1.5≤ x ≤ 3.6:

$$M(x) = 33.05x - 11.5(1.5)\left(x - \frac{1.5}{2}\right) - 15.05\left(\frac{x-1.5}{2}\right)^2$$

$$\begin{cases} M(1.5) = 36.63\ KN.m \\ M(3.6) = 36.63\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$$M(x) = 33.05x - 11{,}5\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.5) = 36.63\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant:

∑ F/y = 0 .

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$$T(x) = 33.05 - 11{,}5x$$

$$\begin{cases} T(0) = 33.05\ KN \\ T(1.5) = 15.8\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour 1.5≤ x ≤ 3.6:

$T(x) = 33.05 - 11.5(1.5) - 15.05(x - 1.5)$

$$\begin{cases} T(1.5) = 15.8\ KN \\ T(3.6) = -15.8\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$T(x) = 11.5x - 33.05$

$$\begin{cases} T(0) = -33.05\ KN \\ T(1.5) = -15.8\ \text{KN} \end{cases}$$

$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \rightarrow x = 2.55\ m$

Donc $M_{max} = 44.93\ KN.m$

- **Moment sur appui :** 0,50 × 44.93 = 22.47KN.m
- **Moment sur travèe :** 0,85 × 44.93 = 38.19KN.m

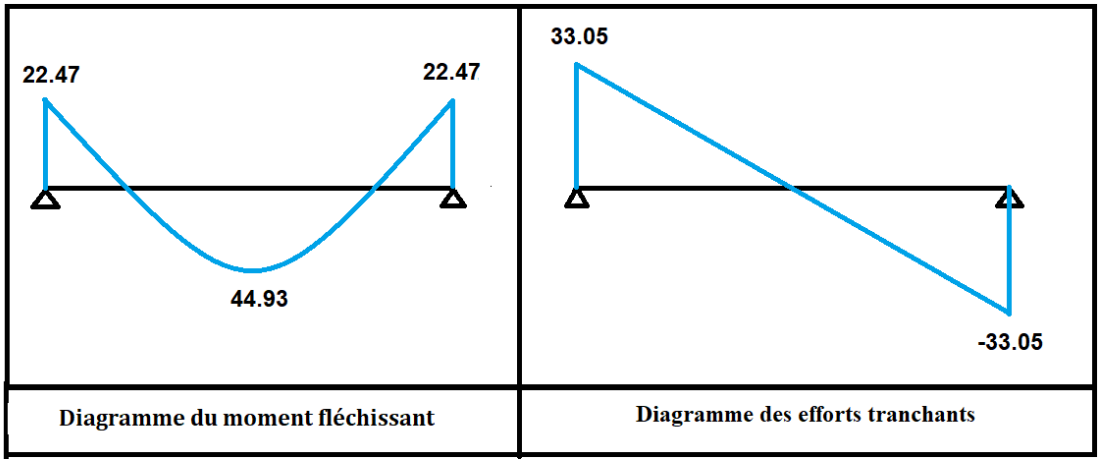


Fig III.27. Diagrammes des efforts internes à l'E.L.U

Calcul ELS :

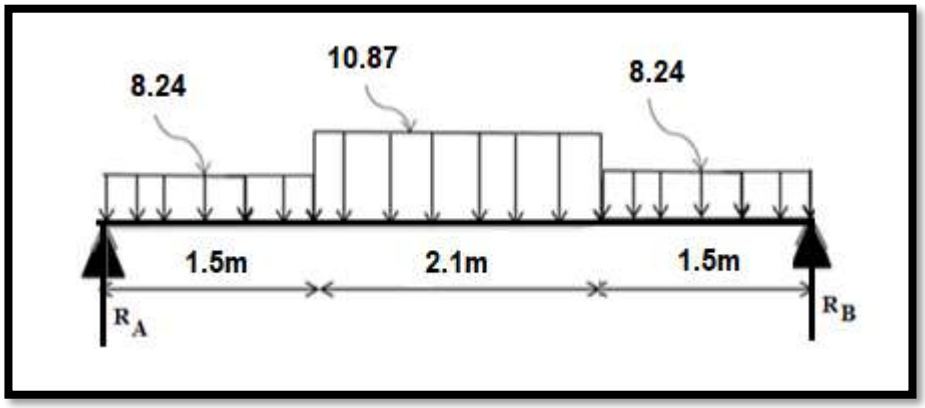


Fig III.28. Sollicitation de l'escalier à ELS

Reaction aux appuis :

∑F = 0.

$\boldsymbol{R_A} = 23.77$

$\boldsymbol{R_B} = 23.77$

Moment flechesent:

∑M/0= 0.

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$$M(x) = 23.77x - 8.24\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.5) = 26.38\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 1.5 ≤ x ≤ 3.6:

$$M(x) = 23.77x - 8.24(1.5)\left(x - \frac{1.5}{2}\right) - 10.87\left(\frac{x-1.5}{2}\right)^2$$

$$\begin{cases} M(1.5) = 26.38\ KN.m \\ M(3.6) = 26.38\ \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$$M(x) = 23.77x - 8.24\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.5) = 26.38\text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant:

∑ F/y = 0 .

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$$T(x) = 23.77 - 8.24x$$

$$\begin{cases} T(0) = 23.77\ KN \\ T(1.5) = 11.41\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour 1.5 ≤ x ≤ 3.6:

$$T(x) = 23.77 - 8.24(1.5) - 10.87(\text{x} - 1.5)$$

$$\begin{cases} T(1.5) = 11.41\ KN \\ T(3.6) = -11.41\ \text{KN} \end{cases}$$

Pour 0 ≤ x ≤ 1.5:

$$T(x) = 8.24\text{x} - 23.77$$

$$\begin{cases} T(0) = -23.77\ KN \\ T(1.5) = 11.41\ \text{KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \rightarrow x = 2.55\ m$$

Donc $M_{m_{ax}} = 32.37\ KN.m$

- **Moment sur appui :** 0,50 × 32.37 = 16.19KN.m
- **Moment sur travée :** 0,85 × 32.37 = 27.51KN.m

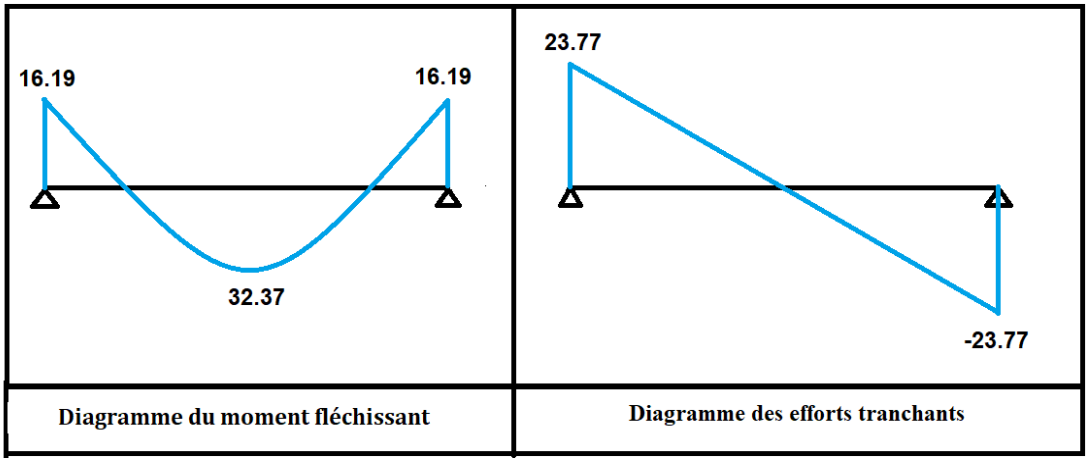


Fig III.29.Diagrammes des efforts internes à l'E.L.S

III.5.3.1 Ferraillage des escalier à ELU :

Tableau III .24. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A'	A_{min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	A_{rep} (cm^2)	adopt (cm^2)
En travée	38.19	8.19	0	1.6	6HA14 =9.23	2.3	3HA10 =2.35
En appui	22.47	4.67	0		6HA10 =4.71	1.17	4HA8 =2.01

La verification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée.

Tableau III.25. Verification de la contrainte tangentielle

	$S_t\,(cm)$ Armatures longitudinales	$S_t\,(cm)$ Armatures répartitions	τu (mpa) = $\min[\frac{0.2\,Fc28}{\gamma b}; 5]$	τu(Mpa) = $\frac{V_u}{b_0 . d}$	obs
travée	16.6 cm≤33 cm	45 cm	3.33	0.23	C.V
appui	25 cm≤33 cm	45 cm			

III.5.3.2 Verification à ELS :

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

$$\overline{\sigma_b} > \sigma_b$$

Tableau III.26. Vérification à ELS

	En travées	Aux appui
A (cm^2)	9.23	4.71
M_{ser}(KN.m)	27.51	16.19
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$	8.52	6.40
$\overline{\sigma_b}$=15 MPa $\geq \sigma_b$	C.V	C.V

III.5.3.3 Verification de la flèche :

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées,donc la verification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.27. Verification de la flèche

M (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β	μ
27.51	9.23	8.51	0.0064	0.879	0.55
L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}	$\Delta f < f_{adm}$
5.10	7.80	17.71	10.54	10.2	C.V

III.5.3.4 Schéma de ferraillage :

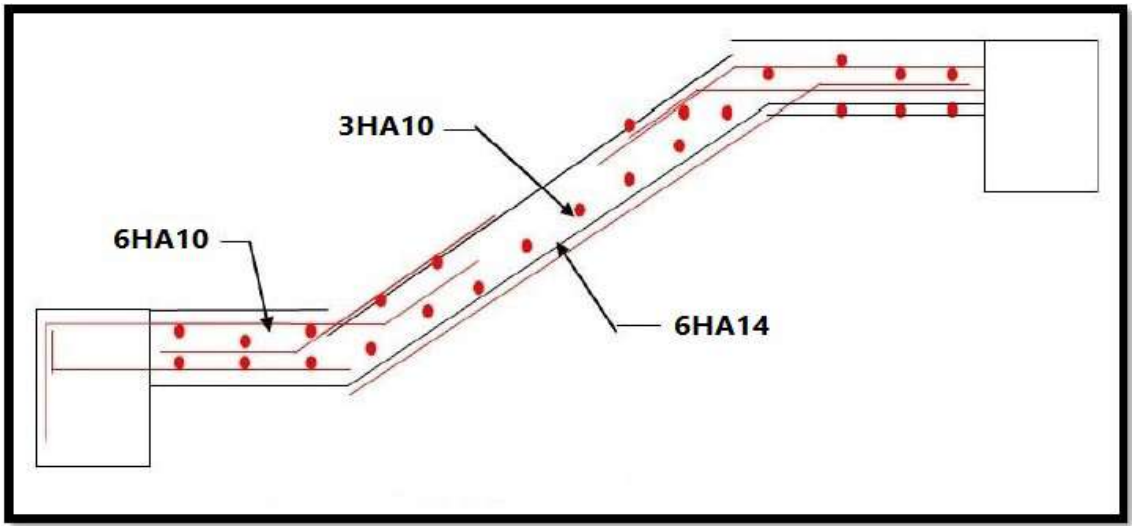


Fig III.30. Schéma de ferraillage

III.6 Calcul de la poutre palière :

III.6.1 Prédimensionnement:

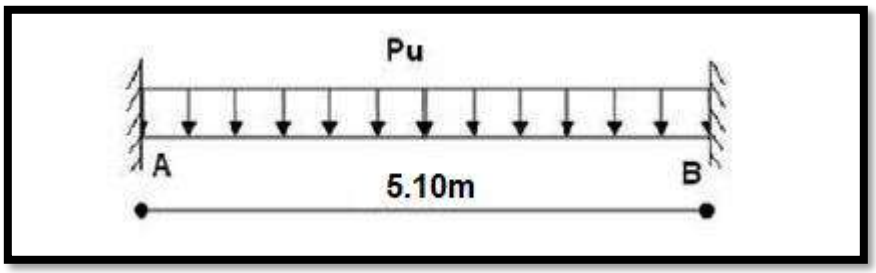


Fig III.31. Schéma statique équivalent de la poutre palière

.Tableau III.28.Prédimensionnement de la poutre palière

Conditions de résistance	Lmax= 5.10 m ⇒34cm ≤ h≤51cm. On adopte : h = 35 cm ⇒10.5≤ b ≤24.5 cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1,16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,0686) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.6.2 Evaluation des charges:

Poids propre de la poutre: $Gpoutre$=0,35×0,30×25=2.625kN/ml

Calcul des efforts internes:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés.

