REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département De Génie de la matière

Filière : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Constructions et matériaux

THEME

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (SS+ RDC+5)

Etudié par :

Mr. DEBDABI Faycal

Mr. MEKKID Zohir

Dirigé par :

Mr: BENYAMINA Ismail

Mr: SKANDER Zakaria

PROMOTION: JUIN 2015

ملخص

هذا المشروع هو دراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من طابق تحت ارضي + طابق ارضي+خمسة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ***III*** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل ***(RPA9 version 2003)***

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر(القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج ***(SAP2000 version17)****.*

- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment à usage d'habitation contenant (sous-sol+RDC+5 étages), il est implanté à la wilaya d'Alger, cette région est classé en zone ***III*** selon le ***(RPA99 version 2003).***

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur *(CBA93, RPA99 version 2003).*

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version17 »***.

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

Abstract

This project is a study and design of a building (basement +ground floor+5floors), will inmplanted in Algiers, this area is classified in zone ***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments into force *(CBA93, RPA99 v 2003).*

The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version17"***.

Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Remerciements

Nous remercions Dieu de nous avoir accordé des connaissances de la science et de nous avoir aidés à réaliser ce travail.
Au terme de ce modeste travail

Nous tenons à remercier chaleureusement et respectivement tous ceux qui ‘ont contribué de près ou de loin à la
Réalisation de ce modeste projet de fin d’étude, à savoir
notre encadreur MR. BENYAMINA ismail et co-encadreur MR. SKANDER zakaria qui a accepté d’encadrer nos travaux

Nos vifs remerciements vont tous d’abord
à ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l’élaboration de ce projet surtout les ingénieurs : Mr OULD TURKI Ben aissa et OUARED Noureddine

Merci à tous ...

DEBDABI fayçal et MEKKID zohir

Dédicace

Je voudrais dédier cet humble travail
À toute ma famille,
À ma chère maman et mon cher père
qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que
je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mes frères Mehamed,Rédha.

A mon binôme Mekkid Zohir

Mes remerciements s'adressent également à mes chers
collègues, mustapha, mourad, mohamed et ali
pour leurs conseils et leurs soutiens sans faille.

A tous mes amis sohaib, abdallah, khaled,
Et oussama .

Je tiens enfin à remercier tous mes camarades de la

promotion 2014/2015.

faycal

Dédicace

Je voudrais dédier cet humble travail
À toute ma famille,
À ma chère maman et mon cher père
qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que
je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mes frères Mohamed,Elhadi.

A mon binôme DEBDABI faycal
A mon cousin SEBTI Amine

Mes remerciements s'adressent également à mes chers
collègues, djalil, oussama, hakim, younes et
abderrahmane pour leurs conseils et leurs soutiens
sans faille.

A tous mes amis abderraouf, wassim, marouane,
Et sohaib .

Je tiens enfin à remercier tous mes camarades de la

promotion 2014/2015.

Zohir

SOMMAIRE

CHAPITRE I

I.Généralités : 1
I.1. Présentation de l'ouvrage : 1
I.2. Situation : 2
I.3. Description de l'ouvrage : 2
I.3. Caractéristiques du bâtiment : 2
I.3.1. Les dimensions du bloc de en plan et en élévation : 2
I.3.2. Ossature: 3
I.3.3. plancher : 3
I.3.4. Maçonnerie : 3
I.3.5. Revêtement : 3
I.3.6. L'acrotère : 3
I.3.7. Les escaliers: 4
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 4
I.4.1. Le béton : 4
I.4.1.1. Résistance du béton : 4
I.4.1.2. Module d'élasticité: 5
I.4.1.3. Coefficient de poisson : 5
I.4.1.3.1. Principe de calcul du C.B.A.93 : 5
I.4.1.3.2. Contrainte du béton en compression : 6
I.4.1.3.3. Compression de béton : 6
I.4.2. Les aciers : 6
I.4.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 7
I.4.2.2. Contrainte ultime de cisaillement : 7
I.4.2.3. Contrainte limite de l'acier: 7

CHAPITRE II

II. Prédimensionnement : 9
II.1. Introduction : 9
II.2. Prédimensionnement des planchers : 9
II.2.1. Plancher à corps creux : 9
II.2.2. Dalle pleine : 11
II.3. Evaluation des charges et surcharges : 11

II.3.1.Charges permanentes (G) :.....11
II.3.1.1. Maçonnerie :.....11
II.3.1.2. Plancher terrasse inaccessible:.....13
II.3.1.3. Plancher étage courant :.....14
II.3.2. Surcharges d'exploitations (Q) :.....17
II.4.Prédimensionnement des poutres :.....17
II.5.Prédimensionnement des poteaux :.....18
II.5.1.Définition :.....18
II.5.2.Descente de charge :.....18
II.5.2.1. Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité :.....19
II.5.2.2.Détermination des charges et surcharge :.....20
II.5.3. Vérification des efforts normal :.....22
II.5.4. Vérification selon le RPA99 version 2003 :.....24
II.6. Prédimensionnement des voiles:.....26

CHAPITRE III

III. Calcul des éléments secondaires :.....27
III.1.Introduction :.....27
III.2. L' acrotère.....27
III.2.1 Introduction :.....27
III.2.2.Calcul des efforts :.....28
III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :.....28
III.2.2.2. Détermination des efforts :.....28
III.2.3.Calcul du ferraillage :.....28
III.2.3.1. A l'ELU :.....28
III.2.3.2. Condition de non fragilité :.....30
III.2.3.3. Les armatures de répartitions :.....30
III.2.3.4. Vérification des espacements :.....30
III.2.3.5. Vérification à l'ELS :.....30
III.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant :.....32
III.2.3.7.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:.....32
III.3. les escaliers :.....33
III.3.1. Introduction :.....33
III.3.2. Prédimensionnement :.....33
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :.....34

III.3.3.1. Charges permanentes du palier :.....34
III.3.3.2. Surcharge d'exploitation :.....35
III.3.4. Détermination des efforts :.....35
III.3.4.1. A l'E.L.U :.....36
III.3.4.2. A l'E.L.S :.....37
III.3.5. Ferraillage des escaliers :.....38
III.3.5.1. Condition de non fragilité :.....38
III.3.5.2. Les armatures de répartition :.....38
III.3.5.3. Vérification de l'espacement :.....38
III.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant :.....38
III.3.5.5. Vérification à l'E.L.S :.....39
III.3.5.6. Vérification de la flèche :.....39
III.4. Calcul de la poutre palière :.....41
III.4.1. Prédimensionnement :.....41
III.4.2. Charges et surcharges:.....41
III.4.3. Calcul des efforts:.....41
III.4.4. Calcul du ferraillage:.....43
III.4.5. Vérification de l'effort tranchant:.....43
III.4.6. Vérification de compression dans la bielle de béton:.....44
III.4.7. Vérification au voisinage de l'appui:.....44
III.4.8. Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:.....44
III.4.9. Armatures transversales:.....44
III.4.10. Vérification à l'E.L.S:.....45
III.4.11. Vérification de la flèche:.....45
III.5. Planchers :.....45
III.5.1. Plancher à corps creux :.....45
III.5.1.1. Introduction:.....45
III.5.1.2. Calcul des poutrelles:.....46
III.5.1.3. Ferraillage des poutrelles :.....52
III.5.1.4.Vérification Selon les règlements :.....53
III.5.1.5. Vérification de contrainte de cisaillement :.....54
III.5.1.6. Vérification des contraintes à L'ELS :.....54
III.5.1.7.Vérification de la flèche :.....55
III.5.1.8. La table de compression :.....55

III.5.2. Plancher à dalles pleines :.....56
III.5.2.1. Définition :.....56
III.5.2.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :.....56
III.5.2.3. Calcul des dalles triangulaires.....57
III.5.2.3.1. Calcul de la charge totale :.....58
III.5.2.3.2. Détermination de M :.....58
III.5.2.3.3. Ferraillage :.....59
III.5.2.3.4. Vérification de l'espacement :.....60
III.5.2.3.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:.....60
III.5.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant:.....60
III.5.2.4. Calcul des dalles rectangulaire :.....61
III.5.2.4.1. Calcul de la charge totale :.....61
III.5.2.4.2. Détermination de M :.....61
III.5.2.4.3. Ferraillage :.....62
III.5.2.4.4. Vérification de l'espacement :.....63
III.5.2.4.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:.....63
III.5.2.4.6. Vérification de l'effort tranchant:.....63

CHAPITRE IV

IV. L'étude sismique : 65
IV.1. Introduction : 65
IV.2. Choix de la méthode de calcul : 65
IV.2.1. Méthode dynamique modale spectrale : 65
IV.3. Caractéristiques géométrique du projet : 68
IV.3.1. Centre de masse : 70
IV.3.2. Centre de torsion : 70
IV.4.Etude de projet : 71
IV.4.1. Caractéristiques géométrique : 71
IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique : 73
IV.4.2.1. Vérification de comportement : 74
IV.4.2.2.Vérification de la participation massique : 75
IV.4.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul : 76
IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : 79
IV.4.2.5. Vérification des déplacements : 83
IV.4.2.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : 84

IV.4.2.7. Vérification de l'effort normal réduit:..... 86

CHAPITREV

V. Calcul des éléments résistants..... 87
V.1. Introduction : 87
V.2. Combinaison des charges :..... 87
V.3. Ferraillage des poutres :..... 87
V.3.1. Introduction : 87
V.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :..... 88
V.3.2.1. Les armatures longitudinales:..... 88
V.3.2.2. Les armatures transversales: 88
V.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :..... 89
V.3.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 : 91
V.3.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :..... 92
V.3.6. Calcul des armatures transversales :..... 93
V.3.7. Vérification de la flèche : 94
V.4. Ferraillage des poteaux :..... 96
V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :..... 96
V.4.1.1. Recommandations des règlements :..... 96
V.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :..... 97
V.4.1.3. Etat limite de stabilité de forme : 97
V.4.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :..... 98
V.4.1.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :..... 99
V.4.2.Détermination des armatures transversales : 101
V.4.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu : 101
V.4.2.2. Calcul des armatures transversales :..... 102
V.4.2.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale: 104
V.5.Ferraillage des voiles:..... 107
V.5.1.Recommandations réglementaires:..... 107
V.5.1.1. Armatures verticales:..... 107
V.5.1.2. Armatures horizontales:..... 108
V.5.1.3. Armatures transversales:..... 109
V.5.1.4. Recommandations pour les voiles :..... 109
V.5.2.Calcul des armatures :..... 110
V.5.2.1. Armatures verticales :..... 110

V.5.2.2. Armatures horizontales : 111

CHAPITRE VI

VI. Infrastructure : 114
VI.1. voile périphérique : 114
VI.1.1. méthode de calcul : 114
VI.1.2.calcul du ferraillage : 116
VI.2. Fondation : 118
VI.3.Etude de fondation : 118
VI.3.1.Généralité : 118
VI.3.2.Reconnaissance du sol : 118
VI.3.3. Choix du type de fondation : 119
VI.3.4. Ferraillage des semelles : 125
VI.4. Les longrines : 129
Conclusion 131
Référence bibliographique 132

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1.Facade postérieure..... 1
Figure I.2.Plan de masse..... 2
Figure I.3. Diagramme contrainte –déformation du béton..... 6
Figure.I.4. La contrainte limite de l'acier..... 7

CHAPITRE II

Fig.II.1.Dimensionnement du plancher.....10
Fig.II.2. Dimensionnement de plancher a corps creux.....11
Fig.II.3. Dimensions du corps creux.....11
Fig.II.4. Simple et double cloisons.....12
Fig.II.5. Composants d'un plancher terrasse.....13
Fig.II.6. Composants d'un plancher courant.....14
Fig.II.7. Dimensionnement de la poutre.....17
Figure II.8. Schéma du poteau le plus sollicité.....19
Figure.II.9.dimensionnement du voile.....26

CHAPITRE III

Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère.....27
Figure III.2. Section de BA à ELU.....29
FigureIII.3.Représentation d'un escalier.....33
FigureIII.4.schéma statique de l'escalier.....34
Figure III.5 Schéma statique à l'E.L.U.....36
Figure III.6. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.....36
Figure III.7. diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.U.....36
Figure III.8. Schéma statique à l'E.L.S.....37
Figure III.9. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.....37
Figure III.10 . diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.S.....37
Figure III.11 . Ferraillage des volées de l'escalier.....40
Figure III.12. Schéma statique poutre palière.....42
Figure III.13. diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.U.....42
Figure III.14. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.....42
Figure III.15. diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.S.....43
Figure III.16. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.....43

Figure III.17. Schéma statique de la poutrelle……46
Figure III.18. Schéma statique de poutrelle à six travées……48
Figure III.19. Schéma statique de poutrelle à deux travées……48
Figure III.20. diagramme des sollicitations……50
Figure III.21. Dimension de la poutrelle……52
Figure III.22. Férraillage de la table de compression……56
Figure III.23. Effort dans la dalle ……57
Figure III.24. Déplacement des zones rigides……57
Figure III.25. Effort dans la dalle……61
FigureIII.26. Déplacement des zones rigides ……61