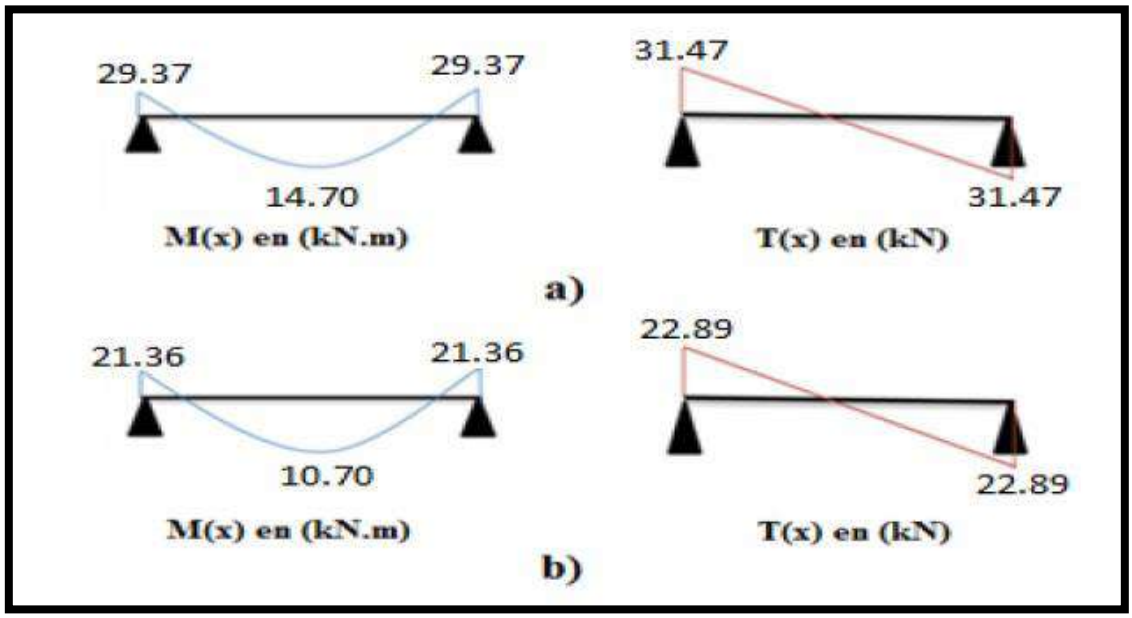


Fig III.32. Efforts internes dans lapoutre palière**a**) à l'ELU et **b**) à l'ELS

III.6.3 Ferraillage de la poutre palière:

Tableau III.29.ferraillage de la poutre palière

	Mu (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm)	Amin (cm^2) CBA	Aadoptée (cm^2)	Ar (cm^2) RPA	Obs
En travée	14.70	1.37	0,00	0,75	3HA12=3,39	5.25	CV
En appuis	29.37	2.78	0,00	0,75	3HA12=3,39		CV

III.6.4 Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Tableau III.30. Verification à l'ELS de la poutre paliere

Section (cm^2)	Position	Mser (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	Obs
30x35	Travée	10.70	3.39	0	2.51	21.20	CV
	Appui	21.36	3.39	0	5	42.30	CV

III.6.5 Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Tableau III.31.Verification des contraintes tangentielles de la poutre paliere

Section (cm^2)	Tu (kN)	τu(MPa)	τu adm (MPa)	τu<τu adm
30x35	32	0.32	3,3	CV

La section d'armature transversale (At) dela poutre palière, ainsi que leurs espacements (St), sont résumés dans le tableau suivant :

. Tableau III.32. Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm^2	τ_u MPa	CBA 93 (cm)		RPA 99 (cm)		St adoptee		At(cm2)	
		St1	St2	St1	St2	ZN	ZC	Achoisie	Amin
30x35	0.32	29.7	40	8.75	17.50	10	15	4HA8	0.41

En revanche, puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire (annexe 3), n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires.

III.6.6 Vérification de la flèche de la poutre palière

Tableau III.33.Vérification de la flèche de la poutre palière

M (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β	μ
10.70	3.39	18.21	0.0034	0.895	0
L (m)	$f_i\ (mm)$	$f_v\ (mm)$	Δf (mm)	f_{adm}	$\Delta f < f_{adm}$
5.10	0.97	2.37	1.58	11.2	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en prédimensionnement : bxh=30x35 cm².

III.6.7 Schéma de ferraillage :

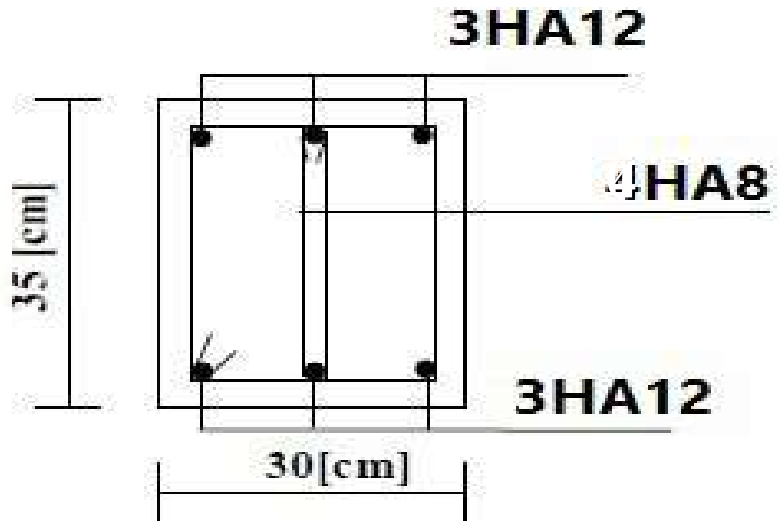


Fig III.33. Schéma de ferraillage poutre palier

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.

DEPOSITION DES VOILES

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure à un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Disposer les voiles de façon à assurer :
  - Une ductilité suffisante.
  - La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

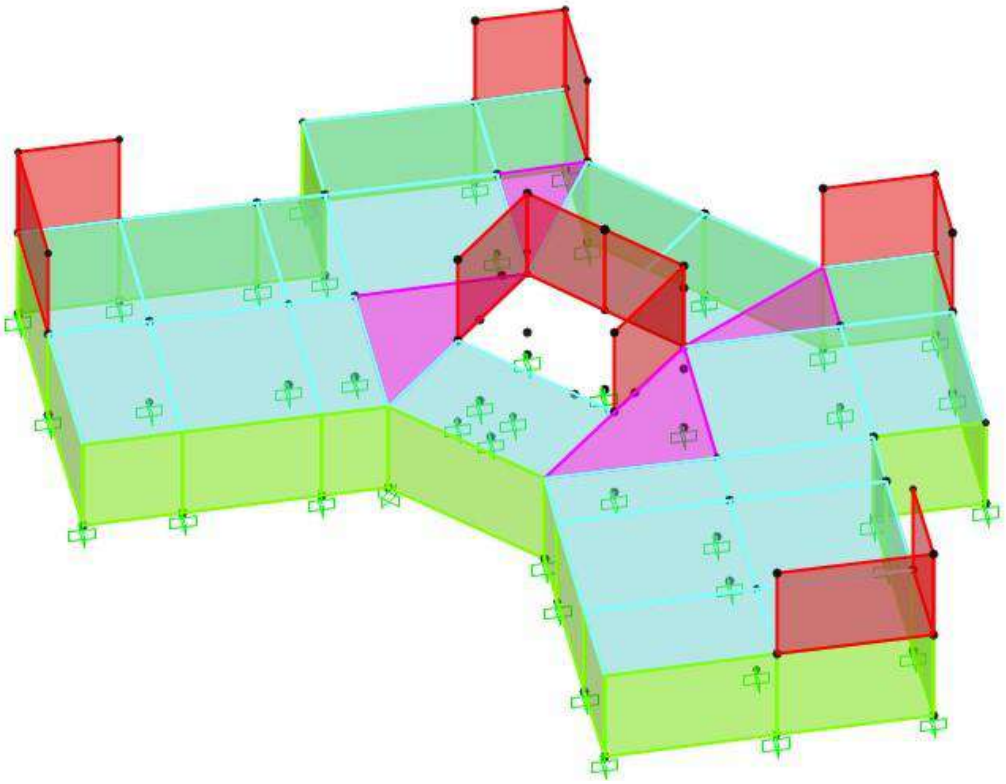


Figure IV.1 : Disposition des voile

IV.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

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

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.

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

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 gravité 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.

Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion

Niveau	Masse et Centre de masse			Inertie et Centre d'inertie	
	W_i	X_G	Y_G	X_R	Y_R
3.06	4886.8515	12.78	12.294	13.123	13.005
6.12	4465.4139	12.508	12.375	13.299	13.195
9.18	4411.557	12.508	12.375	13.382	13.3
12.24	4357.7982	12.868	12.674	13.401	13.61
15.30	4311.5931	12.868	12.674	13.48	13.624
18.36	4289.6187	12.848	12.807	13.546	13.789
21.42	3372.1875	12.848	12.807	13.791	13.801

On remarque que le sens y plus rigide que le sens x à la raison le nombre des voiles dans le sens y plus que le sens x.

IV.2.3 Excentricité :

IV.2.3.1 Excentricité théorique :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
3.06	0.343	0.711
6.12	0.791	0.82
9.18	0.874	0.925
12.24	0.533	0.936
15.30	0.612	0.95
18.36	0.698	0.982
21.42	0.943	0.994

IV.2.3.2 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

- 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.

$$Ex = 0{,}05.Lx$$
$$Ey = 0{,}05.Ly$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
21.42	26.19	26.19	1.3095	1.3095
18.36	26.19	26.19	1.3095	1.3095
15.30	26.19	26.19	1.3095	1.3095
12.24	26.19	26.19	1.3095	1.3095
9.18	26.19	26.19	1.3095	1.3095
6.12	26.19	26.19	1.3095	1.3095
3.06	26.19	26.19	1.3095	1.3095

IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 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 ±0.05L, (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.

IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.3.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003] la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise donc la méthode modale spectrale.

IV.3.2 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV.3.2.1 PRINCIPE :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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

IV.3.2.2 MODELISATION :

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

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

IV.3.2.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

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

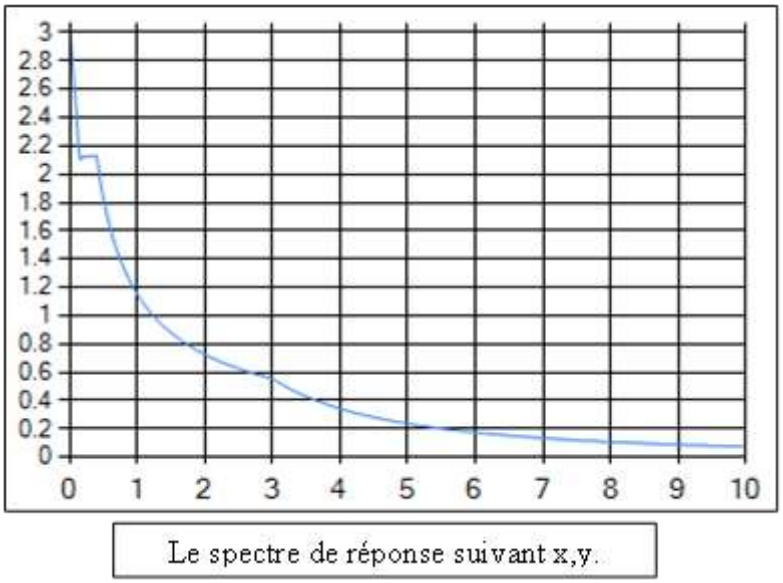


Figure IV.2. Spectre de réponse

Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la (zone III). Donc : A=0,25

Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc R=4 [Tab 4.3 RPA99v2003]

Tableau IV.4.Justification du coefficient de comportement R :

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	Nz.(poteau) (%)	Nz.(voile) (%)	Tx.(poteau) (%)	Tx.(voile) (%)
18.36	116.81	27.84	84.76	59.88
15.30	117.10	27.55	78.04	66.62
12.24	117.91	26.73	90.64	54.01
9.18	118.09	26.56	82.50	62.15
6.12	118.91	25.74	90.86	53.79
3.06	118.94	25.71	68.82	75.83
0.00	97.27	47.38	29.74	114.81

Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q)$. Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0
2	Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités Pq

En récapitulant les résultats on trouve :

Q X = 1 + 0,05+0.05 = 1,10 , QY= 1 + 0,05+0.05= 1,10

Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1, T_2 [Tab 4.7 RPA99v2003] :

D'après le rapport du sol : Site S3 $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

IV.3.2.4 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

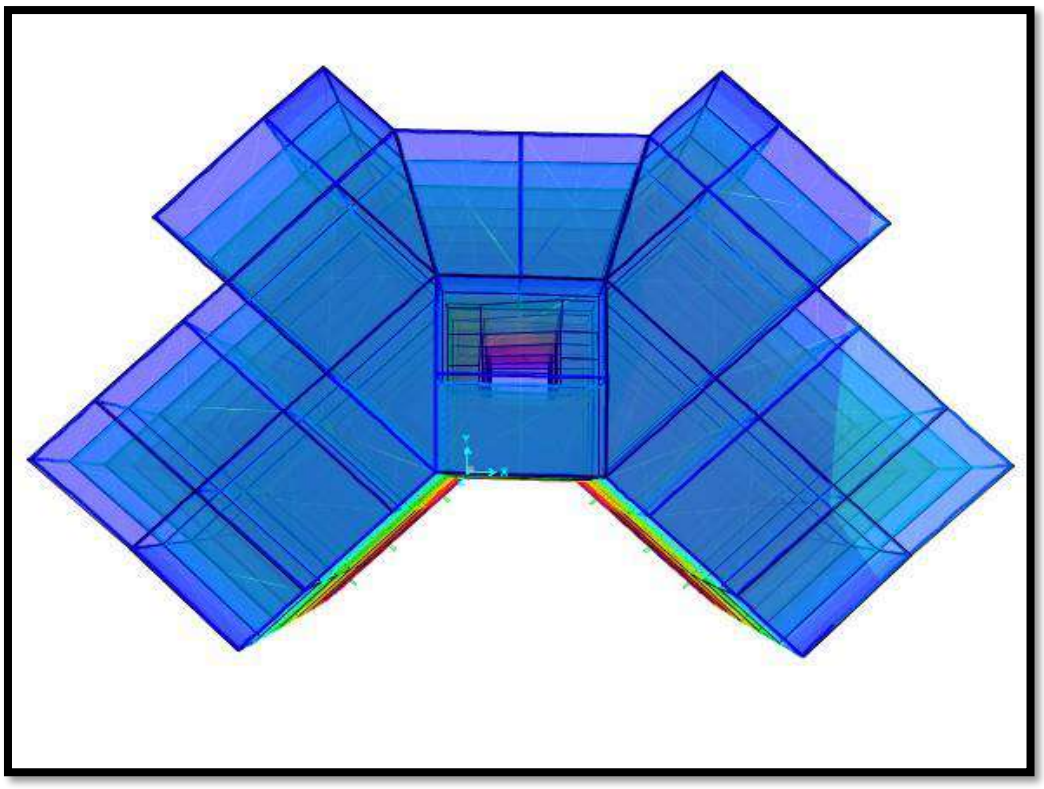
- Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

1-Vérification de comportement des trois premiers modes :

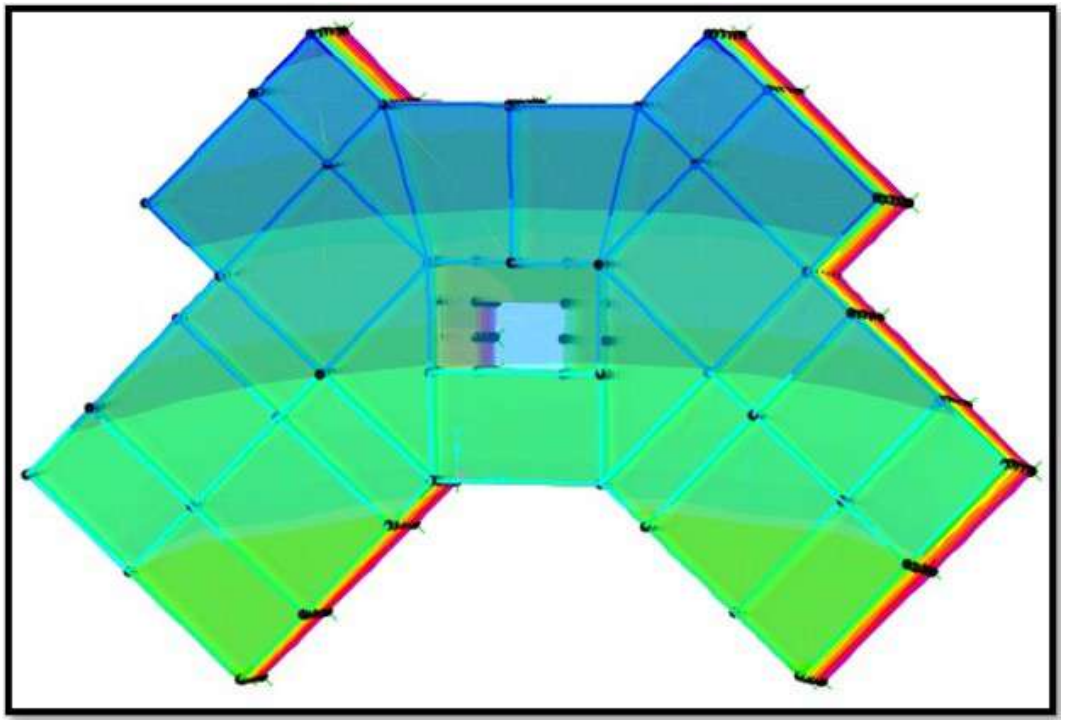
Tableau IV.6 : Vérification de comportement des trois premiers modes

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	
MODAL	Mode	1	0.40214	1%	63%	0%	Traslatio suivant l'axe Y
MODAL	Mode	2	0.384314	61%	1%	0%	Traslatio suivant l'axeX
MODAL	Mode	3	0.281009	1%	0%	62%	Rotationn autour de l'axe z

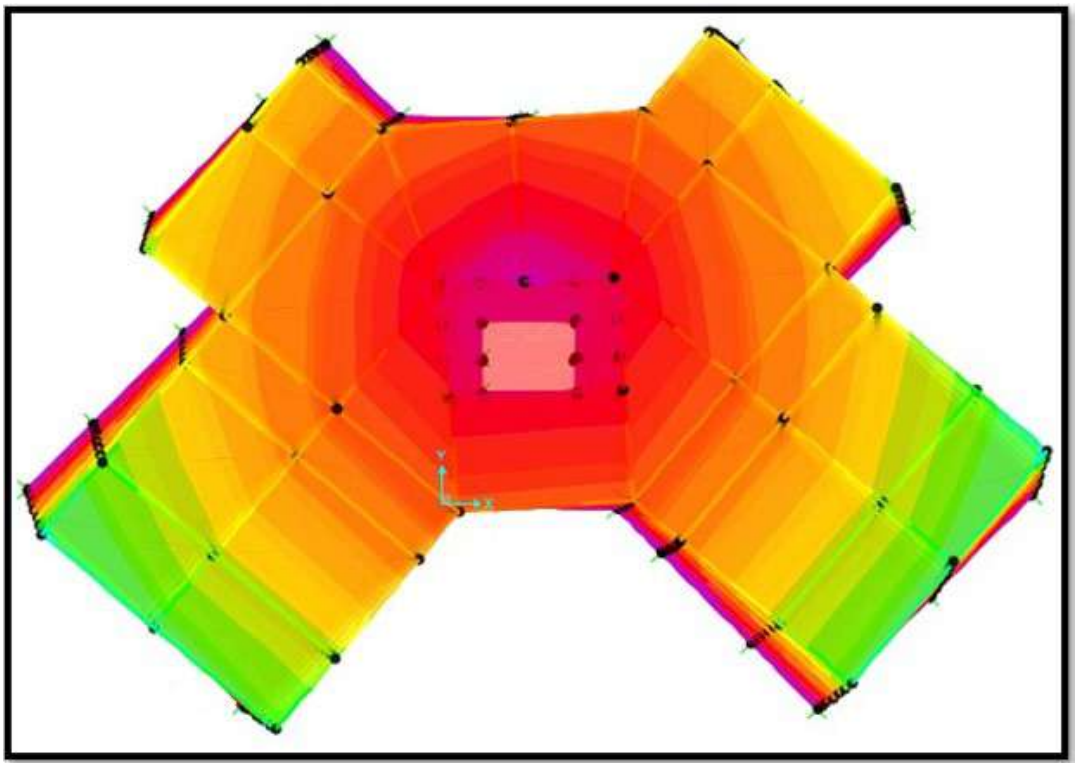


1er mode

FigureIV.3 : Le comportement des 1er mode



2ème mode



3ème mode

.**FigureIV.4** : Le comportement des 2ème et 3ème modes

Le 1er mode donne une translation suivant l'axe Y car ce le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 2eme mode donne une translation suivant l'axe X car le sens de forte rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure, est la position de la cage d'escalier.

2-Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :

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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.7 : vérification de participation massique

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	55	0.045704	0%	0%	0%	88%	90%	82%
MODAL	Mode	70	0.037632	1%	0%	0%	90%	90%	86%
MODAL	Mode	95	0.029261	0%	0%	0%	91%	95%	90%

le mode retenu	95
le temps total des modes reteu	5.812306

Resultat :

La participation massique atteint plus de 90% suivant Y dans le 55 eme mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant X au 70 eme mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant Zau 95 eme mode

Le mode retenu = 95 mode

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 95 : T=5.81s

On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y car ce le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$ (plus souple que l'autre sens)

3-Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

La résultante des forces sismique à la base E_d 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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3 RPA99v2003] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \geq 3.0s \end{cases} \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.3.(4.2) RPA99v2003]}$$

T2 = 0,5 s, (site S3) …….[Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % (remplissage dense) → η = 0,882 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 24.99\ m \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 24\ m \\ Dy = 24\ m \\ h_n = 24.99\ m \end{cases}$$

$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.559\ s$

$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.459s \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.459s$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

Donc :

T=0.459 s

$D = 2.5\eta = 2.20 \ldots\ldots\ldots 0 \leq 0.459 \leq 0.50$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.10 ; Q_y=1.10

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W= 42259.8 KN

$V_x = V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 2.20 \times 1.05}{4} \times 34419.597 = 4969.33$ KN

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	5784.40	4556.045	0.802	CV
Suivant y	5784.40	4543.389	0.800	CV

4-Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Le moment de renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i . F_{iy}$, $M_{Ry} = h_i . F_{ix}$

Avec :

- Fix ,Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07\ TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) w_{i.h_i}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a **T<0.7** donc F_t=0 **KN**

Fi=Fix=Fiy

Tableau IV.9 : les forces sismiques de chaque niveau suivant X et Y :

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Fi(KN)
3.06	4886.8515	14953.766	240.531
6.12	4465.4139	27328.333	439.5756
9.18	4411.557	40498.093	651.4109
12.24	4357.7982	53339.450	857.9638
15.3	4311.5931	65967.374	1061.084
18.36	4289.6187	78757.399	1266.811
21.42	3372.1875	72232.256	1161.854
		353076.672	

Donc le moment de renversement égale :

Fi=Fix=Fiy , $M_{R=}$ $M_{Rx=}$ M_{Ry}

Tableau IV.10 : calcul du moment de renversement suivant X et Y :

Niveau (m)	Fi(KN)	M_R
3.06	240.531	749.65
6.12	439.5756	2740.02
9.18	651.4109	6090.69
12.24	857.9638	10695.94
15.3	1061.084	16535.21
18.36	1266.811	23689.36
21.42	1161.854	25347.78
∑	**5679.2**	85848.67

Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_{Gy}$ et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Avec :

- X_G, Y_G: les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.11 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)
3.06	4886.8515	12.78	12.294	62453.96217	60078.95234
6.12	4465.4139	12.508	12.375	55853.39706	55259.49701
9.18	4411.557	12.508	12.375	55179.75496	54593.01788
12.24	4357.7982	12.868	12.674	56076.14724	55230.73439
15.3	4311.5931	12.868	12.674	55481.58001	54645.13095
18.36	4289.6187	12.848	12.807	55113.02106	54937.14669
21.42	3372.1875	12.848	12.807	43325.865	43187.60531
			$\sum M_s$	383483.7275	377932.0846

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.12: Vérification de stabilisation

M_R (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
85848.67	383483.72	377932.08	4.46	4.40	Vérifiée

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions...