CHAPITRE IV

Figure IV.1.Vue de face de la structure (modèle en 3D) 69
Figure IV.2.Vue de posterieur de la structure(modèle en 3D) 69
Figure IV.3.Disposition des voiles (vue en plan)..... 71
Figure IV.4 : disposition des voiles (vue en 3D)..... 72
Figure IV.5.Spectre de réponse 74
Figure IV.6. Le comportement des trois premiers modes..... 75
Figure IV.7. Les forces agissant sur la stabilité au renversement 79
Figure IV.8. Distribution des forces sismiques. 80
Figure IV.9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X..... 81
Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 82

CHAPITRE V

Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres. 92
Figure V.2.Ferraillage des poutres principales 95
Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires 95
Figure V.4.Définition de la zone nodale dans les poteaux 96
Figure V.5. Ferraillage des poteaux 30×30 105
Figure V.6. Ferraillage des poteaux 35×35 104
Figure V.7. Ferraillage des poteaux 40×40 106
Figure V.8. Ferraillage des poteaux 45×45 106
Figure V.9. Ferraillage des poteaux 50×50 107
Figure V.10.Disposition des armatures verticales dans les voiles. 110
Figure V.11.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15cm, L=1m 113
Figure V.12.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15cm, L=1.5m 113

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Le voile périphérique 115
Figure VI.2. Les lignes de ruptures dans le panneau 115
Figure VI.3. Ferraillage du voile périphérique 117
Figure VI.4.Bulbes de pression dans différents types de semelles 120
Figure VI.5. Choix des semelles isolées 120
Figure VI.6. Bulbes de pression dans les semelles isolées 121
Figure VI.7. Choix des semelles filantes 123
Figure VI.8. Ferraillage de la longrine 130

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1. Les aciers utilisés pour la réalisation du projet. 7

CHAPITRE II

Tableau II.1. Charge permanente du mur simple cloison……..12
Tableau II.2. Charge permanente du mur double cloison……..12
Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible……13
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant……14
Tableau II.5. Charge permanente du dalle triangulaire terrasse inaccessible……..15
Tableau II.6. Charge permanente du dalle rectangulaire terrasse inaccessible……..15
Tableau II.7. Charges permanentes du dalle triangulaire plancher courant……..16
Tableau II.8. Charges permanentes du dalle rectangulaire plancher courant……..16
Tableau II.9. Charges d'exploitations……..17
TableauII.10 .charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité……20
Tableau.II.11. dégression des charges en fonction du nombre d'étages……21
Tableau.II.12. L'effort normal ultime de résistance……22
Tableau.II.13.Vérification des efforts normal……24
Tableau II.14. Vérification selon le RPA99……25

CHAPITRE III

Tableau III.1. Détermination des efforts……..28
Tableau III.2. Les données nécessaires……..29
Tableau III.3. charge permanente du palier de repos de l'escalier……34
Tableau III.4. charge permanente de la paillasse de l'escalier……35
Tableau III.5. Combinaison des charges……35
Tableau III.6. Récapitulation des résultats……37
Tableau III.7. Calcul des sections d'acier de l'escalier……38
Tableau III.8. Les armatures de répartition……38
Tableau III.9. Vérification de l'espacement……38
Tableau III.10. Vérification des contraintes……39
Tableau III.11. Vérification de la flèche de l'escalier……39
Tableau III.12. Calcul des sections d'acier de la poutre palière……43
Tableau III.13. Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palière)……45
Tableau III.15. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles……46
Le tableau III.16. les moments statiques des poutrelles……47

Tableau Ш.17. Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S……47
Tableau III.18. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) :……50
Tableau III.19. Les sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU) :……50
Tableau III.20. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) :……51
Tableau III.21. Les sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS) :……51
TableauIII.22. Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L'ELU et L'ELS……51
Tableau III.23. Calcul des sections d'acier du poutrelle……52
Tableau III.24. Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S du poutrelle……55
Tableau III.26. Calcul des sections d'acier de la dalle triangulaire……59
Tableau III.27. calcul da la section des armatures de répartition……59
Tableau III.28. l'espacement entre les armatures……60
Tableau III.29 . Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S……60
Tableau III.30. Calcul des sections d'acier de la dalle rectangulaire……62
Tableau III.31. calcul da la section des armatures de répartition……63
TableauIII.32. l'espacement entre les armatures……63
Tableau III.33. Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S……63

CHAPITRE IV

Tableau.IV.1.facteur d'accélération 66
Tableau IV.2.Facteur de qualité 67
Tableau.IV.3.Coefficient de comportement R..... 67
Tableau .IV.4.Coefficient de pondération 68
Tableau IV.5 : Centre de masse et centre de torsion 72
Tableau IV.6 : Calcul de l'excentricité totale 73
Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes 74
Tableau IV.8 : Coefficient de participation massique..... 76
Tableau IV.9: pourcentage des charges verticales et horizontales 78
Tableau IV.10: Calcul de la force sismique 78
Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul 78
Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul 79
Tableau IV.13: Calcul des forces sismiques et des moments de renversement autour de x..... 81
Tableau IV.14 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement autour de y..... 82
Tableau IV.15 : Calcul de moment de stabilité..... 83
Tableau IV.16.vérification de stabilités vis-à-vis au renversement..... 83

Tableau IV.17: Vérification des déplacements inter-étages sens x..... 84
Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y..... 84
Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ sens x..... 85
Tableau IV.20: Vérification de l'effet P-Δ sens Y 85

CHAPITRE V

Tableau V.1. Les données de calcul. 88
Tableau V.2.Ferraillage longitudinales des poutres principales..... 89
Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires 89
Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales. 90
Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires. 90
Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 v 2003 et CBA93. 91
Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 v 2003 et CBA93. 91
Tableau V.8.Calcul de $\boldsymbol{\tau}_u$ 92
Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales : 93
Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires : 93
Tableau V.11.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement. 94
Tableau V.12.Vérification de la flèche des poutres..... 94
Tableau. V.13. calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU 99
Tableau. V.14.Vérification des contraintes dans les poteaux à l'ELS. 100
Tableau. V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux. 102
Tableau V.16.calcul des armatures transversales et leurs espacements..... 104
Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales. 104
Tableau V.18.Ferraillage verticales L=1.5m, d'épaisseur 15cm. 110
Tableau V.19.Ferraillage verticales L=1m, d'épaisseur 15m. 111
Tableau V.20.Vérification des contraintes à l'état limite de service. 111
Tableau V.21.Vérification des contraintes à l'état limite de service. 111
Tableau .V.22.Vérification des voiles à l'effort tranchant $(L = 1.5m)$. 112
Tableau .V.23. Vérification des voiles à l'effort tranchant $(L = 1m)$. 112
Tableau .V.24.Détermination des armatures horizontales. 112

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : le travail externe et interne. 116
Tableau.VI.2. Résultats des investigations géotechniques 119
Tableau.VI.3. vérification de chevauchement entre les semelles isolées 122
Tableau.VI.4. dimensionnement des semelles filantes 124
Tableau.VI.5. dimension B, D et H de la semelle filante 125
Tableau.VI.6. les armatures transversal de la semelle filante sous plusieurs poteaux 125
Tableau.VI.7. les armatures longitudinales de la semelle filante sous plusieurs poteaux 126
Tableau.VI.8. détermination de la valeur q dans les semelles filantes 127
Tableau.VI.9. calcul du ferraillage longitudinal a l'ELU : 127
Tableau.VI.10. vérification des contraintes à l'ELS : 127
Tableau.VI.11. les armatures transversales de la semelle filante sous voile 128
Tableau.VI.12. les armatures longitudinales de la semelle filante sous voile 129

Notation

- ***Majuscules romaines :***

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Nser : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

- ***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 Té.)

  c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

  d : Hauteur utile d'une section.

  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.

  fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

  i : Rayon de giration.

  I_f : Longueur de flambement,

  St : Espacement de cours d'armature transversale.

- ***Majuscules grecques :***

  Δ : Variation.

  ∑ : sommation.

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

  W : poids

- ***Minuscules grecques :***

  α: Angle.

  γ : Coefficient de sécurité.

  ε: Déformation relative.

  η: Coefficient de fissuration.

  λ: Élancement mécanique.

  μ: Coefficient de frottement.

  ν: Coefficient de POISSON.

  ρ : Rapport de deux dimensions

  σ : Contrainte normale.

  τ : Contrainte tangentielle.

  δ: Déplacement d'un niveau.

CHAPITRE I

Généralités

Introduction générale

Le présent travail est une étude technique complète de conception, dimensionnement et vérification d'un bloc (sous-sol +R+5) a usage d'habitation implantée à Alger, cette étude consiste à :

- Assurer les conseils du maitre d'œuvre pour le dimensionnement, la résistance, la stabilité et l'économie de la structure ;
- Faire l'étude de l'ossature comportant l'élément secondaires, les éléments résistants et le système de fondation ;
- Respecter les exigences des règles CBA93 (code Béton Armé) et RPA99 Version 2003 (Règles parasismique Algériennes) ;
- Faire les calculs de génie civil en vue de la réalisation des plans de coffrage et de ferraillage.

I.Généralités :

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (RDC+5+Sous-sol) en béton armé contreventé par des voiles et portiques, à usage d'habitation.

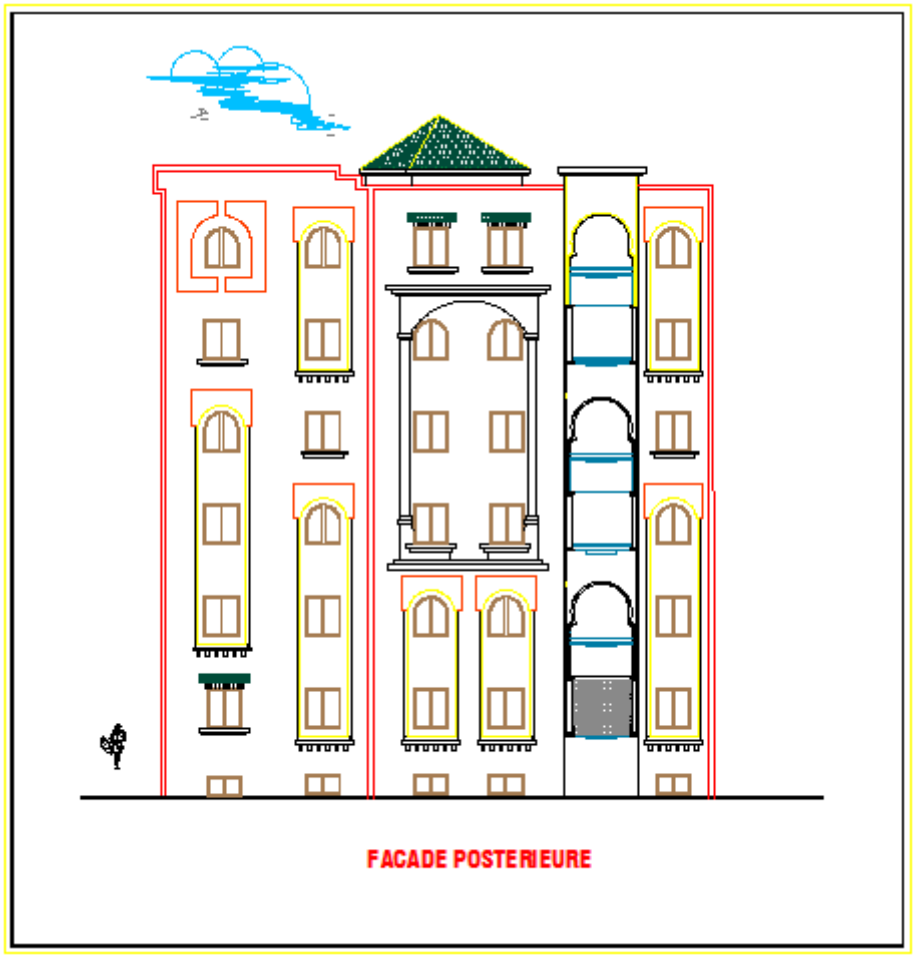


Figure I.1.Facade postérieure

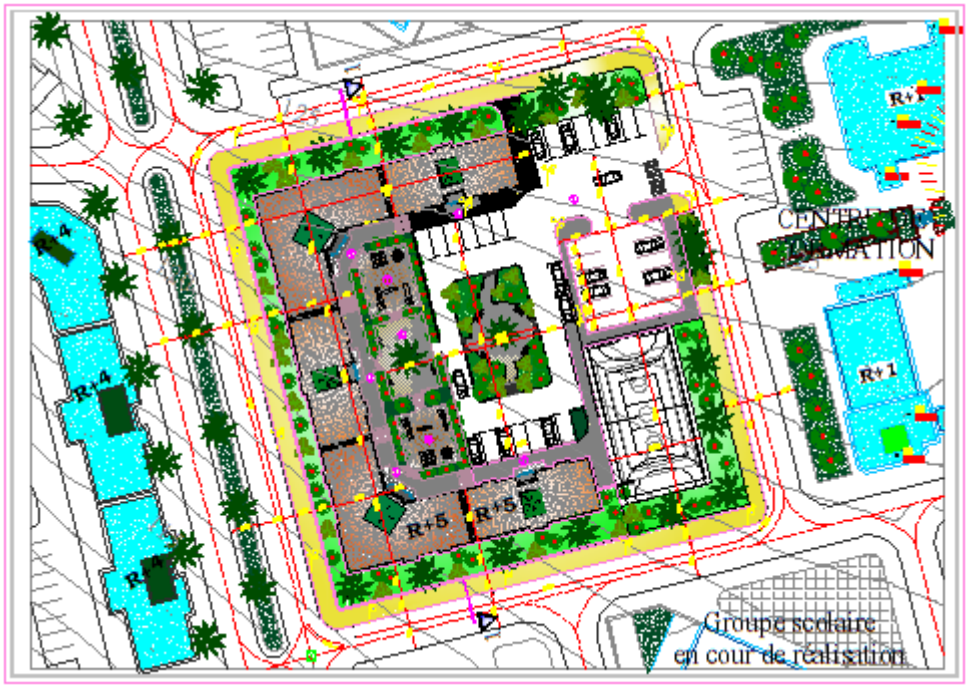


Figure I.2.Plan de masse

I.2. Situation :

L'ouvrage en question sera implanté à wilaya d'Alger, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de haute sismicité (zone III).