5-Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_k = \delta_{ek} \times R$

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Suivant X :

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

niveau(m)	h (m)	R	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-(cm)	δ adm(cm)	verification	ε	lεl	verification
21.42	3.06	3.5	0.71	2.51	0.45	3.06	vérifier	1.49	3.5	vérifier
18.36	3.06	3.5	0.58	2.05	0.48	3.06	vérifier	1.57	3.5	vérifier
15.3	3.06	3.5	0.44	1.56	0.47	3.06	vérifier	1.53	3.5	vérifier
12.24	3.06	3.5	0.31	1.09	0.43	3.06	vérifier	1.43	3.5	vérifier
9.18	3.06	3.5	0.18	0.65	0.36	3.06	vérifier	1.19	3.5	vérifier
6.12	3.06	3.5	0.08	0.29	0.25	3.06	vérifier	0.83	3.5	vérifier
3.06	3.06	3.5	0.01	0.03	0.03	3.06	vérifier	0.12	3.5	vérifier

Suivant Y :

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

niveau(m)	h (m)	R	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-(cm)	δ adm(cm)	verification	ε	lεl	verification
21.42	3.06	3.5	0.62	2.18	0.39	3.06	vérifier	1.30	3.5	vérifier
18.36	3.06	3.5	0.51	1.78	0.41	3.06	vérifier	1.36	3.5	vérifier
15.3	3.06	3.5	0.39	1.37	0.40	3.06	vérifier	1.30	3.5	vérifier
12.24	3.06	3.5	0.27	0.96	0.37	3.06	vérifier	1.22	3.5	vérifier
9.18	3.06	3.5	0.17	0.59	0.31	3.06	vérifier	1.03	3.5	vérifier
6.12	3.06	3.5	0.07	0.27	0.22	3.06	vérifier	0.74	3.5	vérifier
3.06	3.06	3.5	0.01	0.04	0.04	3.06	vérifier	0.16	3.5	vérifier

III.2 Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Commentaire

Tableau IV.15. Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions

	δek (cm)	δk (cm)	δ adm (cm)	**δréel ≤ δlimite**
Suivant X	0.71	2.51	8.56	Oui
Suivant Y	0.62	2.18	8.56	Oui

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles

Calcul de joint sismique [Art 5.8 RPA99v2003]:

On a deux blocs voisins donc on doit séparer par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta 1 + \delta 2)mm \geq 40mm \dots \dots \dots (4.19)$$

Avec :

δ1 et δ2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon (formule 4.19) au niveau du sommet du bloc le moins élevé et incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement, celles dues à la rotation des fondations.

Donc :

$\delta 1 = 16.11$ mm

$\delta 2 = 16.11$mm

$$d_{min} = 15 + (16.11 + 16.11) = 47.22mm \geq 40mm$$

On adopte

d=50mm*

6-Vérification de cisaillement des éléments :

Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30x40	30	40	119.506	ELU	1.062	3.33	Vérifiée
PS 30x35	30	35	119.578	ACC	1.226	3.26	Vérifiée
PPL 30x35	30	35	6.557	ELU	0.389	3.26	Vérifiée
Longrine30x35	30	35	37.918	ACC	0.389	2.50	Vérifiée

Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement R=3.5.

7-Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Les nouvelles sections :

Tableau IV.17 : les nouveau section choisis

Niveau	Section	
	b (cm)	h (cm)
5eme étage	30	30
4eme étage	30	30
3eme étage	35	35
2eme étage	35	35
1er étage	40	40
RDC	40	40
S/Sol	45	45

Vérification :

Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA°	υ(mpa)		verification
45*45	45	45	1015.958	184900	G+Q+Edx	25	0.220	0.3	vérifier
45*45	45	45	1021.294	184900	G+Q+Edy	25	0.221	0.3	vérifier

8-Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, 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 du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X et Y :

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis –a-vis de l'effet P-Δ.

Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δ suivant X et Y

Niveau (m)	Wi (kN)	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	**Δx (cm)**	**Δy (cm)**	**θx**	**θy**
3.06	4886.8515	192.961	192.425	306	0.717273	0.624448	0.059	0.052
6.12	4465.4139	352.640	351.661	306	0.586442	0.510677	0.024	0.021
9.18	4411.557	522.581	521.129	306	0.448367	0.391453	0.012	0.011
12.24	4357.7982	688.284	686.372	306	0.313806	0.277079	0.006	0.006
15.3	4311.5931	851.232	848.868	306	0.188365	0.170125	0.003	0.003
18.36	4289.6187	1016.273	1013.450	306	0.084149	0.079755	0.001	0.001
21.42	3372.1875	932.074	929.484	306	0.010865	0.01427	0.000	0.000

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DE ELEMENTS STRUCTURAUX

V.Ferraillage de elements structuraux

V.1INTRODUCTION :

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
$\boldsymbol{\sigma_b = 14.17\ MPa}$	$\varsigma_s = 348\ MPa$	$\varsigma_b = 18.48\ MPa$	$\varsigma_s = 400\ MPa$

V.2FERRAILLAGE 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 FeE400.

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	45.30	1.35G+1.5Q	0	3.6	3HA14=4.62
		Appui	-81.00	1.35G+1.5Q	0	6.7	5HA14= 7.70
	Etage	Travée	87.87	1.35G+1.5Q	0	7.3	4HA16=8.04
		Appui	-113.14	1.35G+1.5Q	0	9.7	5HA16=10.05
Intermédiaire	Terrasse	Travée	88.65	1.35G+1.5Q	0	7.4	5HA14=7.70
		Appui	-93.74	1.35G+1.5Q	0	7.9	6HA14=9.24
	Etage	Travée	100.12	1.35G+1.5Q	0	8.5	3HA16+2HA14=9.11
		Appui	-113.91	1.35G+1.5Q	0	9.8	5HA16=10.05

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	-	-	-	-	-
		Appui	-17.91	G+Q+Ex	0	1.60	3HA12=3.39
	Etage	Travée	-	-	-	-	-
		Appui	-36.22	G+Q+Ex	0	3.30	3HA12=3.39
Intermédiaire	Terrasse	Travée	-	-	-	-	-
		Appui	-15.13	G+Q+Ex	0	1.40	3HA12=3.39
	Etage	Travée	-	-	-	-	-
		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 :

$\varsigma_b = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\varsigma_b \leq \varsigma_b$

❖ Acier :

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\varsigma_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta . f_{tj}}\right) = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\varsigma_s \leq \varsigma_s$

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	M_{ser} (kN.m)	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_b$ $\sigma_s \leq \sigma_s$
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	M_{ser} ($kN.m$)	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_b$ $\sigma_s \leq \sigma_s$
Rive	Terrasse	Travée	-	-	-	-	-	-
		Appui	-6.81	G+Q	3.39	1.00	12.30	Oui
	Etage	Travée	-	-	-	-	-	-
		Appui	-19.17	G+Q	3.39	4.80	191.60	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Travée	-	-	-	-	-	-
		Appui	-8.76	G+Q	3.39	-	-	-
	Etage	Travée	-	-	-	-	-	-
		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 $= 6\ cm^2$
Rive	Terrasse	Travée	9.24	Oui	Oui
		Appui	15.4	Oui	Oui
	Etage	Travée	15.4	Oui	Oui
		Appui	21.56	Oui	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Travée	13.76	Oui	Oui
		Appui	18.48	Oui	Oui
	Etage	Travée	18.48	Oui	Oui
		Appui	21.56	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 $= 6\ cm^2$
Rive	Terrasse	Travée	-	-	-
		Appui	6.78	Oui	Oui
	Etage	Travée	-	-	-
		Appui	6.78	Oui	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Travée	-	-	-
		Appui	6.78	Oui	Oui
	Etage	Travée	-	-	-
		Appui	6.78	Oui	Oui

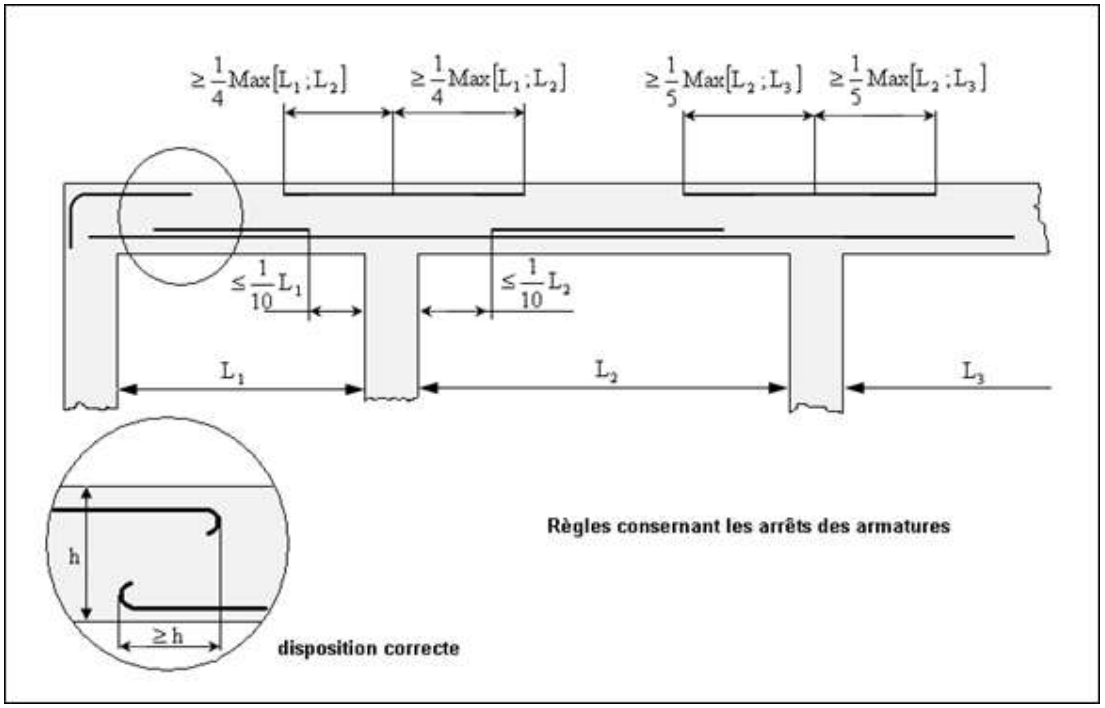


Figure V.1. Disposition des armatures longitudinales des poutres

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 τ_u

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
τ_u	Min $0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa	Min $0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa
Situation durable	$\tau_u = 2.50$ MPa	$\tau_u = 3.33$ MPa
Situation accidentelle	$\tau_u = 3.26$ MPa	$\tau_u = 4.35$ MPa

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \tau_u$
Rive	Terrasse	Appui	124.68	1.35G+1.5Q	1.15	2.50	Oui
	Etage	Appui	137.72	1.35G+1.5Q	1.27	2.50	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Appui	131.19	1.35G+1.5Q	1.21	3.33	Oui
	Etage	Appui	160.98	1.35G+1.5Q	1.49	3.33	Oui

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \tau_u$
Rive	Terrasse	Appui	50.35	G+Q+Ex	0.53	2.50	Oui
	Etage	Appui	76.39	G+Q+Ex	0.80	2.50	Oui
Intermédiaire	Terrasse	Appui	21.52	G+Q+Ex	0.22	3.33	Oui
	Etage	Appui	45.62	G+Q+Ex	0.48	3.33	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

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S \leq \text{Min}\ \dfrac{h}{4} \text{ et } 12\,\emptyset & \text{zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

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)	1.49	26.36	2.01	10	20	0.90	10	15	4Ø8=2.01
P.S (30*35)	0.80	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 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad 0\ \frac{h}{L} > \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0 . d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

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		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} > \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0 . d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 . d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P 30*40	0.0784	0.0625	Oui	0.0784	0.0800	Non	0.85	0.0105	Oui
P.S 30*35	0.084	0.0625	Oui	0.084	0.0800	Oui	0.46	0.0105	Oui

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

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
9.24	73	0.61	161.3	0.62	22.94	251757.4
$I_{fi}(cm^4)$	I_{fv} (cm^4)	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
106783.81	169133.93	6.66	13.56	6.9	10.6	Oui

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

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
3.39	9.17	0.35	91.97	1	18.81	118513.13
$I_{fi}(cm^4)$	I_{fv} (cm^4)	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
18518.14	38163.68	3.98	8.08	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.