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

I.3. Description de l'ouvrage :

Ce projet contient un bloc d'angle qui est composé de 5 niveaux sur Rez-de-chaussée plus sous- sol (R+5+Sous-sol).

I.3. Caractéristiques du bâtiment :

I.3.1. Les dimensions du bloc de en plan et en élévation :

- Longueur (suivant X) …….. ***L*** = 20.80 ***m***
- Largeur (suivant Y) … … … … … … … … … …. ***L*** = 21.05 ***m***
- Hauteur d'étage ……... ***h*** = 03.23 ***m***
- Hauteur de RDC ……..**hr** = 03.23***m***
- Hauteur de Sous-sol ……**hs** = 03.23 ***m***

- Hauteur totale du bâtiment …….. $\boldsymbol{H}$ = 22.61 $\boldsymbol{m}$

I.3.2. Ossature:

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

I.3.3. plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- plancher dalle pleine.

- plancher corps creux.

I.3.4. Maçonnerie :

On a deux types :

- **Murs extérieurs** : sont composés de :

Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.3.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieures

I.3.6. L'acrotère :

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

I.3.7. Les escaliers:

La circulation verticale est assurée avec des escaliers d'un type suivant:

Escalier droit constitué de deux paliers et trois paillasse, relie le RDC jusqu'à 5eme étage

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.4.1. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier), d'un liant qui est le ciment et de l'eau. Le ciment utilisé c'est le CPA 42.5 (ciment portland artificiel classe 42.5) pour un dosage de 350 kg/m3, donnant une résistance fc28 = 25 Mpa à 28 jours (Selon CBA93).

I.4.1.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister { la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction. Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance { la compression { l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28 =25 Mpa à 28 jours.

a. Résistance caractéristique à la compression: « Art [A.2.1.1.1.] »

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

$$\boldsymbol{fcj} = \frac{\mathrm{J}}{\mathbf{4.76+0.83}\boldsymbol{j}} \times f\boldsymbol{c}_{28} \qquad \text{pour ; } f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$$

$$\boldsymbol{fcj} = \frac{\mathrm{J}}{\mathbf{1.4+0.95}\boldsymbol{j}} \times f\boldsymbol{c}_{28} \qquad \text{pour ; } f_{c28} \geq 40\text{Mpa}$$

b. Résistance du béton à la traction : « Art [A.2.1.1.2.] »

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais parmi ces essais on peut citer:

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté *« a »* et de longueur *« 4a »* reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par *«* $\boldsymbol{f}_{tj}$ *»*, elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.06 + 0.6\, f_{cj} \qquad (MPA)$$

f_{c28} = 25 *MPA*, on trouve $f_{tj} = 2.1\ MPA$

I.4.1.2. Module d'élasticité:

a. Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné (selon CBA93) par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPA) « Art [A.2.1.2.1] »

$E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{cj}}$ *(MPA)* « Art [A.2.1.2.2] »

b. Module d'élasticité transversale :

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

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

Et en simplifiant G=0,41.10

I.4.1.3. Coefficient de poisson :

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

$$V = \frac{\Delta L}{L}$$

E.L.U $v = 0$: calcul des sollicitations (béton fissuré).

E.L.S $v = 0.2$: calcul des déformations (béton non fissuré).

I.4.1.3.1. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :

- L'Equilibre statique
- La résistance de l'un des matériaux
- La stabilité de forme

Etat limite de service (E.L.S) basé sur :

- La compression du béton
- L'ouverture des fissures
- La déformation

I.4.1.3.2. Contrainte du béton en compression :

A l'E.L.U :

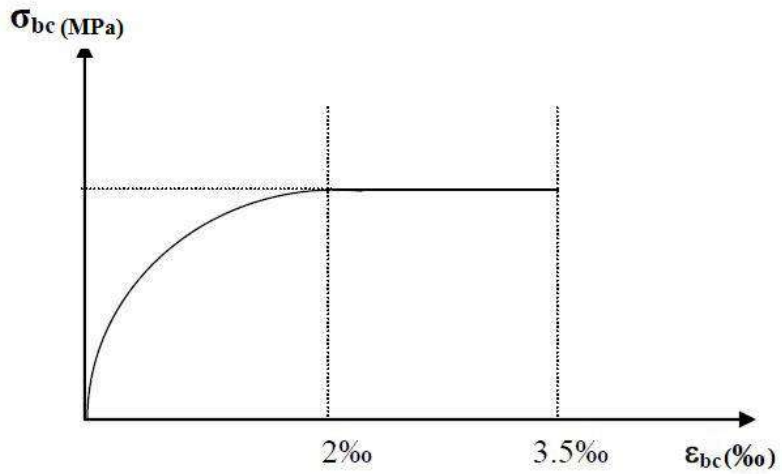


Figure I.3. Diagramme contrainte –déformation du béton.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85\, f_{cj}}{\theta.\gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = Pour une combinaison fondamentale ;

γ_b = Pour une combinaison accidentelle ;

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

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

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

I.4.1.3.3. Compression de béton :

A l'E.L.S :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ à l'état ultime de service,σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$

I.4.2. Les aciers :

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

Les différents types d'aciers utilisés sont :

Tableau I.1. Les aciers utilisés pour la réalisation du projet.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	T ≥10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \emptyset \leq 6$	520
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	$\phi 6 et \phi 8$	235

I.4.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s = 2.10^5$ Mpa.

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur

I.4.2.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2\, f_{cj}}{\gamma_b}, 5\ MPA\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b}, 4\ MPA\right)$

I.4.2.3. Contrainte limite de l'acier:

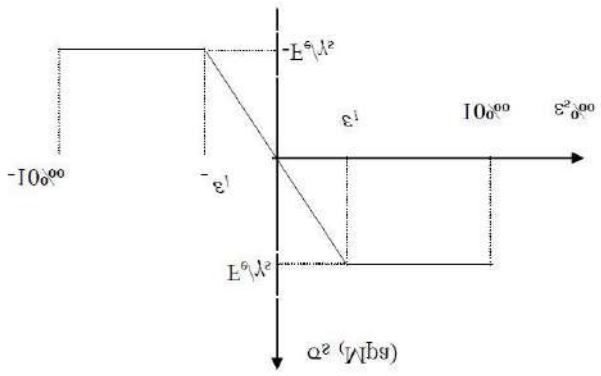


Figure.I.4.La contrainte limite de l'acier.

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

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

Avec :

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

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

Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = {sFe}/{\gamma_{s\,.E_s}}$ D'où : $\varepsilon_s = {\Delta L}/{L}$

A l'E.L.S :

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$ =Min $[{2}/{3}\, f_e$; $110\sqrt{\eta f_{tj}}]$ [MPa]

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$ =Min $[{f_e}/{2}$; $90\sqrt{\eta f_{tj}}]$ [MPa]

Avec :

η : coefficient de fissuration tel que

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

Conclusion : pour notre projet, les valeurs standards à utiliser sont :

f_{c28} = 25 MPa

f_{t28} = 2.1 MPa

E_{i28} = 32164.2 MPa

E_{v28}= 10819 MPa

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou trés} - \text{préjudiciable} \end{cases}$

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

FeE400, fe =400 MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe =235 MPa : Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s}$ = 202 MPa : Fissuration préjudiciable pour les HA

CHAPITRE II

Prédimensionnement

II. Prédimensionnement :

II.1. Introduction :

Le Prédimensionnement est de définir les dimensions des déférents éléments de la structure pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage avec une résistance à différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues à charges permanentes, sur charges des planchers et des poutres.
- Sollicitation horizontales : dues aux effets de séisme.

Ces dimensions sont vérifiées selon le RPA99 Version 2003 et le CBA93.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan.

- Les séparateurs des différents niveaux.
- Reprendre les charges verticales et horizontales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Dans notre projet, deux types de planchers a utilisé :

- Plancher à corps creux.

  A cause de l'économie et le poids élevé de plancher a dalle pleine, on a créé une solution pour éviter ce type avec le plancher a corps creux.

- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

L'utilisation de plancher a corps creux nous exigeons de crée des poutres noyés afin de minimiser la longueur de travée.

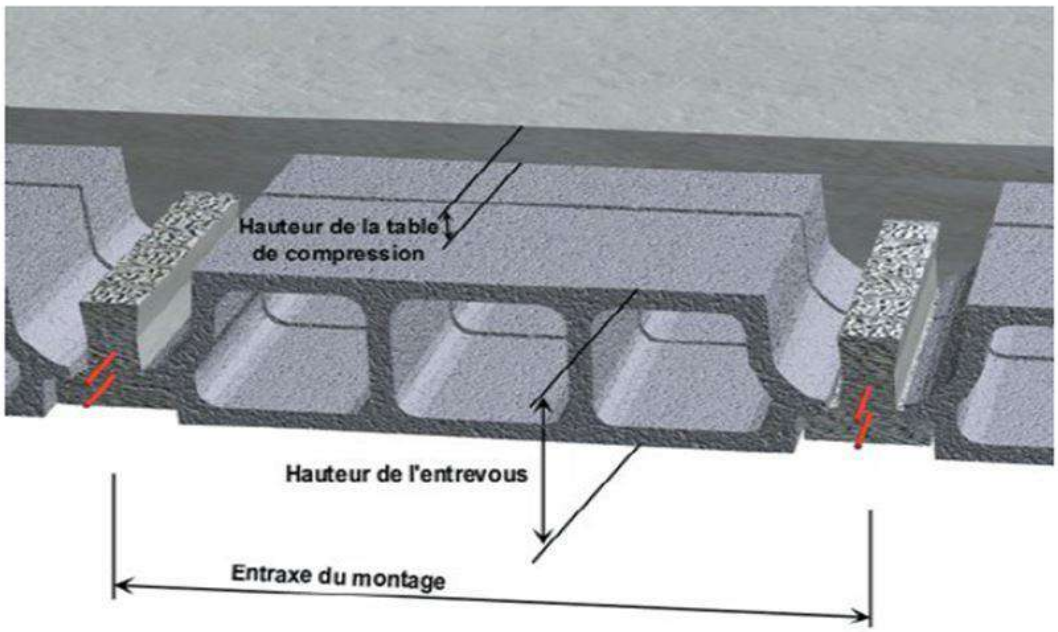


Fig.II.1.Dimensionnement du plancher

Les planchers à corps creux sont constitués par des poutrelles préfabriquées et des corps creux (hourdé), l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de la formule suivante:

$$^{L}/_{25} \leq h_t \leq {}^{L}/_{20}$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée nus des appuis.

Pour le cas de notre projet, nous avons:

nous avons : $L_{max} = 4.9\text{m}$

Et $^{4.9}/_{25} \leq h_t \leq {}^{4.9}/_{20} \Rightarrow 19.6\text{ cm} \leq h_t \leq 24.5$

On adoptera : $h_t = 20$ cm telle que $h_t = d+e$

d= 16 cm (hauteur de corps creux).

e= 4 cm (hauteur de la dalle de compression).

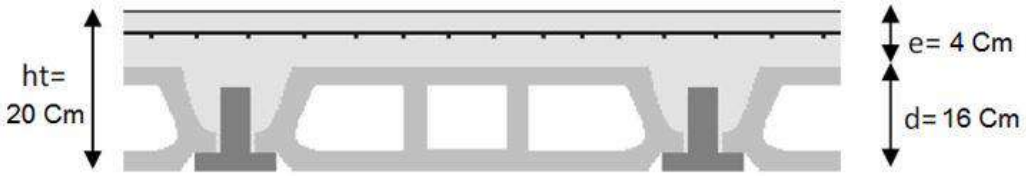


Fig.II.2. Dimensionnement de plancher a corps creux

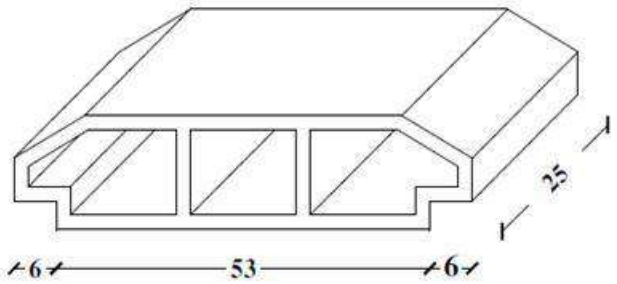


Fig.II.3. Dimensions du corps creux

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

Critère de résistance : [CBA93]

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

(Lx/50) ≤ ep ≤ (Lx/40) ; Lx = 2.6 m → 5.2 ≤ ep ≤ 6.5

Sécurité contre l'incendie : [CBA93]

e_p = 7cm : pour assurer un coupe-feu d'une heure.

e_p = 11cm : pour assurer un compte-feu de deux heures.

Critère d'isolation acoustique : [CBA93]

e_p = 15 cm

Condition de la flèche: [CBA93]

$\frac{M_t}{20\,M_0} \leq \frac{h}{L}$; $p = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{fe}$

Conclusion : Après avoir verifier toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 15cm pour les balcons et 20 cm la dalle qui support le mur de double cloison

Le balcon e_p = 15cm ; la dalle pleine : e_p = 20cm

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1.Charges permanentes (G) :

II.3.1.1. Maçonnerie :

a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1. Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	**1,62**

b. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2. Charge permanente du mur double cloison

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
3	Brique creuse	0,10	9	0.90
4	Lame d'aire	0,10	-	-
5	Brique creuse	0,10	9	0.90
			Total	**2,52**

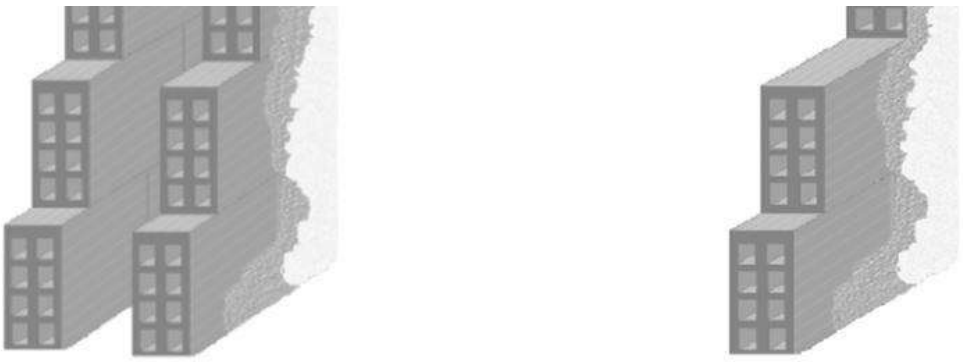


Fig.II.4. Simple et double cloisons

II.3.1.2. Plancher terrasse inaccessible:

- **Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	18	**0.72**
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	4	**0.16**
7	Pare vapeur	0,01	6	**0.06**
8	Planche corps creux	0,16+0,04	-	**2.80**
9	Enduit de plâtre	0,02	10	**0.2**
			Total	**6.32**

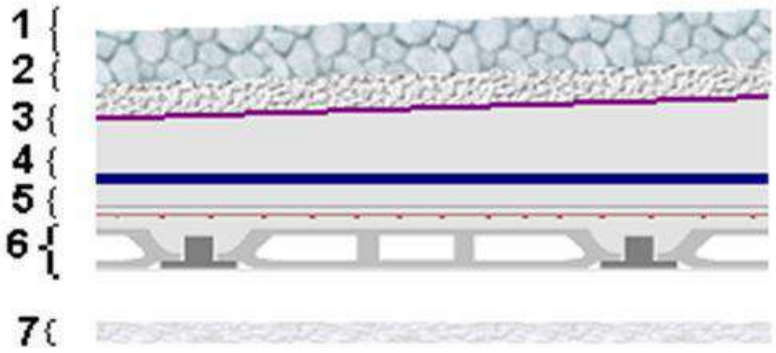


Fig.II.5. Composants d'un plancher terrasse

II.3.1.3. Plancher étage courant :

- **Charges permanentes du plancher courant (corps creux)**

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	**0.44**
2	Mortier de pose	0,03	20	**0.60**
3	Lit de sable	0,03	18	**0.54**
4	Planche corps creux	0,16+0,04	-	**2.80**
5	Enduit de plâtre	0,02	10	**0.20**
6	Les murs simples	0,10	-	**1.62**
			Total	**6.2**

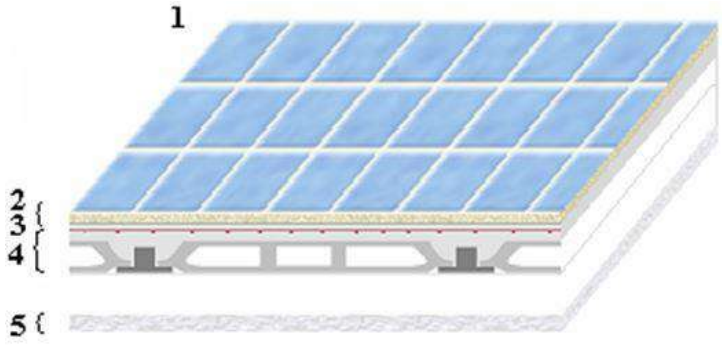


Fig.II.6. Composants d'un plancher courant

- **Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine triangulaire) :**

Tableau II.5. Charge permanente du dalle triangulaire terrasse inaccessible

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	18	**0.72**
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	4	**0.16**
7	Pare vapeur	0,01	6	**0.06**
8	Dalle pleine	0.15	25	**3.75**
9	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.2**
			Total	**7.26**

- **Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine rectangulaire) :**

Tableau II.6. Charge permanente du dalle rectangulaire terrasse inaccessible

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	18	**0.72**
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	4	**0.16**
7	Pare vapeur	0,01	6	**0.06**
8	Dalle pleine	0.20	25	**5.00**
9	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.20**
			Total	**8.52**

- **Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine triangulaire)**

Tableau II.7. Charges permanentes du dalle triangulaire plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	**0.44**
2	Mortier de pose	0,03	20	**0.60**
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	Les murs simples	0,10	-	**1.62**
			Total	**7.15**

- **Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine rectangulaire)**

Tableau II.8. Charges permanentes du dalle rectangulaire plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	**0.44**
2	Mortier de pose	0,03	20	**0.60**
3	Lit de sable	0,03	18	**0.54**
4	Dalle pleine	0.2	25	**5.00**
5	Enduit de plâtre	0,02	10	**0.20**
6	Les murs simples	0,10	-	**1.62**
			Total	**8.4**

II.3.2. Surcharges d'exploitations (Q) :

Tableau II.9. Charges d'exploitations

Niveau	Nature de locale	$Q\ (KN/m^3)$
Terrasse inaccessible	-	1
Etages courant	Habitation	1.5
RDC	Habitation	1.5
Sous-sol		

II.4.Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

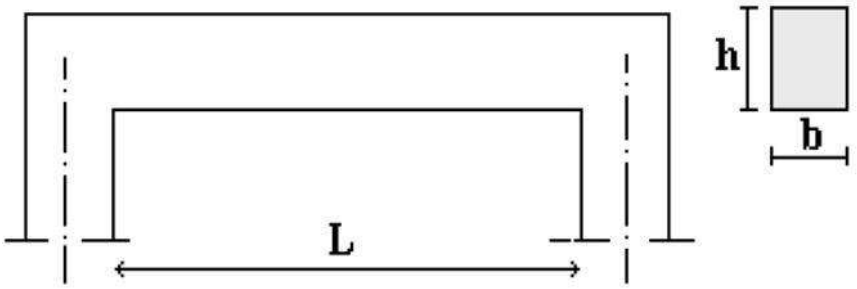


Fig.II.7. Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donne par les formules empiriques suivantes:

- $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- b_{max} ≤ 1.5+b1

Poutres principales :

On a **L_{max}=5.40m**

Alors : 36cm ≤ h≤ 54cm on prend **h= 45cm**

Et 13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm on prend **b= 30cm**

Poutres secondaires :

On a **L_{max}=5.4m**

Alors : 36cm ≤ L_{max}≤ 54cm on prend **h= 40cm**

Et 12cm ≤ b ≤ 28cm on prend **b= 30cm**

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage on adopte les sections respectivement des poutres porteuses et poutres non porteuses : **(30×45) cm^2** et **(30×40) cm^2**

II.5.Prédimensionnement des poteaux :

II.5.1.Définition :

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.

II.5.2.Descente de charge :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression, pour cela, on utilisera un calcul basé sur la descente de charges (G et Q), ce dernier nécessite les étapes suivantes :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface requise par ce poteau, en affectant les charges à la surface revenant à ce poteau.
- calcul de la combinaison de charges ainsi que le calcul de l'effort normal appliqué à la section du béton.
- une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas du bâtiment comportant au moins trois travées.

La méthode de calcul est basée sur la descente des charges, le poteau supporte les charges suivantes :

- son poids propre.
- le poids propre des poutres principales et secondaires.
- les charges des planchers.
- le poids des murs supportés par le poteau.

II.5.2.1. Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est dans la figure ci-dessous :

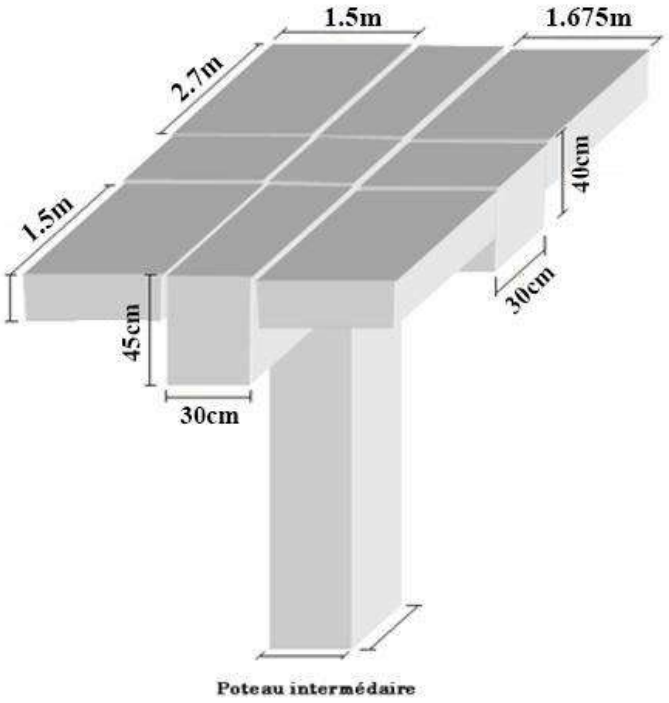


Figure II.8. Schéma du poteau le plus sollicité

S= (1.5+0.3+1.675) x (2.7+0.3+1.5)

S= 15.64 m^2

La surface du plancher :

S_p= (1.5+1.675) x (2.7+1.5)

S_p= 13.34m^2

II.5.2.2.Détermination des charges et surcharge :

a.Charges permanentes :

- poids du plancher = $S_p \times G_{plancher}$
- poids du PP et PS = b × h × $\gamma_{béton}$ × L

  Avec : L la langueur de la poutre

- poids du poteau = a × b × $\gamma_{béton}$ × H

  Avec : H la hauteur du poteau

TableauII.10 .charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité

niveau	Section (cm^2)	Poids de plancher (KN)	Poids de PP (KN)	Poids de PS (KN)	Poids de poteau (KN)	G (KN)
5éme étage	30×30	86.71	14.17	9.53	7.26	117.67
4éme étage	30×30	79.24	14.17	9.53	7.26	110.20
3éme étage	35×35	79.24	14.17	9.53	9.89	112.83
2éme étage	35×35	79.24	14.17	9.53	9.89	112.83
1er étage	40×40	79.24	14.17	9.53	12.92	115.86
RDC	40×40	79.24	14.17	9.53	12.92	115.86
Sous-sol	45×45	79.24	14.17	9.53	16.35	119.29

b. Surcharges d'exploitation

- **Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

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 où 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.