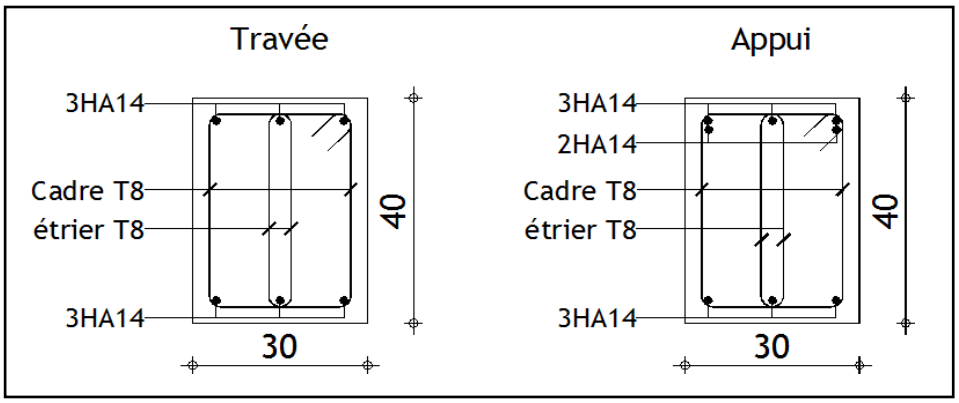


Figure V.2. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse

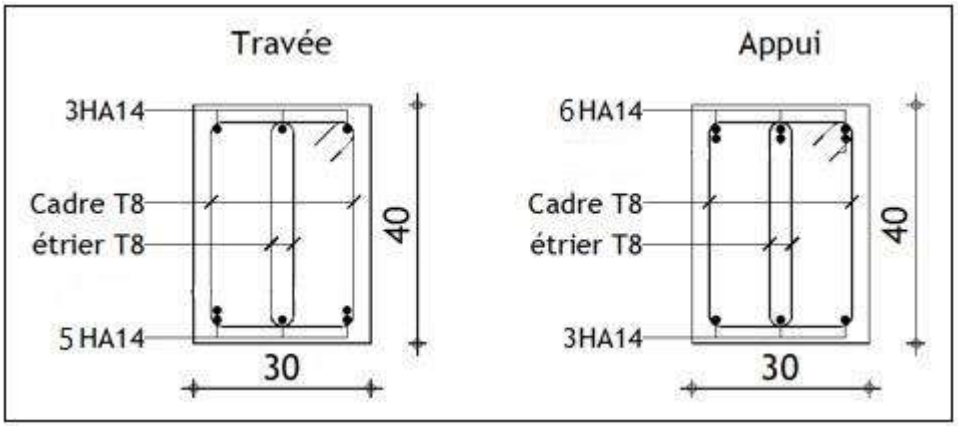


Figure V.3. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse

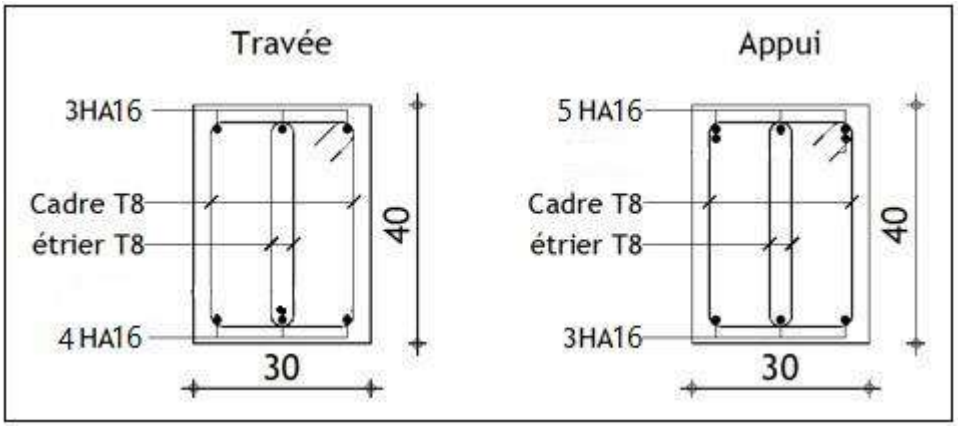


Figure V.4. Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant

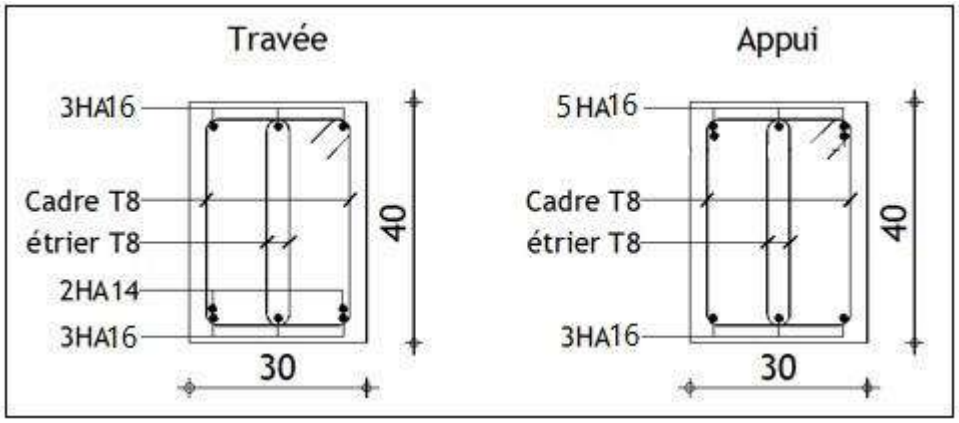


Figure V.5. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant

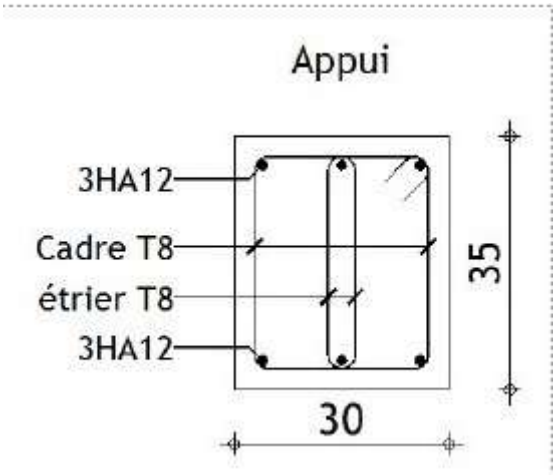


Figure V.6. Ferraillage des poutres secondaires

Remarque :

Toutes les poutres secondaires de tous les niveaux ont le même maximum 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 :

$$A_l = \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\,\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 0.5\% \end{cases}$$

(B : section de béton comprimé)

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 :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\%$$ (zone courante)

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$$ (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.

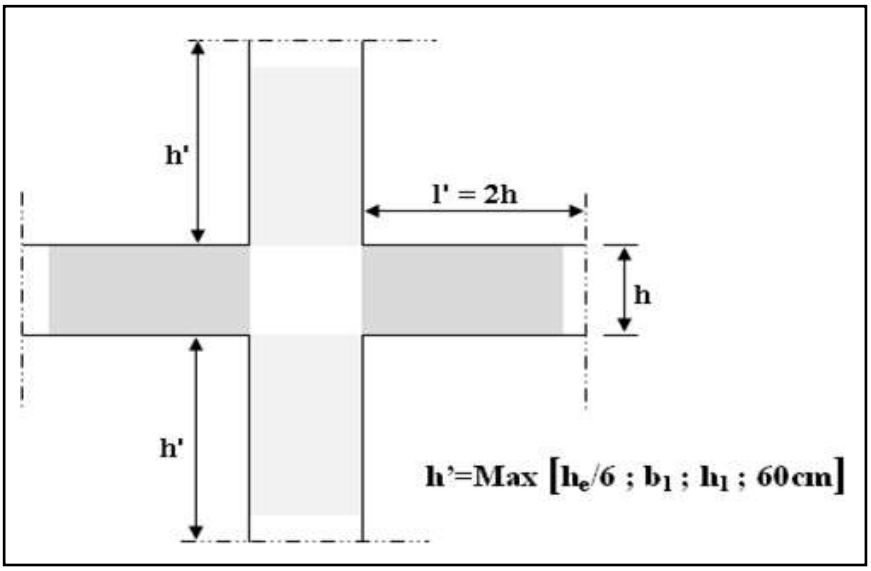


Figure V.7. La zone nodale dans les poteaux

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 :

$$M_u = N_u . e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\ L_f^2\ \ 2 + \alpha\emptyset}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max\ \frac{L_0(cm)}{250}; 2\ cm$$

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

etage	Cas	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Achoisie (cm^2)
4ème et 5ème (30*30)	ELU	398.92	-28.29	-15.74	2.1	2.1	8.1	8HA12 = 9.05
	G+Q+EDy	281.53	23.37	12.79				
	0.8G+EDy	-208.36	-15.34	-7.84				
2ème et 3ème (35*35)	ELU	875	-37.53	-20.91	3.7	3.7	11.02	8HA14 =12.32
	G+Q+EDy	623.44	31.30	16.92				
	0.8G+EDy	-456.13	-20.32	-10.53				
RDC et 1er (40*40)	ELU	1383.31	-12.25	-28.28	4.5	4.5	14.4	4HA14+8HA12= 15.21
	G+Q+EDy	989.39	28.02	21.11				
	0.8G+EDy	-720.48	-7.96	-14.46				
S-Sol(45*45)	ELU	1389.5	-1.73	1.58	4.4	4.4	18.22	12HA14=18.47
	G+Q+EDy	765.552	4.16	10.11				
	0.8G+EDy	-695.94	-1.07	0.34				

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 :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$

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)

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}F_e : 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right] = 201.63 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$

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

etage	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
4ème et 5ème (30*30)	G + Q	83.70	0.60	8.97	9.24	3.08	1.73	7.66	20.39	Oui
	G + Q	157.73	18.26	13.33						
	G + Q	387.32	-8.03	-6.56						
2ème et 3ème (35*35)	G + Q	194.78	3.93	7.99	10.68	4.52	3.93	1.58	50.61	Oui
	G + Q	349.34	18.12	13.21						
	G + Q	804.53	-10.28	-6.68						
RDC et 1er (40*40)	G + Q	330.58	4.78	2.25	12.32	6.16	5.11	0.00	69.52	Oui
	G + Q	757.06	42.81	1.31						
	G + Q	1300.40	-4.30	-4.14						
S-Sol (45*45)	G + Q	166.30	1.68	0.44	16.08	8.04	1.66	0.00	22.75	Oui
	G + Q	298.80	19.95	1.19						
	G + Q	1464.72	-7.18	-0.27						

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 : $\tau_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si} \quad \lambda > 5 \\ 0.04 & \text{si} \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \frac{\overline{I}}{\overline{B}}$$

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	τ_{bu} RPA (MPa)	τ_{bu} CBA (MPa)	Vérification
5ème	30*30	46.95	0.57	24.07	0.075	G+Q+Edy	1.88	3.26	Oui
4ème									
3ème	35*35	51.54	0.45	22.38	0.075	G+Q+Edy	1.88	3.26	Oui
2ème									
1er	40*40	74.21	0.49	19.58	0.075	G+Q+Edy	1.88	3.26	Oui
RDC									
S-Sol	45*45	89.27	0.47	17.41	0.075	G+Q+Edy	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 :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_I . f_e}$$

T_u : effort tranchant

h_I : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ Min\ b_1\ 2\ ;\ h_1\ 2\ ; 10\emptyset_l & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: 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)	T_u (kN)	S_t (cm)	λ	Zone	S_t cm RPA	$A_{t.calc}$ (cm^2)	$A_{t.choisie}$ (cm^2)
5ème 4ème	30*30	46.95	15	24.07	Nodale	10	0.08	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.12	4Ø8=2.01
3ème 2ème	35*35	51.54	15	22.38	Nodale	10	0.11	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.17	4Ø8=2.01
1er RDC	40*40	74.21	15	19.58	Nodale	10	0.16	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.25	4Ø8=2.01
S-Sol	45*45	89.27	15	17.41	Nodale	10	0.20	4Ø10=3.14
					Courante	15	0.30	4Ø10=3.14