Tableau.II.11. dégression des charges en fonction du nombre d'étages

Niveaux	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**	**RDC**	**Sous-sol**
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70

- Terrasse …….Q0 = 1x15.64 = 15.64 KN

- 4ème étage……..Q1= 23.46+15.64 = 39.10 KN

- 3ème étage……..Q2 = 15.64+0,95 (23.46+23.46) = 60.21 KN

- 2ème étage……..Q3 = 15.64+0,90 (70.38) = 78.98 KN

- 1ere étage ……...Q4 = 15.64+0,85 (93.84) = 95.4 KN

- RDC……Q5 = 15.64+0,80 (117.3) = 109.48 KN

- Sous-sol……...Q6 = 15.64+0,75 (140.76) = 121.21 KN

L'effort normal ultime de résistance :

Nu = 1.35G+1.5Q

Nu = Nu+ 10% Nu = 1.1 Nu

Tableau.II.12. L'effort normal ultime de résistance

Niveaux	G (KN)		Q (KN)		Nu (KN)	Nu =1.1 Nu (KN)
	Niveau	Cumulée	Niveau	Cumulée		
5eme étage	117.67	117.67	15.64	15.64	182.31	200.54
4eme étage	110.2	227.87	39.10	54.74	389.61	428.57
3eme étage	112.83	340.7	60.21	114.95	632.37	695.60
2eme étage	112.83	453.53	78.98	193.93	903.16	993.47
1ere étage	115.86	569.39	95.4	289.33	1202.67	1322.93
RDC	115.86	685.25	109.88	399.21	1523.90	1676.29
Sous-sol	119.29	804.54	121.21	520.42	1866.75	2053.43

II.5.3. Vérification des efforts normal :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. Les règles **CBA 93** préconisent de prendre la section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur de **1cm** de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

- D'après l'article **B.8.4.1 du CBA 93** l'effort normal ultime **Nu** agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r . f_{c_{28}}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A. f_e}{\gamma_s} \right]$$

- Et d'après les règles **BAEL91** la section réduite $\mathbf{B_r}$ est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta . N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85\frac{f_e}{\gamma_s} + \frac{A}{B_r}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm²).

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

$f_{c_{28}}$: Résistance à la compression de béton $\rightarrow f_{c_{28}} = 25MPa$

$$f_{bc} = \frac{0.85.f_{c_{28}}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14.2MPa$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $\rightarrow f_e = 400MPa$

$\gamma_b = 1.5 \; \gamma_s = 1.15$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \rightarrow \lambda \leq 50 \quad , \quad \beta = \frac{0{,}85.\lambda^2}{1500} \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1.2$

D'après RPA99 : $0{,}8\,\% \leq \frac{A}{B_r} \leq 4\,\%$

En prend $\frac{A}{B_r} = 0{,}8\,\% \rightarrow B_r\,(cm) \geq 6{,}63N_u\,(t)$

Pour une section carrée $B_r = (a-2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$

$N_u = (1{,}5N_Q + 1{,}35N_G).\delta$

$\delta = 1{,}1$ *:* Pour les poteaux intermédiaires voisin de poteau de rive.

$\delta = 1{,}15$ *:* Pour les poteaux centrale.

Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions du poteau de 20%.

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

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2}$ pour $\lambda < 50$

$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

λ : l'élancement mécanique [$\lambda = L_f/i$]

L_f : 0.7 l_0 assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau

I : rayon de giration ; $i = \sqrt{I/B} = h/\sqrt{12}$ avec $B = b \times h$ et $I = bh^3/12$.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.13.Vérification des efforts normal

Niveau	Section	A=B/1000	L_f (m)	λ	α	Br (cm^2)	N_u KN	$\overline{N_u}$ KN	$N_u < N_{u\ adm}$
5eme	30×30	0.9	2.961	34.19	0.713	784	200.54	1058.63	**CV**
4eme	30×30	0.9	2.961	34.19	0.713	784	428.57	1058.63	**CV**
3eme	35×35	1.225	2.261	29.30	0.745	1089	695.60	1535.13	**CV**
2eme	35×35	1.225	2.961	29.30	0.745	1089	993.47	1535.13	**CV**
1ere	40×40	1.60	2.961	25.64	0.767	1444	1322.93	2095.32	**CV**
RDC	40×40	1.60	2.961	25.64	0.767	1444	1676.29	2095.32	**CV**
Sous-sol	45×45	2.025	2.961	22.79	0.783	1849	2053.43	2738.07	**CV**

II.5.4. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\min(b_1, h_1) \geq 30\ Cm$$

$$\min(b_1, h_1) \geq {h_e}/{20}\ ;$$

$$0.25 \leq \left({b_1}/{h_1}\right) \leq 4$$

Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Vérification selon le RPA99

Niveau	b	h	Application de condition	vérification
5eme	30	30	$\min(b_1, h_1) = 30cm \geq 30\ cm$	**c.v**
			$\min(b_1, h_1) = 30cm \geq \frac{h_e}{20} = 14.15\text{cm}$	
			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$	
4eme	30	30	$\min(b_1, h_1) = 30cm \geq 30\ cm$	**c.v**
			$\min(b_1, h_1) = 30cm \geq \frac{h_e}{20} = 14.15\text{cm}$	
			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$	
3eme	35	35	$\min(b_1, h_1) = 35cm \geq 30\ cm$	**c.v**
			$\min(b_1, h_1) = 35cm \geq \frac{h_e}{20} = 14.15\text{cm}$	
			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$	
2eme	35	35	$\min(b_1, h_1) = 35cm \geq 30\ cm$	**c.v**
			$\min(b_1, h_1) = 35cm \geq \frac{h_e}{20} = 14.15\text{cm}$	
			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$	
1er	40	40	$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq 30\ cm$	**c.v**
			$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq \frac{h_e}{20} = 14.15\text{cm}$	
			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$	
RDC	40	40	$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq 30\ cm$	**c.v**
			$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq \frac{h_e}{20} = 14.15\text{cm}$	
			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$	
Sous-sol	45	45	$\min(b_1, h_1) = 45cm \geq 30\ cm$	**c.v**
			$\min(b_1, h_1) = 45cm \geq \frac{h_e}{20} = 14.15\text{cm}$	
			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$	

II.6. Prédimensionnement des voiles:

RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.7.1] ◄◄

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

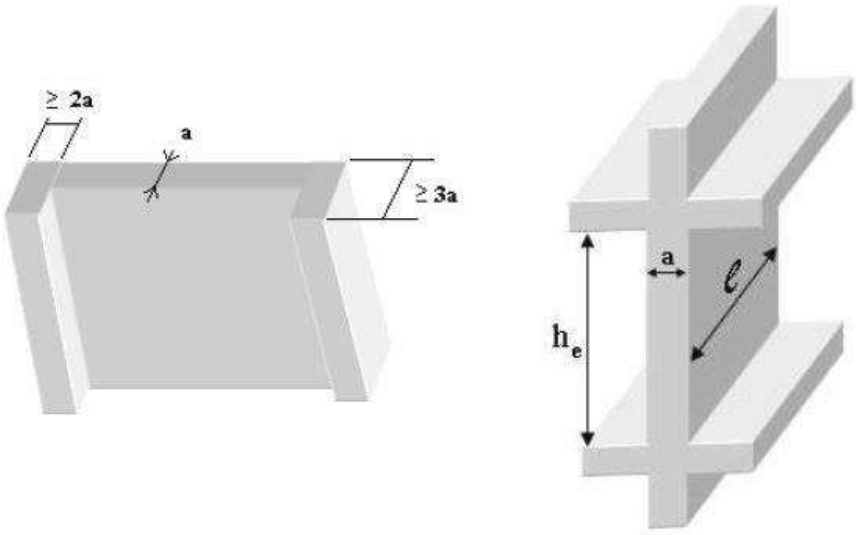


Figure.II.9.dimensionnement du voile

$$a \geq \text{Max}\left\{15\text{ cm};\ \frac{h_e}{25}\right\}$$

$h_e = 3.23\text{-}0.4 = 2.83$ m

$a \geq \text{Max}\{15\text{ cm};\ 11.32\text{cm}\}$ on adopte **a = 15 cm**

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III. Calcul des éléments secondaires :

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L' acrotère

III.2.1 Introduction :

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

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

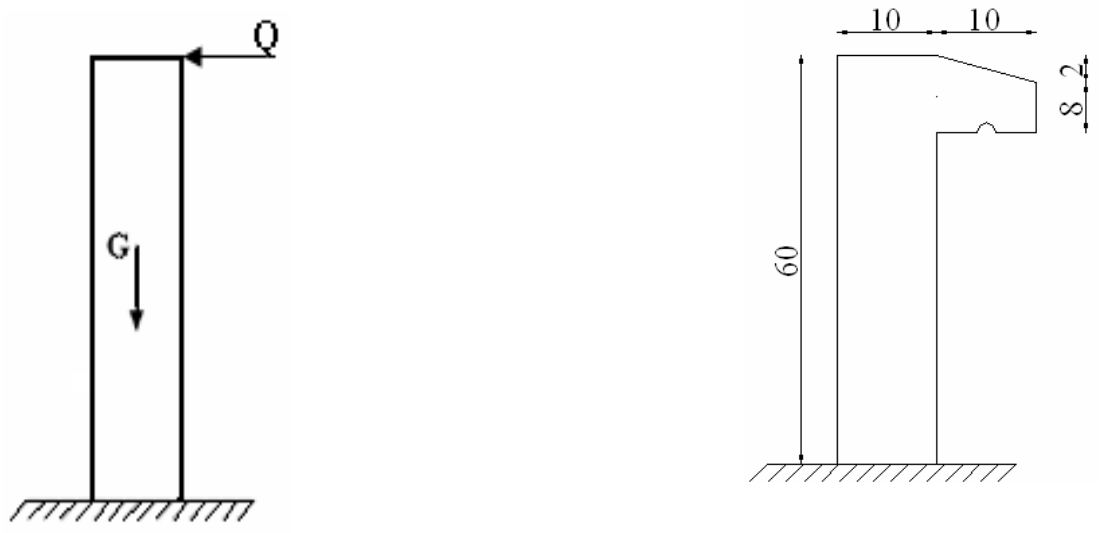


Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère

III.2.2.Calcul des efforts :

III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (poids propre) :**

$G = \gamma_{Béton} \times S$

$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.12 \times 0.08) + (0.2 \times 0.02)/2] \times 25 \times 1$

$\mathbf{G = 1.79KN}$

- **Charges d'exploitations :**

$\mathbf{Q = 1\ KN/ml}$

- **Charge due à la force horizontale (sismique) :**

L'acrotère doit être calcule sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$F_p = 4AC_pW_p$ ►► **RPA99 version 2003 [Article 6.2.3]**◄◄

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4 .1) pour la zone et le groupe d'usage appropries. A = 0,25.

C_p : Facteur de force horizontale donnée dans le tableau (6.1). $C_p = 0.8$.

W_p : Poids de l'acrotère. $W_p = 1.79$KN.

D'où alors :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.79 = 1.43\text{KN}$$

$$F_p = 1.43\text{KN} < 1.5Q = 1.5KN$$

Alors on prend le max(F_p, Q) , pour une bande de 1 m de largeur $Q = F_p = 1.5$ KN

III.2.2.2. Détermination des efforts :

Tableau III.1. Détermination des efforts

	ELU	**ELS**
Effort normal N_u(KN)	$1.35 \times G = 2.41$	$G = 1.79$
Effort tranchant T_u(KN)	$1.5 \times Q = 1.5$	
Moment d'encastrement M_u(KN/m)	$1.5 \times Q \times h = 0.9$	

III.2.3.Calcul du ferraillage :

III.2.3.1. A l'ELU :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100 x 10) cm^2 soumise à la flexion composée.

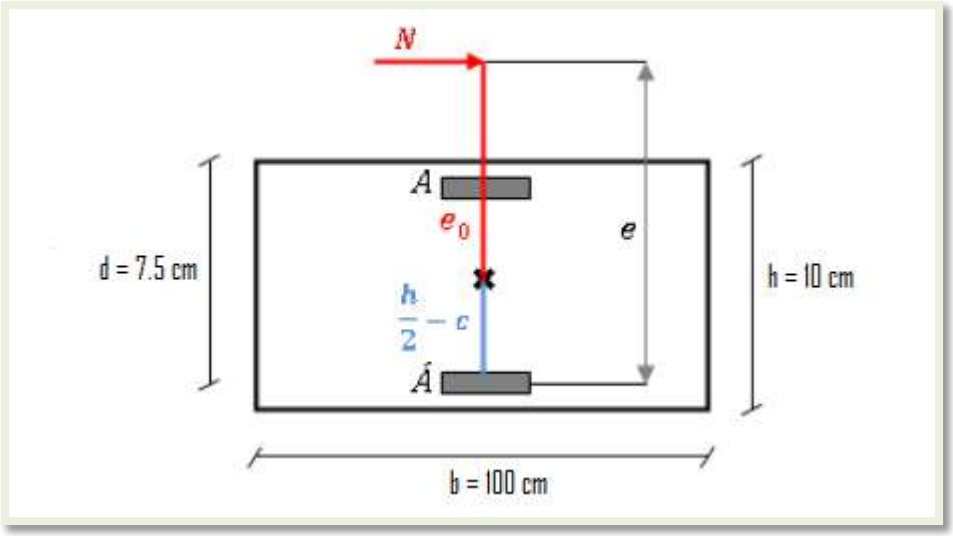


Figure III.2. Section de BA à ELU

Tableau III.2. Les données nécessaires

Données			
$\mathbf{f_{c28}}$	25 MPa	**h**	10 cm
$\mathbf{f_{t28}}$	2.1 MPa	**d**	7.5 cm
$\mathbf{f_e}$	400 MPa	**c**	2.5 cm
$\boldsymbol{\sigma_{b.adm}}$	14.2 MPa	**c′**	2.5 cm
$\boldsymbol{\sigma_{s.adm}}$	348 MPa	**b**	100 cm

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.848}{2.97} = 0.622\text{m} \Rightarrow e_0 = 62.22\ \text{cm}$$

On a: $e_0 = 62{,}22\ \text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5\ \text{cm}$

Donc le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures ⇒ la section est partiellement comprimé.

$$M_1 = N_u\left(\frac{h}{2} - c + e_0\right) = 2{,}97\left(\frac{10}{2} - 2{,}5 + 62{,}22\right)10^{-2} = 1{,}922\ \text{KN.m}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} \times \beta \times d^2)} \Rightarrow \mu = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_1 = 0\ ,\ \beta = 0.988$$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\sigma_s \times \beta \times d)} \Rightarrow A_1 = 65.96mm^2$$

$$\Rightarrow A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0cm^2$$

Donc : $A = 0{,}659cm^2$, $A' = 0cm^2$

III.2.3.2. Condition de non fragilité :

$A = 0{,}659\ cm^2 < A_{min} = (0{,}001 \text{ x b x h}) = 1\ cm^2$

Alors on adopte une section d'armature de :

$A = 5HA8 = 2{,}31\ cm^2$.

III.2.3.3. Les armatures de répartitions :

Il faut que :

$$\frac{A}{4} \leq A_{rép} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \leq A_{rép} \leq 1.15$$

Donc on prend : $A_{rép} = 5HA8 = 2.51\ cm^2$

III.2.3.4. Vérification des espacements :

$S_t = 20\ cm \leq S_{min} = \min [3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm$

$S_{rép} = 16{,}25\ cm \leq S_{min} = \min [4h = 40\ cm\ ;\ 40\ cm] = 40\ cm$

III.2.3.5. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\frac{M'_G}{N_{ser}} = \frac{I_G}{B_0 \nu_0}$

On a: $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.232.10^2}{2.2} = 56cm$

$B_0 = b \times h + 15(A + A') \Rightarrow B_0 = 1034.65cm^2$

$$\nu_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)\right]$$

$\Rightarrow \nu_1 = 5.08cm$

$$\nu_2 = h - \nu_1 \Rightarrow \nu_2 = 4.92\ cm$$

$$I_G = \frac{b}{3}(\nu_1^3 + \nu_2^3) + 15[A(\nu_2 - c)^2]$$

$\Rightarrow I_G = 8542.65cm^4$

$M'_G = M_{ser} - N_{ser}(GG')$ avec $GG' = h/2 - \nu_1 \neq 0$

$\Rightarrow M'_G = M_{ser} = 1{,}232$ KN.m

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} = \frac{1.232.10^2}{2.2} = 56\ \text{cm} > \frac{I_G}{B_0 \nu_2} = \frac{8542.65}{1034.65 \times 5} = 1.678\ \text{cm}$$

Alors la section est partiellement comprimée

- **Etude de la section :**

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$(fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}\sigma_s = 15k(d - y_1)$

- **Détermination de y_1 :**

Pour déterminer y1 on va résoudre l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$

Tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

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

$C = h/2 - e = 10/2 - 56 = -51\text{cm} < 0$

- **Application numérique :**

$\begin{cases} p = -7681.37\text{cm}^2 \\ q = 258187.14\text{cm}^2 \end{cases}$

Donc l'équation devient : $y_2^3 + 7681.37y_2 + 258187.14 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4.P^3}{27} = -4.84 \times 10^8 < 0$$

Donc : $\begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 101.20\text{cm} \end{cases}$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 54.67\ \text{cm} \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -181.0\ \text{cm} \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 64.41\ \text{cm} \end{cases}$

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

$0 < Y_1 = Y_2 + C < d$

Y_1: Distance entre la fibre la plus comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} y_2 = 54.67\text{cm} \\ y_1 = 3.67\text{cm} \end{cases}$

En revanche on a : $K = \frac{N_{ser}}{S'_G}$

Avec $S'_G = \frac{bY_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$

$S'_G = 540.73\text{cm}^3$

D'où alors : $K = \frac{2.2.10^3}{540.73} = 4.07.\frac{10^{-3}\text{N}}{\text{mm}^3}$

Donc : $\sigma_b = K.y_1 = 4.07.10^{-3} \times 36.7 = 0.149\ \text{MPa}$

$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 4.07.10^{-3} \times (75 - 36.7) = 2.33\text{MPa}$

Donc on obtient :

$$\sigma_b = 0.149\text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66\text{MPa}\ , 110\sqrt{\eta.f_{tj}} = 201.63\text{MPa}\right] \text{(CV)}$$

Donc on adoptera les sections calculées à ELU.

III.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction F qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 2.64 - \frac{1.848}{0.9 \times 0.075} = -24.73\text{KN} < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.2.3.7.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$\tau_u = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ , 4\ \text{MPa}\right] = 2.5\text{MPa}.$

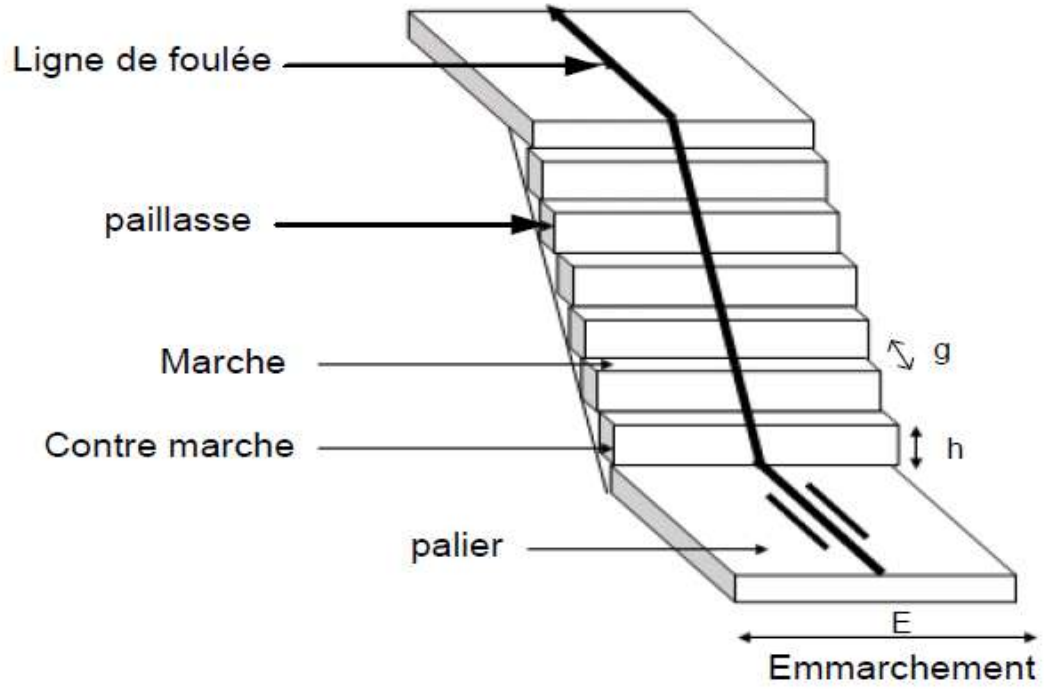
D'où alors : $\tau_u = 0.03\text{MPa} \leq \overline{\tau} = 2.5\text{MPPa}.$

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

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer d'un niveau à un autre, un escalier sert donc {monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.



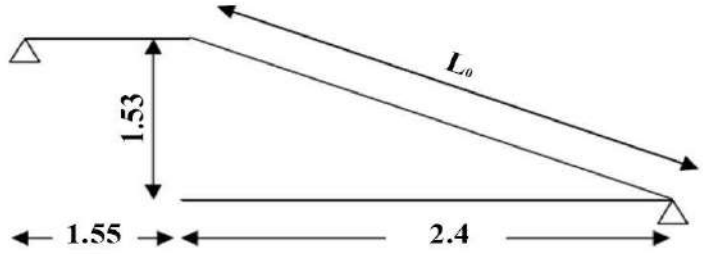
FigureIII.3.Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.3.2. Prédimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.53m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm



FigureIII.4.schéma statique de l'escalier

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. **(Condition vérifiée)**

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

tg α = H / L = 1.53/2.4 = 0.6375

donc : $\alpha = 32.51^0$

$L_0 = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} = 2.84$ m

L = 1.55 + 2.84 = 4.39 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$ → 12 .54 ≤ e ≤ 14.63

On adopte : **e = 15 cm**

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.1. Charges permanentes du palier :

Tableau III.3. charge permanente du palier de repos de l'escalier

N	Composante	Ep (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	**Lits de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre de palier**	0.15	25	3.75
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			total	**5.49**

Tableau III.4. charge permanente de la paillasse de l'escalier

N⁰	Composante	Ep (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pos	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.17	25	4.25
5	Poids de marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			total	**8.11**

III.3.3.2. Surcharge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.3.4. Détermination des efforts :

A l'E.L.U : $p_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.5. Combinaison des charges

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.11	2.5	14.69	10.61

III.3.4.1. A l'E.L.U :

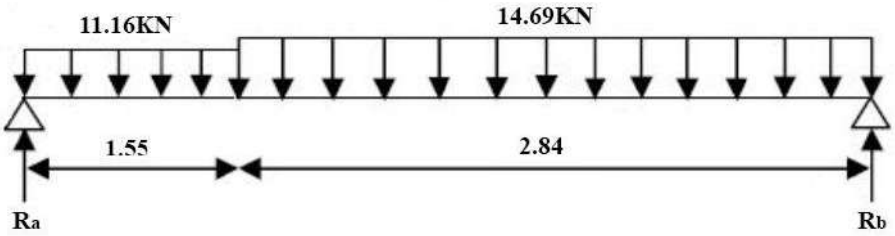


Figure III.5 Schéma statique à l'E.L.U

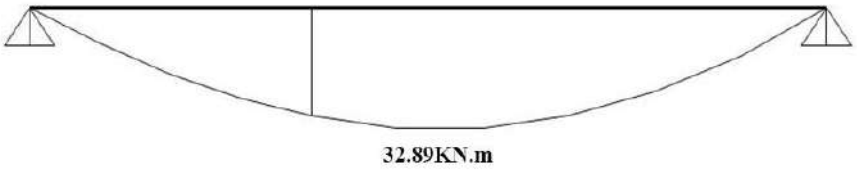


Figure III.6. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

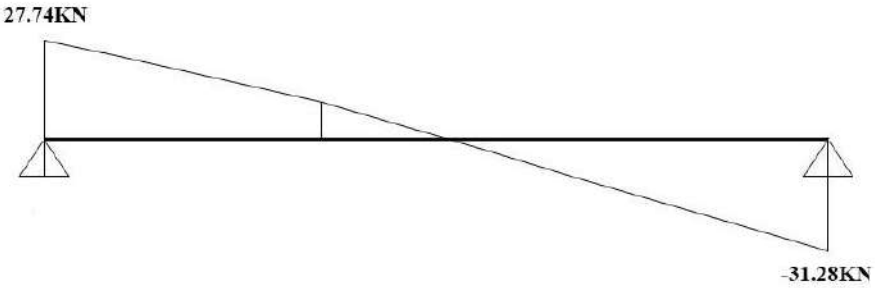


Figure III.7. diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.U

III.3.4.2. A l'E.L.S :

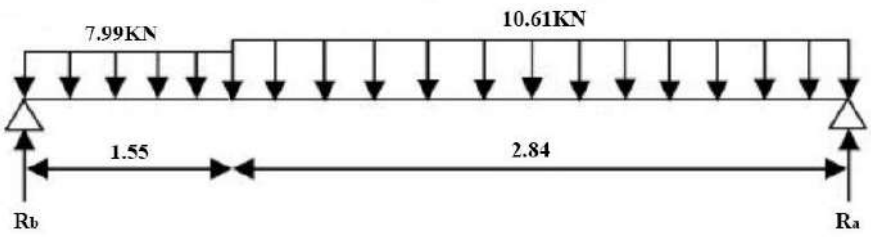


Figure III.8. Schéma statique à l'E.L.S

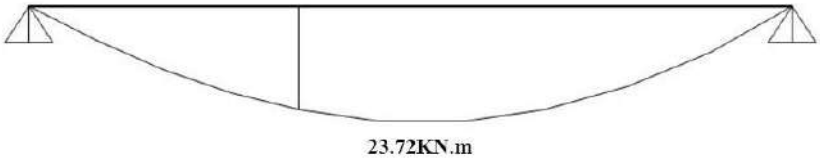


Figure III.9. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

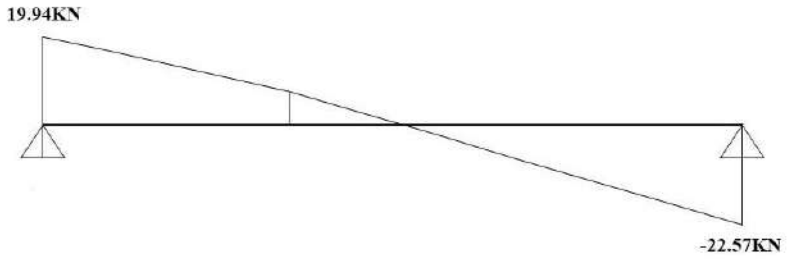


Figure III.10 . diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.S

Récapitulation :