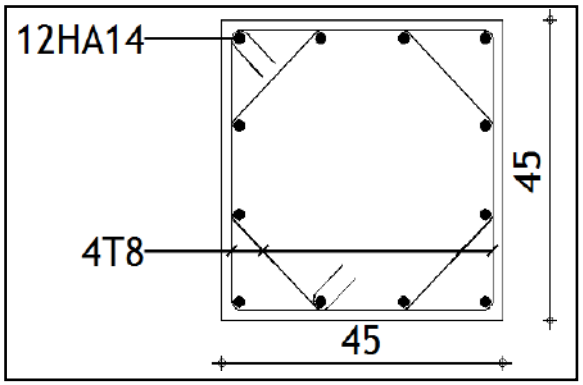


Figure V.8. Ferraillage poteaux 45*45

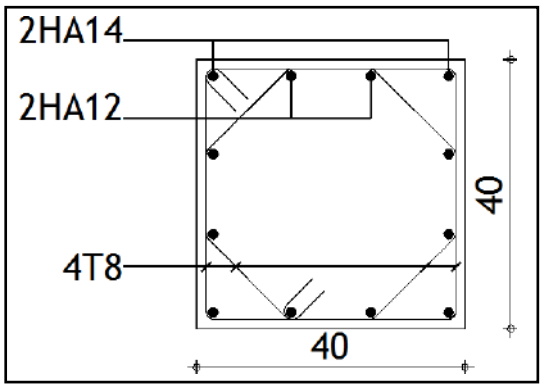


Figure V.9. Ferraillage poteaux 40*40

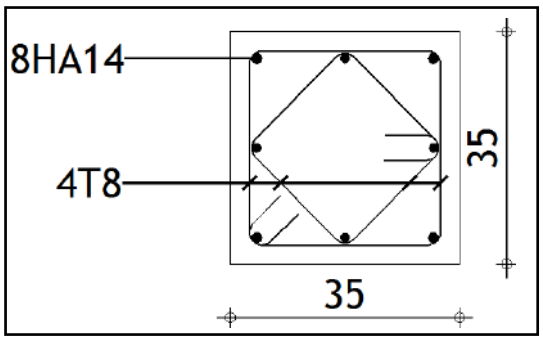


Figure V.10. Ferraillage poteaux 35*35

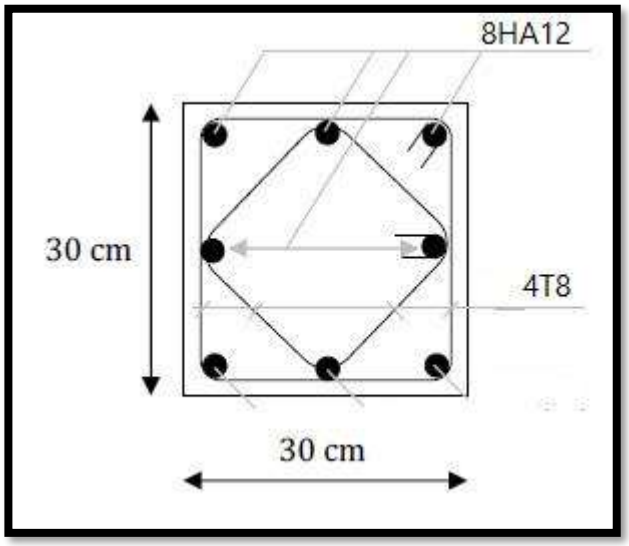


Figure V.11. Ferraillage poteaux 30*30

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\ \emptyset = \begin{cases} 70\ \text{cm}\ \ \text{pour}\ \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\ \text{cm}\ \ \text{pour}\ \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

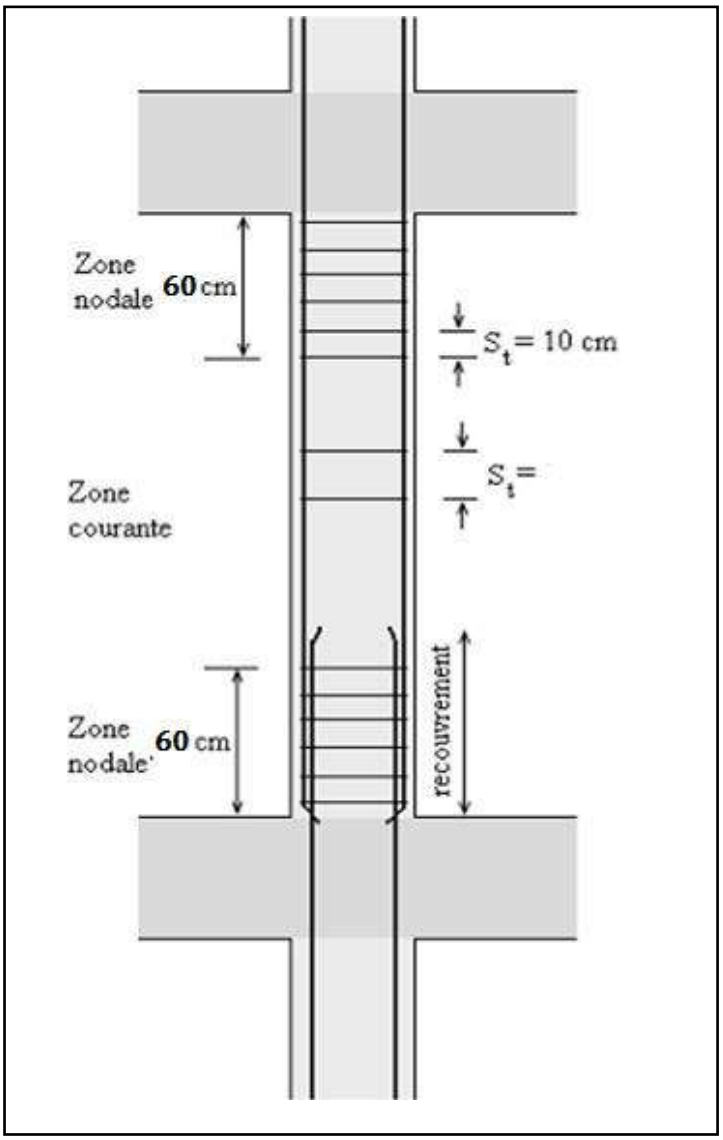


Figure V.12. Disposition des armatures dans les poteaux

V.4.Ferraillage des voiles

V.4.1 Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

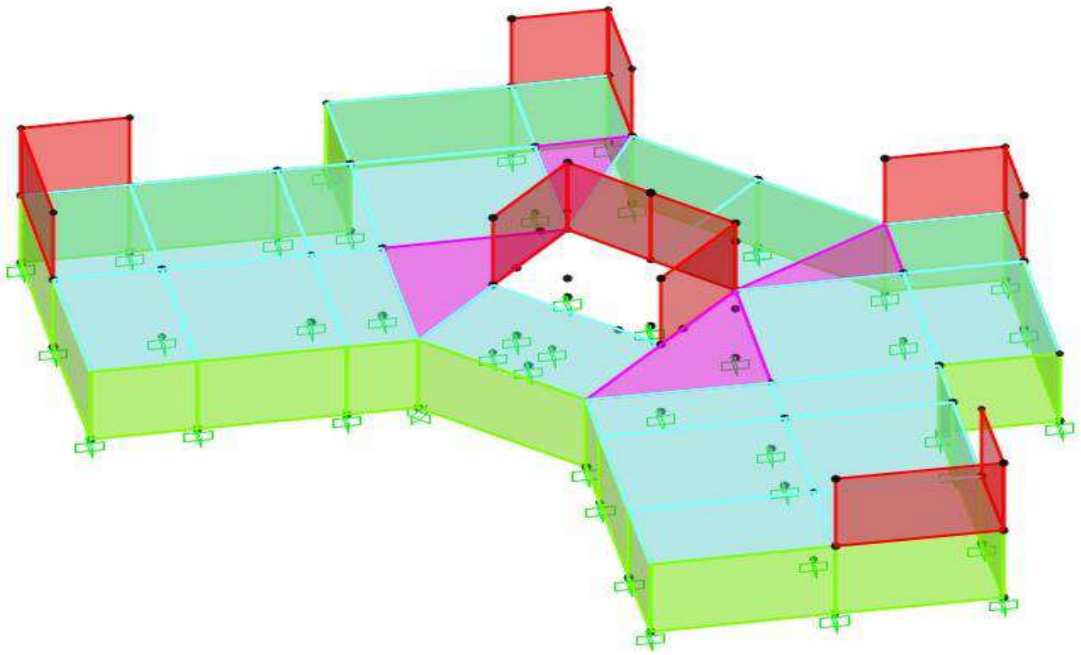


Figure V.13. Disposition des voiles

Traitement du " SAP2000 V18 ":

Pour le traitement des voiles avec le logiciel,SAP2000 V18 on a utilisé un maillagepour mieux comprendre le comportement des voiles.

V.4.2 Recommandations réglementaires :

V.4.2.1 Armatures verticales : L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 5\%$ [1]

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile. [1]

$A_{ver} = 0.15\% B$

Globalement dans la section du voile. [1]

$A_{ver} = 0.1\% B$

Dans la section courante. [1]

B : Section du voile ; **a** : Epaisseur du voile ; φ_{ver} : Diamètre vertical.

V.4.2.2 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 ".

- Selon le CBA 93

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10} ; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$$

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$$

τ_b : Contrainte de cisaillement ; **A_h** : Section d'armatures horizontales ; **d = 0.9 h** : Hauteur utile**.**

V.4.2.3 Armatures transversales

Ce sont des armatures haute adhérence de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3 .La contrainte limites de cisaillement $\overline{\tau}_b$

$$\tau \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \qquad \text{Où } \tau = \frac{V}{b_n d} \text{ avec : } V = 1.4\, V_{U\ Calcul} \qquad [1]$$

Recommandations pour les trumeaux : [1] et [2]

- ✓ La longueur de recouvrement doit être égale :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\,;30\text{cm}\right]$

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v \quad \text{(zone courante)} \\ \text{Min}\left(\frac{S_v}{2}, 15\text{ cm}\right) \quad \text{(zone d'extrémité)} \quad \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueurde 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.4.4 Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

calcul des armatures horizontales

Tableau V.20: Calcul des armatures horizontales.

Etage	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
								CBA	RPA	
Sous sol	1899	2658,6	4,43	5,00	12	2,25	**2x HA 12**	40	22,5	**15**
RDC +1e	1550	2170	3,65	5,00	10	2,25	**2x HA 10**	40	22,5	**15**
3eme +4eme	1451	2031,4	3,41	5,00	10	2,25	**2x HA 10**	40	22,5	**15**
5eme +6eme	828	1159,2	1,95	5,00	8	2,25	**2x HA 8**	40	22,5	**15**

Tableau V.21: Calcul des armatures verticales voiles pleins (V_1,) (L=5.10 m)

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	Situat	A_{cal} cm²	Type de section	A_{min} RPA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
Sous sol	0,15	1er	-301	7439,24	Acc	59,27	SPC	9,99	69,25
		2eme	-1400	8810	Acc	58,1	SPC	9,99	
		3eme	-680.1	9158	Acc	69,25	SPC	9,99	
RDC + 1e	0,15	1er	-256	5940	Acc	47,13	SPC	9,99	47,13
		2eme	-1100	5700	Acc	35,48	SPC	9,99	
		3eme	-488	6000	Acc	44,87	SEC	9,99	
2eme + 3eme	0,15	1er	-178	3192	Acc	24,84	SPC	9,99	39,01
		2eme	-1022	4870	Acc	29,44	SPC	9,99	
		3eme	-446	5246	Acc	39,01	SPC	9,99	
5eme + 6eme	0,15	1er	-76	744	Acc	5,38	SPC	9,99	14,34
		2eme	-536	1791	Acc	9,2	SPC	9,99	
		3eme	-248	2044	Acc	14,34	SPC	9,99	

Tableau V.22: Armatures verticales dans les voiles pleins

N (KN)	L(m)	L/10 (m)	$S_{t\ min}$ (cm)	Etage	$A_{Adoptée}$ (cm2)	$S_{t\ Choisi}$ (cm)	$A_{Choisie}$ (cm2)
V1	5.10	0.51	22,5	**Sous sol**	69,25	15	2x(24HA16) + 2x(5HA16) + (12HA20)
				RDC,1^{er}	47,13	15	2x(24HA14)+ 2x(5HA14)+ (4HA20+8HA16)
				2^{eme} +3^{eme}	39,01	15	2x(24HA12) + 2x(5HA14) +(12HA16)
				4^{eme} +5^{eme}	14,34	15	2x(24HA10)+ 2x(5HA12)+ (4HA16+8HA14)

Espacement

On a l'espacement admissible :

$$S_v \le \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants :

- S_t = 15 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.23 Vérification à l'ELS des armatures horizontales

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
Sous sol	0,15	-886,42	160,35	68,34	SPC	1,22	0,81	17,7	12,8
		-1040	174,13	68,34	SPC	1,42	0,97	20,6	15,2
		-1040	174,13	68,34	SPC	1,42	0,97	20,6	15,2
RDC + 1e	0,15	-793	166	57,06	SPC	1,17	0,72	16,9	11,5
		-793	166	57,06	SPC	1,17	0,72	16,9	11,5
		-793	166	57,06	SPC	1,17	0,72	16,9	11,5
2^{eme} + 3^{eme}	0,15	-550	142	42,52	SPC	0,9	0,48	12,9	7,87
		-734	188,23	42,52	SPC	1,2	0,65	17,2	10,5
		-734	188,23	42,52	SPC	1,2	0,65	17,2	10,5
4^{eme} + 5^{eme}	0,15	-195,13	80,22	30,26	SPC	0,39	0,13	5,42	2,32
		-392	126,14	30,26	SPC	0,72	0,32	10,2	5,34
		-392	126,14	30,26	SPC	0,72	0,32	10,2	5,34

Conclusion

Donc, toutes les conditions sont vérifiées. A cet effet, on garde les sections d'armature choisies à l'ELU.

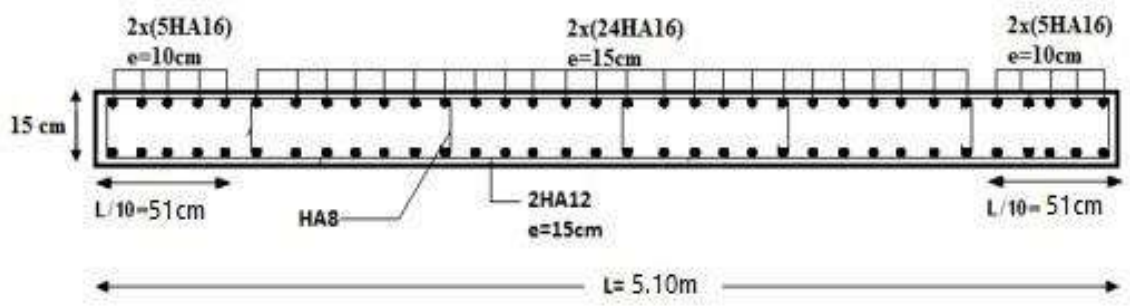


Fig. V.14: Disposition des armatures verticales dans les voiles de (Sous sol).

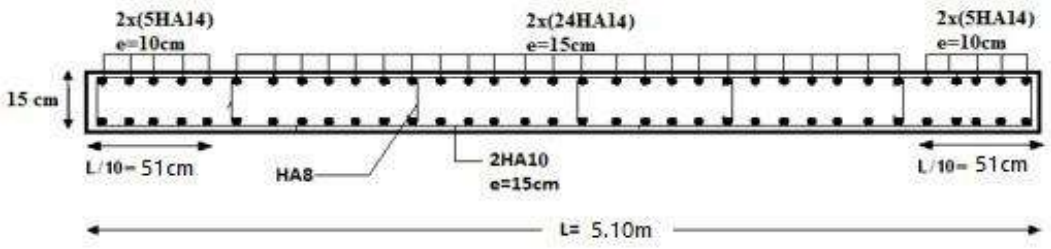


Fig. V.15 : Disposition des armatures verticales dans les voiles de (RDC+1er)

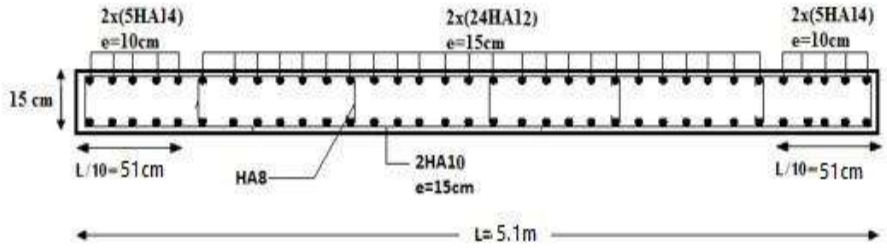


Fig. V.16: Disposition des armatures verticales dans les voiles de (2eme et3^{eme}).

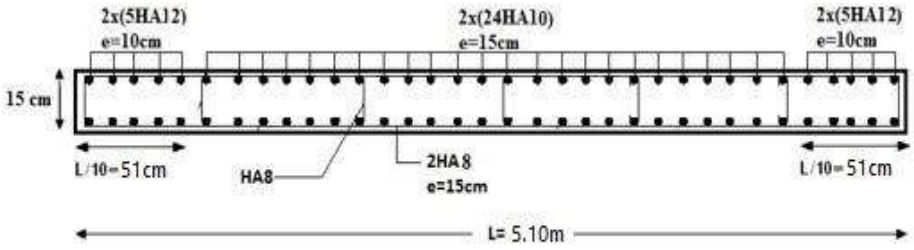


Fig. V.17: Disposition des armatures verticales dans les voiles (4eme et 5eme)

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. Etude de L'infrastructure

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 $\mathbf{R^e_P = 30\ bars}$ à partir de la profondeur $z = 4.00m$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\mathbf{q_{adm} = 1.2\ bars}$$

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 $\varsigma_{sol} = 1.20$ bar avec un ancrage de 1.70 m sous le niveau du sous-sol (-3.06m).

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 :

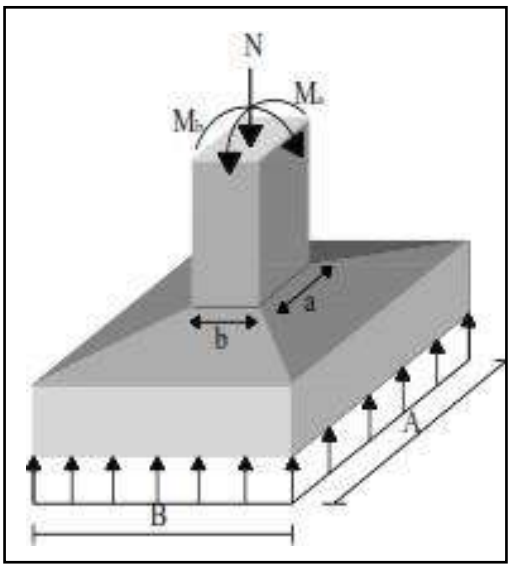


Figure VI.1. Semelle isolée sous poteau

Tableau VI.. Dimensionnement des Semelle isolée

Semelle	N [KN]	a[m]	b [m]	a/b	B [m]	A [m]	B(ad) [m]	A (ad) [m]	h(min) [m]
S1	1034.13	0.45	0.45	1	2.936	2.936	2.95	2.95	0.63
S2	1026.36	0.45	0.45	1	2.925	2.925	2.95	2.95	0.63
S3	1001.78	0.45	0.45	1	2.889	2.889	2.9	2.9	0.62

Vérification du chevauchement des semelles :

semelle	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	L	1.5(B1+B2)/2<L
S1.S2	2.95	2.95	4.425	3.75	CNV
S2.S3	2.95	2.9	4.3875	1.67	CNV

Tableau VI.1 Vérification des semelles isolées

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

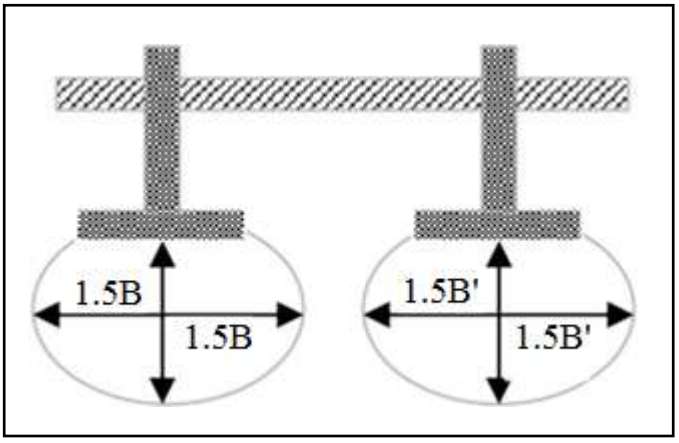


Figure VI.2. Les bulles de pression

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.

$$\varsigma \leq \varsigma_{sol}$$

$\varsigma_{sol} = 0.15$ MPa (donnée par le rapport du sol)

$$\varsigma = \frac{N_{ser}}{S}$$

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 :

$$\frac{N_{ser}}{1000 \times B} \leq \varsigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_{ser}}{1000 \times \varsigma_{sol}}$$

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

$$e \approx \frac{h}{2} à \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en cm})$$

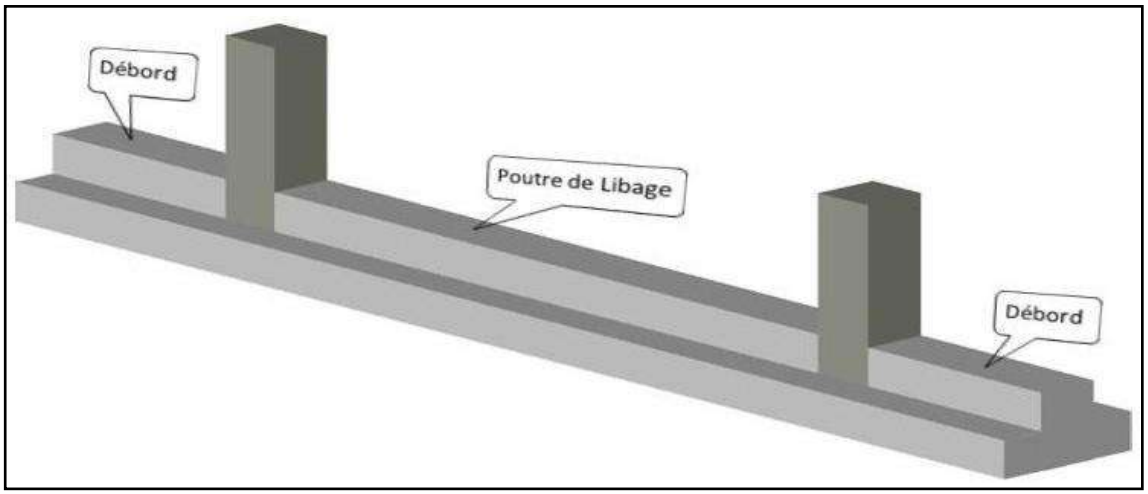


Figure VI.3. Semelle filante sous poteaux

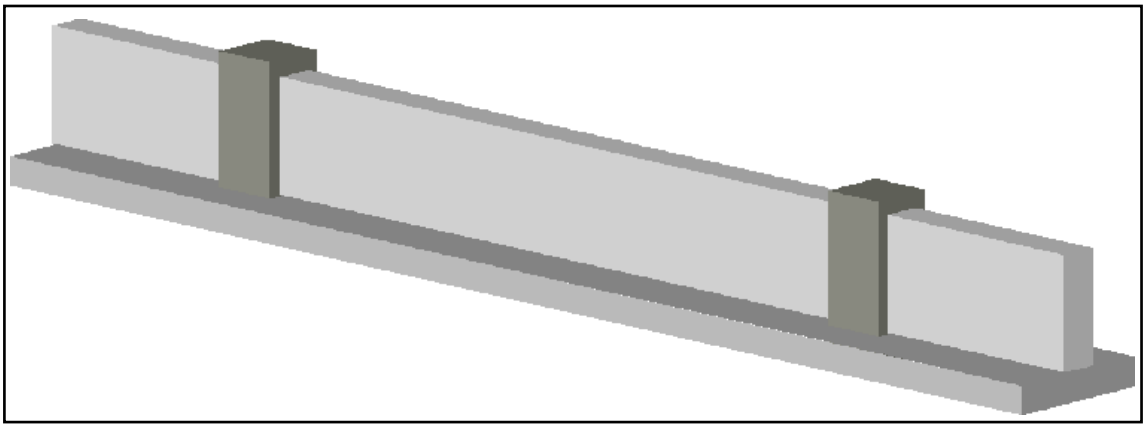


Figure VI.4. Semelle filante sous voiles

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

Semelle	ΣN [KN]	b [m]	L [m]	L1 [m]	L2 [m]	B [m]	B(ad) [m]	h(min) [m]	d (m)
Sf1	2893.24	0.45	9.75	0.50	0.50	2.24	2.25	0.48	0.45
Sf2	3045.38	0.45	9.75	0.50	0.50	2.36	2.40	0.55	0.55
Sf3	3066.88	0.45	9.75	0.50	0.50	2.38	2.40	0.55	0.55
Sf4	3157.43	0.45	7.97	0.50	0.50	2.93	2.95	0.7	0.7
Sf5	3675.55	0.45	7.97	0.50	0.50	3.41	3.45	0.80	0.80
Sf6	2208.4	0.45	3.36	0.50	0.50	4.22	4.25	1.00	1.00
Sf7	723.39	0.45	5.3	0.50	0.50	0.96	1.00	0.20	0.20
Sf8	2747.4	0.45	5.6	0.50	0.50	3.47	3.50	0.80	0.80