$M_t = 0.85\ M_{max}$ $M_a = 0.5\ M_{max}$

Tableau III.6. Récapitulation des résultats

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	27.95	16.44	31.28
E.L.S	20.16	11.86	22.57

III.3.5. Ferraillage des escaliers :

Tableau III.7. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
En travée	27.95	6.9	0	**9HA12 = 10.18**
En appuis	16.44	3.9	0	**9HA10 = 7.07**

III.3.5.1. Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A = 10.18\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$

En appuis : $A = 7.07\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$

III.3.5.2. Les armatures de répartition :

Tableau III.8. Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.54$	**4HA10 = 3.14**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{5.5}{4} = 1.76$	**4HA8 = 2.32**

III.3.5.3. Vérification de l'espacement :

Tableau III.9. Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
En travée	$S_t = 10cm \leq \min[3h=45cm;33cm]=33cm$	$S_t = 30cm \leq \min[3h=45cm;33cm]=33cm$
En appuis	$S_t = 10cm \leq \min[4h=60cm;33cm]=33cm$	$S_t = 30cm \leq \min[4h=60cm;33cm]=33cm$

III.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{31.28 \times 10^3}{1400 \times 125} = 0.17$ MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ \text{MPa} ; 5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$

$\tau_u = 0.17\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33\ \text{MPa}$ **(CV)**

III.3.5.5. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b}$ = 0.6 . f_{c28} = 0.6 × 25 = 15 MPa

Tableau III.10. Vérification des contraintes

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	20.16	10.18	7.7	15	**C.V**
En appuis	11.86	7.07	5.1	15	**C.V**

III.3.5.6. Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{439}$ =0.034 $<$ $\frac{20.16}{23.33 \times 20}$ = 0.043 (c.v)

$\frac{A}{b_0 .d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{100 \times 12.5}$ = 0.0063 $>$ $\frac{2}{400}$ = 0.005 (c.n.v)

Donc le calcule de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier :

$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$ (L= 4.39 m $<$ 5 m)

Tableau III.11. Vérification de la flèche de l'escalier

A(cm^2)	M_{ser} KN.m	$\bar{f}$ (mm)	Δf (mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
10.18	20.16	8.8	8.7	**cv**

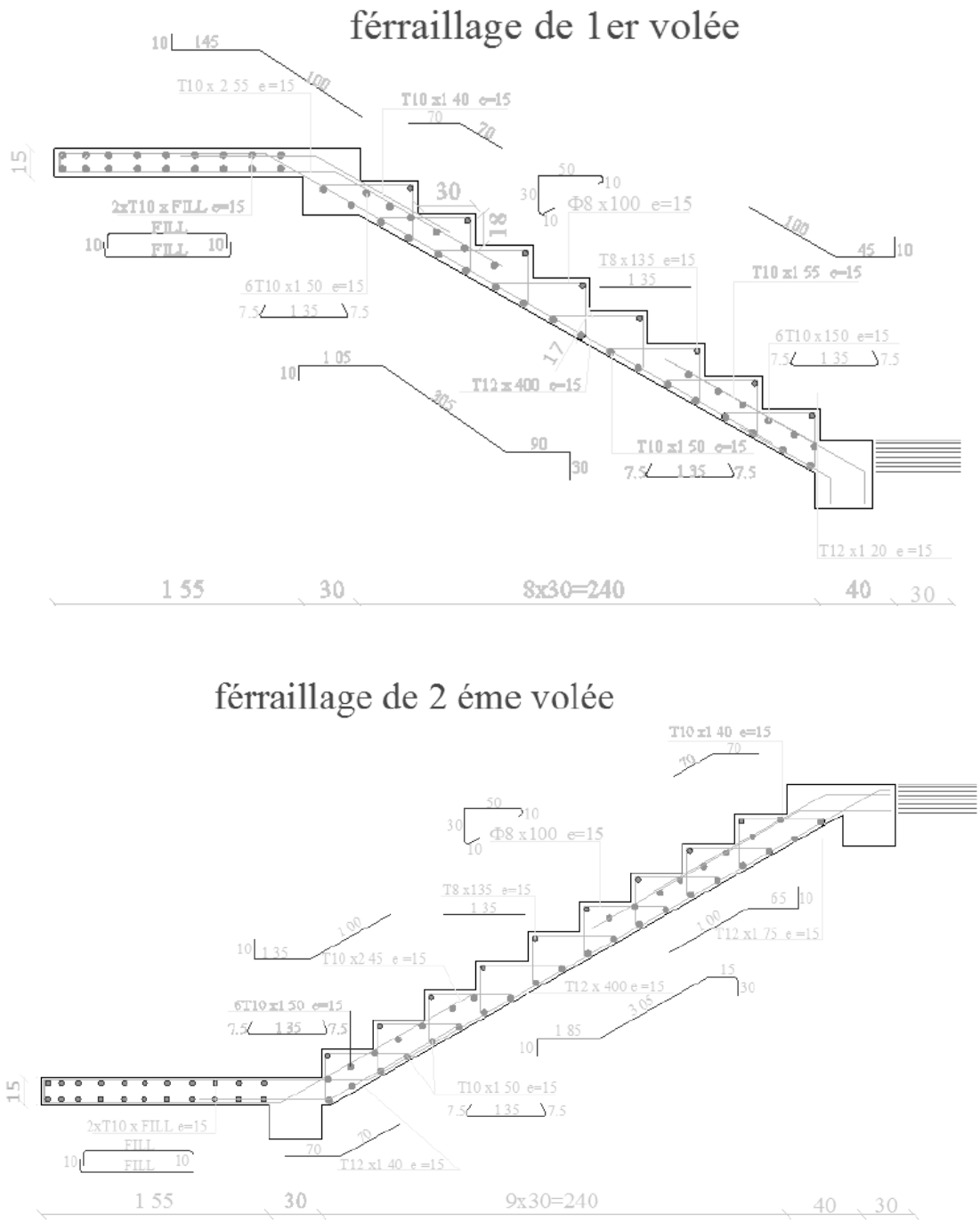


Figure III.11 . Ferraillage de volée de l'escalier

III.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle le supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple

La longueur de la poutre: L = 3.4 m.

III.4.1. Prédimensionnement :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{20}$ → 22.66 cm $\leq h \leq$ 34 cm avec L = 3.1 m

0.3 h $\leq b \leq$ 0.7 h

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm²

Vérification des prescriptions du RPA 99 :

- h = 30 cm ≥ 30 cm. **(c.v)**
- b = 30cm ≥ 20cm. **(c.v)**
- h / b = 1 cm < 4 cm. **(c.v)**

III.4.2. Charges et surcharges:

Les poutres palières sont prévues pour servir comme support à l'escalier, elles sont encastrées dans leurs extrémités et elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leurs poids propres et le mur double cloison supportant par elle même
- Charges dues aux réactions de l'escalier.

Poids propre de la poutre : 0.3 × 0.3 × 25 = 2.25 KN/ml

Poids de la double cloison : 1.25 × 2.52 = 3.15 KN/ml

Poids d'escalier : **P_u = 24.62 KN/ml**

P_{ser}= 17.67 KN/ml

E.L.U :

P_u = 1.35 × (3.15+2.25)+ 24.62 = 31.12 KN/ml

E.L.S:

P_{ser} = 2.25 + 3.15 + 17.67 = 23.07 KN

III.4.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis,la méthode R.D.M. donne :

$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$

$M_a = M_a = M_B = \frac{pl^2}{12}$

$M_t = \frac{pl^2}{24}$

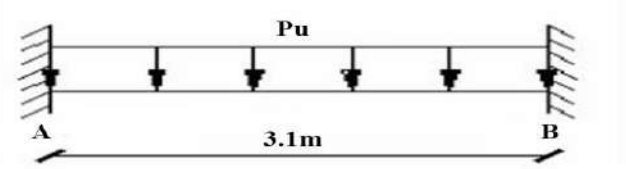


Figure III.12. Schéma statique poutre palière

A / l'E.L.U :

$\mathbf{R_A} = \mathbf{R_B} = \frac{31.12 \times 3.1}{2} = 48.23$ KN donc : $T^{max} = 48.23$ KN

$\mathbf{M_a} = \frac{31.12 \times 3.1^2}{12} = 24.92$ KN.m

$M_t = \frac{31.12 \times 3.1^2}{24} = 12.46$ KN.m

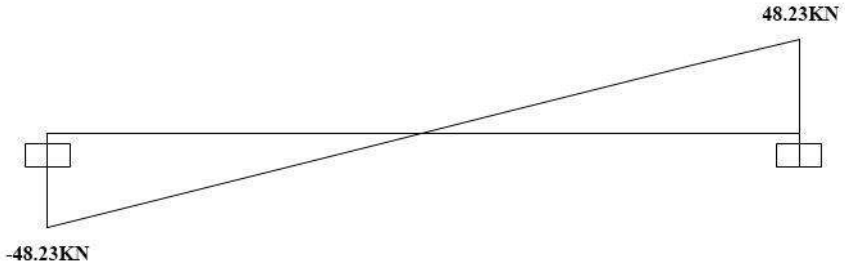


Figure III.13. diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.U

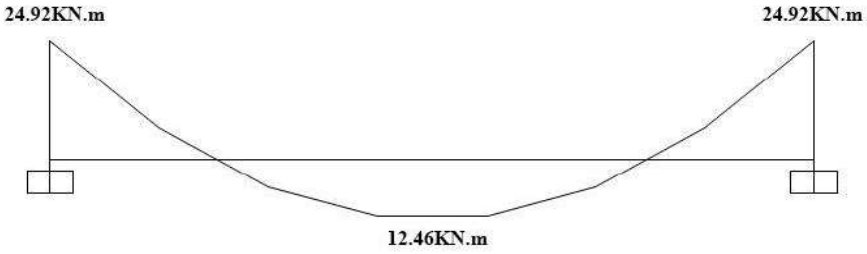


Figure III.14. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

A / l'E.L.S :

$\mathbf{R_A} = \mathbf{R_B} = \frac{23.07 \times 3.1}{2} = 35.75$ KN donc : $T^{max} = 35.75$ KN

$\mathbf{M_a} = \frac{23.07 \times 3.1^2}{12} = 18.47$ KN.m

$\mathbf{M_t} = \frac{23.07 \times 3.1^2}{24} = 9.23$ KN.m

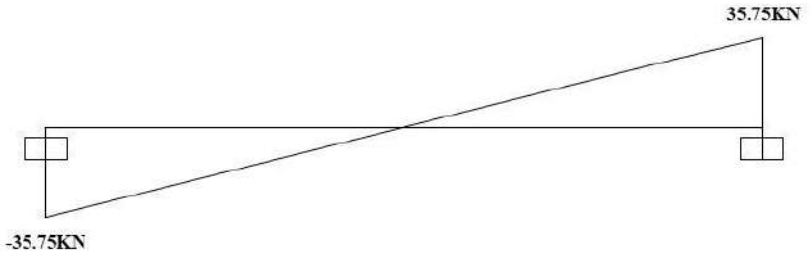


Figure III.15. diagramme de l'éffort tranchant à l'E.L.S

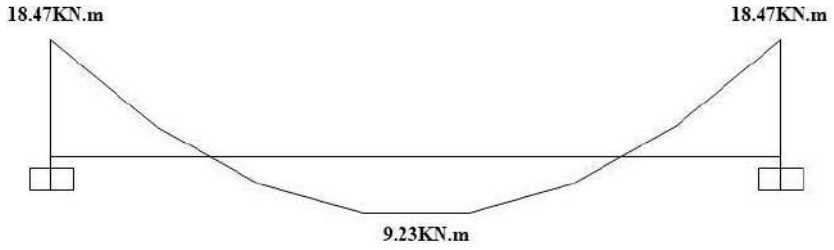


Figure III.16. diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

III.4.4. Calcul du ferraillage:

- **Armatures longitudinales:**

Tableau III.12. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u KN.m	A (cm²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm²)
En travée	12.46	1.3	0	4.5
En appuis	24.92	2.7	0	4.5

- **Condition de non fragilité :**

$\mathbf{A_{min}} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9$ cm²

$A = Max\,[A_{calculée}\,;\, A_{min}]$;

Donc on adopte : $\begin{cases} \text{en travée} : A = 3HA14 = 4.62\ cm^2 \\ \text{en appuis} : A = 3HA14 = 4.62\ cm^2 \end{cases}$

III.4.5. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{48.23 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.58$ MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

τ_u = 0.58 MPa $<$ $\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa **(CV)**

III.4.6. Vérification de compression dans la bielle de béton:

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

a =Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min [25.5 cm; 24.75 cm]=24.75 cm

V_u = 48.23 KN $<$ 495 KN

III.4.7. Vérification au voisinage de l'appui:

$V_u - M_u / 0.9 \times d = 941.81$

Donc pas de vérification a faire, la section existante « A_l » peut équilibré l'effort tranchant.