Tableau VI.3. Vérification des semelles filantes

Semelle	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	L	1.5(B1+B2)/2<L
S1.S2	2.25	2.4	3.48	2.65	CNV
S2.S3	2.4	2.4	3.6	3.75	CNV
S3.S4	2.4	2.95	4.0125	1.67	CNV
S4.S5	2.95	3.45	4.8	4.75	CNV
S5.S6	3.45	4.25	5.775	2.35	CNV
S7.S8	4.25	3.5	5.8125	2.4	CNV

Tableau VI.4. Dimensionnement des semelles filantes croise

Semelle	ΣN [KN]	b [m]	L [m]	L1 [m]	L2 [m]	B [m]	B(ad) [m]	h(min) [m]	d (m)
Sfa	5304.75	0.45	34.54	0.50	0.50	1.24	1.25	0.25	0.25
Sfb	6363.22	0.45	33.16	0.50	0.50	1.55	1.60	0.35	0.35
Sfc	4330.32	0.45	24.05	0.50	0.50	1.44	1.45	0.3	0.3
Sfd	1321.09	0.45	7.10	0.50	0.50	1.36	1.40	0.3	0.3

Tableau VI.5. Vérification des semelles filantes croiser

semelle	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	L	1.5(B1+B2)/2<L
Sa.Sb	1.25	1.6	2.1375	4.3	CV
Sb.Sc	1.6	1.45	2.2875	4.75	CV
ScSd	1.25	1.4	1.9875	3	CV

Tableau VI.6. Dimensionnement des semelles filantes croiser

Semelle	ΣN [KN]	b [m]	L [m]	L1 [m]	L2 [m]	B [m]	B(ad) [m]	h(min) [m]	d (m)
Sf1	1582.82	0.45	9.75	0.50	0.50	1.23	1.25	0.3	0.3
Sf2	1450.3	0.45	9.75	0.50	0.50	1.12	1.15	0.35	0.35
Sf3	1461.05	0.45	9.75	0.50	0.50	1.13	1.15	0.35	0.35
Sf4	1371.60	0.45	7.97	0.50	0.50	1.27	1.30	0.25	0.25
Sf5	1730.13	0.45	7.97	0.50	0.50	1.61	1.65	0.35	0.35
Sf6	1032.6	0.45	3.36	0.50	0.50	1.97	2.00	0.45	0.45
Sf7	354.94	0.45	5.3	0.50	0.50	0.47	0.50	0.05	0.05
Sf8	1295.6	0.45	5.6	0.50	0.50	1.64	1.65	0.35	0.35

Tableau VI.7. Vérification des semelles filantes croiser

semelle	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	L	1.5(B1+B2)/2<L
S1.S2	1.25	1.15	1.8	3	CV
S2.S3	1.15	1.15	1.725	4.1	CV
S3.S4	1.15	1.3	1.8375	2.02	CV
S4.S5	1.3	1.65	2.2125	5.1	CV
S5.S6	1.65	2	2.7375	2.7	CV
S6.S7	2	0.5	1.875	4.06	CV
S5.S8	0.5	1.65	1.6125	3.37	CV

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

Armatures principales " A " :

Tableau VI.8. Armatures principales des semelles filantes croiser

	NU	e	B	db	N'	A	A(cm2)	Achoi(cm2)
SF1	1929.12	0.003	1.25	0.287	1911.3	3509.82	35.0982733	32HA12=36.19
SF2	3211.942	0.007	1.15	0.31	3271.11	4906.97	49.0697914	44HA12=49.76
SF3	1927.49	0.028	1.15	0.31	1784.17	2676.42	26.7642972	24HA12=27.14
SF4	1799.56	0.002	1.3	0.24	1807.91	4203.66	42.0366122	38HA12=42.98
SF5	1301.36	0.008	1.65	0.33	1322.5	3106.07	31.0607288	28HA12=31.67
sf6	1301.36	0.008	2	0.42	1318.8	3115.08	31.1508645	28HA12=31.67
sf7	481.68	0.008	0.5	0.05	457.48	578.89	5.78892457	6HA12=6.79
sf8	1674.53	0.013	1.65	0.33	1715.82	4029.83	40.2983838	36HA12=40.72

a) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$A_{rép}=A.B/4$

Tableau VI.9. Armatures de répartition des semelles filantes

	Ar	Ar choi	esp
Sfa	46.5605124	42HA12=47.5	15
SFb	68.9342017	61HA12=68.99	15
SFc	38.4742695	35HA12=39.58	15
SFd	12.5582667	12HA12=13.57	15
SF1	10.9682104	10HA12=7.85	15
SF2	14.107565	13HA12=14.70	15
SF3	7.69473543	7HA12=7.92	15
SF4	13.6618989	13HA12=14.70	15
SF5	12.8125506	12HA12=13.57	15
sf6	15.5754323	14HA12=15.83	15
sf7	0.72361557	1HA12=1.13	15
sf8	16.6230833	15HA12=16.96	15

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.10. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes

Semelle	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	0.003	1.25	0.3125	Oui
SF2	0.007	1.15	0.2875	Oui
SF3	0.028	1.15	0.2875	Oui
SF4	0.002	1.3	0.325	Oui
SF5	0.008	1.65	0.4125	Oui
SF6	0.008	2	0.5	Oui
SF7	0.008	0.5	0.125	Oui
SF8	0.013	1.65	0.4125	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 ($E = 32164.2$ 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) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF2 ,SF3,SF4 et SF11) respectivement .

Tableau VI.11. 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	0.45	4.81	0.70	1286250	4.91	Oui
PL2	0.45	4.60	0.70	1286250	4.83	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.

$$q = \frac{N_i}{L}$$

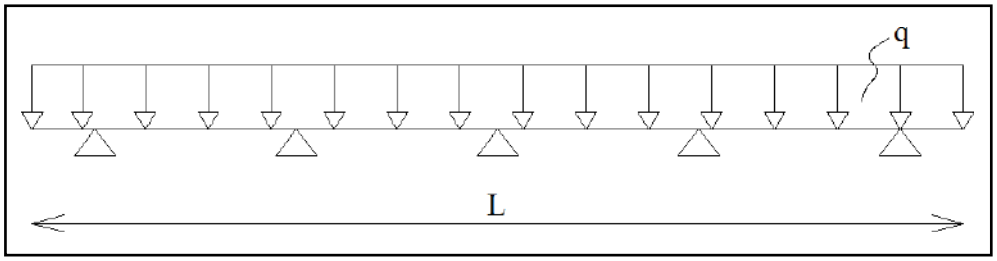


Figure VI.5. La charge répartie sur la poutre de libage

Tableau VI.12 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	4.81	1702.4	1283.7	325.82	215.46
PL2	4.60	1567.2	1036.4	340.69	225.30

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.

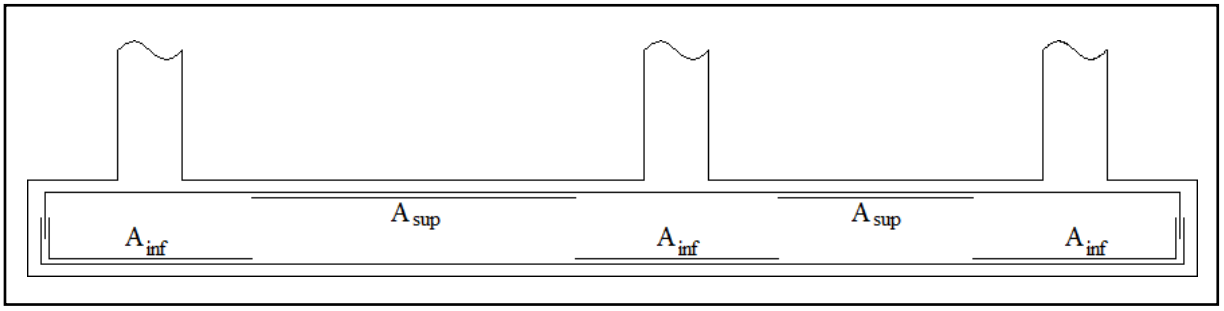


Figure VI.6. Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. 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	86.4	70	3.7	0	4HA12=4.52
	Appui	-83.05	70	3.6	0	4HA12=4.52
PL2	Travée	70.3	70	3	0	3HA12=3.39
	Appui	-76.97	70	3.3	0	3HA12=3.39

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 :

$\varsigma_b = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\varsigma_b \leq \varsigma_b$

❖ **Acier :**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\varsigma_s = \text{Min}\ \ 2\ \ 3\ \ f_e\ ; 110\ \ \overline{\eta . f_{tj}}\ = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\varsigma_s \leq \varsigma_s$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément		$A_{choisie}$ (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_b$ et $\sigma_b \leq \sigma_b$
PL1	Travée	4.52	46.26	1.3	17.6	Oui
	Appui	4.52	-49.50	1.3	18.8	Oui
PL2	Travée	3.39	58.32	1.7	23.3	Oui
	Appui	3.39	-56.14	1.7	22.5	Oui

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Armatures transversales de la poutre de libage

Elément	V_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	A_t (cm^2)	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	592.45	1.88	2.50	4HA8=2.01	10	15
PL2	658.3	2.08	2.50	6HA8=3.02	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

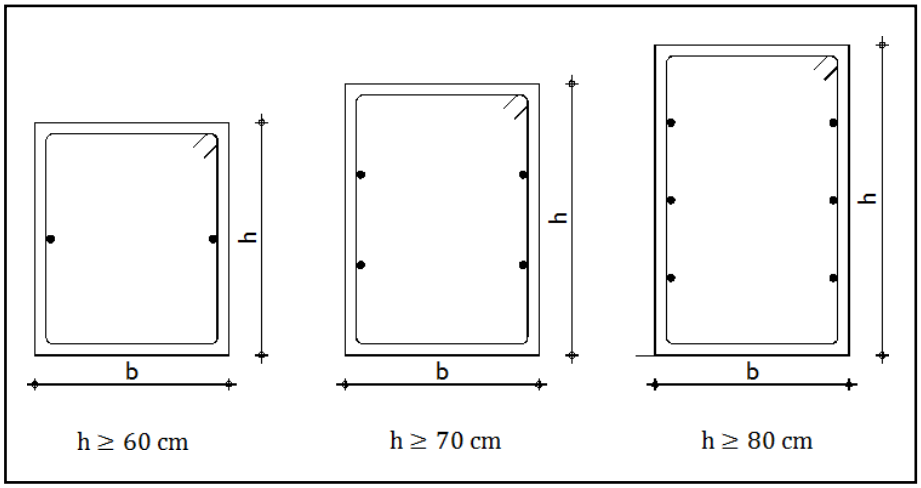


Figure VI.7. Armatures de peau

Dans notre projet le hauteur $h = 70$cm, donc on utilise des armatures de peau $4HA12 = 4.52$ cm².

Conclusion générale

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une de forte sismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un bâtiment en Sous-sol + RDC + 5 Etages, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir une translation pure pour les deux premiers modes, suivant les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.

Comme prévu, la mise en place des voiles en béton armé a conduit à une diminution de la période fondamentale (0,402 secondes) par rapport à la structure. Il est à noter ici que le nombre des voiles adoptés (12 voiles), permet d'avoir une structure souple, qui atteint 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique.

En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x35) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14 et HA16) et même pratique sur le plan exécutif.

Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 3HA12 aux appuis.

Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendues dans les poteaux pour tous les étages. En plus, nous avons enregistré une section d'armature de 9.24cm² au niveau de 5è^{me} étage. Ceci est dû à l'effet combiné d'un moment fléchissant très important provoqué par le séisme (100 kN.m) et le faible effort de compression provoqué par un seul étage (Terrasse), sur un poteau de la section la plus faible dans notre structure (30x30cm²).

Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante croise était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées et les semelles filantes .

L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Ainsi, on a fait valoir, autant que possible, les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité et l'économie.

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 v21
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2016
- Microsoft office Excel 2016