III.4.8. Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$\sigma_m = |V_u| / a\, b_0 \leq \overline{\sigma_m} = 1.3\, f_{c28} / \gamma_b$

σ_m = 0.649 MPa $<$ 21.66 MPa

III.4.9. Armatures transversales:

$\varphi_t \leq$ Min $\left[\frac{h}{35} = 8.57 ; \varphi_1 = 10 ; \frac{b_0}{10} = 30 ; \ \varphi_1 = 14\right]$ = 8.57 mm

φ_t = *8 mm*

$A_t = \frac{\pi . \varphi_t^2}{4}$ = 0.50 cm²

S_t = Min $\left[\frac{h}{4} ; 12\varphi_1 ; 30\right]$

S_t = Min [7.5 ; 9.6 ; 30] = 7 cm en zone nodale

$S_t \leq h/2$ = 15 cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

-St = 7 cm (zone nodale)

- St = 15 cm (zone courante)

$S_t \leq \overline{s_t}$ = Min [0.9d ; 40 cm] = 24.75 cm (CV)

$A_t = a_t \times n_t$ = 2 cm² (n_t = 4)

On doit vérifier:

$$S_t = \frac{A_t . f_e . \gamma_s}{b . \tau_u - 3 f_{t28}} = \frac{200 . 400 . 1.15}{300 . 0.58 - 3 . 2.1} = 54.8 \text{ cm}$$

$S_t \leq$ 54.8 cm (CV)

Section minimale d'armatures transversales :

$A_{t\,min} = 0.003.S_t .b$ (RPA99v 2003 Art 7.5.2.2)

- **Zone nodale :**

  $A_t = 1.51\ cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times 70 \times 300 = 0.63\ cm^2$

- **Zone courante :**

  $A_t = 1.51\ cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times 150 \times 300 = 1.35\ cm^2$

III.4.10. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$\boldsymbol{\sigma}_b \leq \overline{\sigma_b}$ Avec : $\left\{\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y \ ; \ \overline{\sigma_b} = 15\ MPa\right\}$

Tableau III.13. Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palière).

	$\mathbf{M_{ser}}$ **(KN.m)**	**A (cm^2)**	$\boldsymbol{\sigma}_b$ **(MPa)**	$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	$\boldsymbol{\sigma}_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	9.23	4.62	1.9	15	**C.V**
En appuis	18.47	4.62	5.5	15	**C.V**

III.4.11. Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées

$\frac{h}{L_x} = \frac{30}{310} = 0.096 < \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.1$ (c.v)

$\frac{A}{b_0.d} = 0.0056 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ (c.v)

III.5. Planchers :

III.5.1. Plancher à corps creux :

III.5.1.1. Introduction:

Le plancher à corps creux est constitue de poutrelles préfabriquées associés à des corps creux, de dimension (16*65), avec une table de compression d'épaisseur (4cm).

III.5.1.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par:

- une section en (Té) en travées;
- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65.L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

a.1. Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau III.15. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

Charges permanentes **G**	
Poids de poutrelle : 0,12*0,04*25 = 0,12KN/ml	**1.94 KN/ml**
Poids du corps creux: 0,65*0.20*14 = 1.82KN/ml	
Surcharges d'exploitation **Q**	
0,65*1 = 0,65 KN/ml	**2.15KN/ml**
Poids de l'ouvrier et les matériaux Q = {1 kN; 0,5 kN/m de portée} = 1,5KN	

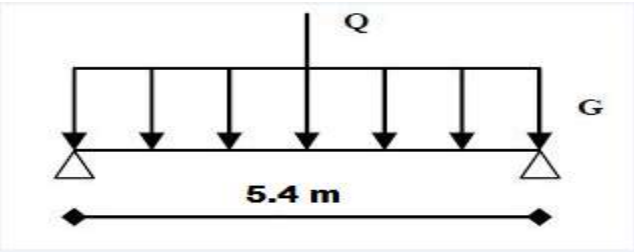


Figure III.17. Schéma statique de la poutrelle

a.2. Calcul des moments :

$\mathbf{P_u}$ = 1.35 G + 15 Q ; P_{ser} = G + Q

$M_u = \frac{P_u L^2}{8}$; $M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8}$

Le tableau III.16. les moments statiques des poutrelles.

$\mathbf{P_u}$ **(KN/ml)**	$\mathbf{P_{ser}}$ **(KN/ml)**	$\mathbf{M_U}$ **(KN.m)**	$\mathbf{M_{ser}}$ **(KN.m)**
5.84	4.09	21.28	14.90

a.3. Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$\mathbf{M_U}$ = 21.28 KN.m ; b = 12 cm ; d = 2.5 cm ; σ_{bc} = 14.2 MPa

$\mu = \frac{\mathbf{M_u}}{\mathbf{b.d^2}.\sigma_{bc}} = 19.98 > \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_s' \neq 0$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton à des distances de 1m.

b. Calcul des poutrelles après le coulage :

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

b. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.17. Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S

	G KN/m²	**Q KN /m²**	$\mathbf{P_u}$ **KN/m**	$\mathbf{P_{ser}}$**KN/m**
Plancher terrasse	6.5 × 0.65 =4.22	1 × 0.65 =0.65	6.67	4.87
Plancher courant	5.94 × 0.65=3.86	1.5×0.65=0.97	6.66	4.83

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

- **poutrelle à six (06) travées :**

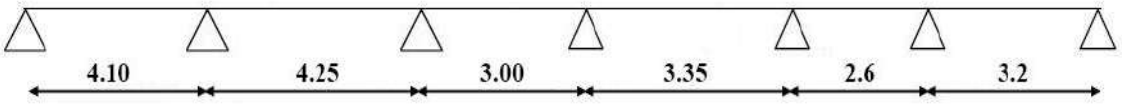


Figure III.18. Schéma statique de poutrelle à six travées

- **poutrelle à deux (02) travées :**

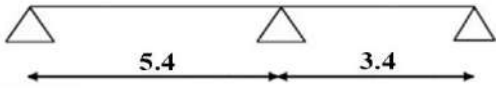


Figure III.19. Schéma statique de poutrelle à deux travées

b.2. Méthode de calcul :

b.2.1. Exposé de la méthode forfaitaire :

-Condition d'application :

$$\begin{cases} -\text{ La charge d'exploitation : } \quad Q \leq \begin{cases} 2G \\ \mathbf{5\ KN/m^2} \end{cases} \\ -\text{ le moment d'inertie est constant dans toutes les travees.} \\ -\text{ Le rapport entre les travées successives est compris entre } \mathbf{0.80} \text{ et } \mathbf{1.25} \\ -\text{ La fissuration est peu nuisible.} \end{cases}$$

Dans notre cas le rapport entre les travées successives de poutrelle de six travées est inferieur à 0.8 est la poutrelle de deux travées est supérieur à 1.25

- **Poutrelle de six travées :**

$\frac{3}{4.25} = 0.7 < 0.8$

- **Poutrelle de deux travées :**

$\frac{5.4}{3.4} = 1.58 > 1.25$

-Remarque

la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appelle à la méthode de Caquot.

Exposé de la méthode Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Moment sur appuis

$* M_a = 0{,}15 M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ de\ rives$

$* M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8{,}5\left(l_w' + l_e'\right)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ \text{int}ermédiaires$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

Q_w: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

Q_e: Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e » à droite, avec :

l'=l……pour une travée de rive

l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Détermination des sollicitations a L'E.L.U et a L'E.L.S:

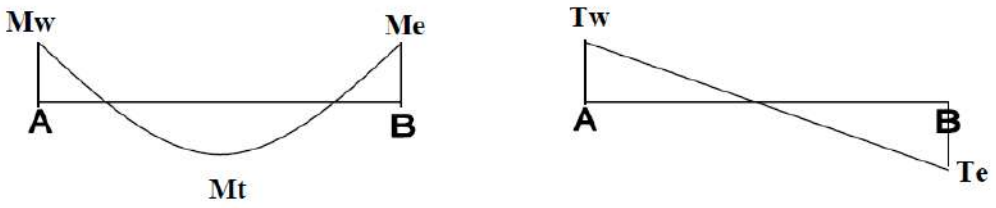


Figure III.20. diagramme des sollicitations

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

à L'ELU :

Tableau III.18. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) :

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	24.31	13.11	4.86	17.54	20.35	-15.66
B-C	9.63	-0.1	17.54	1.92	6.74	-15.93

Tableau III.19. Les sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU) :

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	14.01	6.96	2.80	11.32	24.31	-3.03
B-C	15.05	5.80	11.32	7.18	13.19	-15.14
C-D	7.50	1.36	7.18	5.10	9.31	-10.69
D-E	9.35	4.47	5.10	4.65	11.03	-11.30
E-F	5.63	0.20	4.65	6.20	9.26	-8.07
F-G	8.53	4.58	6.20	1.70	9.26	-12.07

à L'ELS :

Tableau III.20. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) :

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	17.75	9.57	3.55	12.81	14.86	-11.43
B-C	7.45	0.3	12.81	1.49	4.94	-11.6

Tableau III.21. Les sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS) :

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	10.23	3.57	2.04	11.27	12.23	-773
B-C	10.99	2.73	11.27	5.24	8.98	-11.76
C-D	5.47	0.98	5.24	3.73	6.79	-7.81
D-E	6.83	3.26	3.73	3.4	8.05	-8.25
E-F	4.11	0.2	3.4	4.42	6.72	-5.93
F-G	6.23	3.4	4.42	1.24	6.79	-8.78

Récapitulations :

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

TableauIII.22. Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L'ELU et L'ELS

	ELU			**ELS**	
	M_a(kN.m)	**M_t(kN.m)**	**T(kN)**	**M_a(kN.m)**	**M_t(kN.m)**
sollicitations	17.54	13.11	24.31	12.81	9.57
référence	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à 6 travées,	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à 2 travées,

III.5.1.3. Ferraillage des poutrelles :

a. Armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

M0> Mt Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

$M_0 < M_t$ Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section

rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

b =65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=20 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0 =12 cm

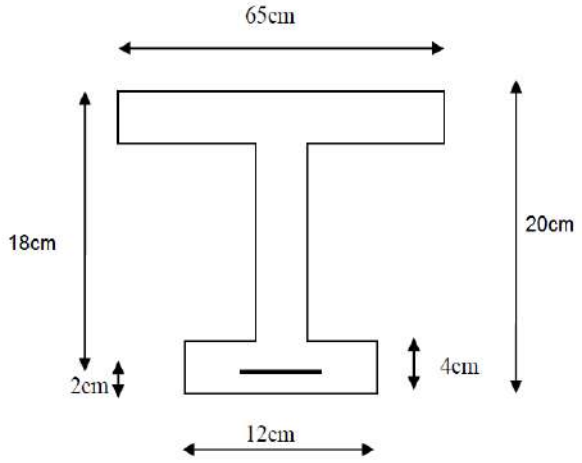


Figure III.21. Dimension de la poutrelle

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table

$M_0 = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - h_0 / 2)$

A.N 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

EN travée : (b × h) = (65 × 20) cm^2 en flexion simple.

Aux appuis : (b_0 × h) = (12 × 20) cm^2 en flexion simple

Tableau III.23. Calcul des sections d'acier du poutrelle

	$M_u(KN.m)$	$A\ (cm^2)$	A ' (cm^2)	$A_{adopt}\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	13.11	2.1	0	3HA12= 3.39	1.3
Aux appuis	17.54	2.9	0	2HA14= 3.08	1.3

D'après les calcules des poutrelles on trouve les sections d'armatures suivante:

A = Max [A_{adopte} ; A_{min}]

En appuis: $A = 2HA14 = 3.08\ cm2$

En travée: $A = 3HA12 = 3.39\ cm2$

b. armatures transversales et l'éspassement

Selon le $BAEL91$: le Diamètre Φt des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi\right)$

φ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales

φ_t = min (0.63, 1.2 ,1)

On adopte $\varphi_t = 0.6cm = 6mm$

On choisit : $A\ t$ = 2HA8 = $1.01cm^2$

III.5.1.4.Vérification Selon les règlements :

- **Selon le BAEL91 :**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma s(\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K)}{0{,}9\, fe.(\cos a + \sin a)} & (K = 1\ pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \quad a = 90° \\ \dfrac{A_t\, fe}{b_0 S_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} = 0{,}0121 \geq \dfrac{\gamma s(\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K)}{0{,}9\, fe.(\cos a + \sin a)} = 0{,}0094 \quad (K = 1\ pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \quad a = 90° \\ \dfrac{A_t\, fe}{b_0 S_t} = 2{,}8408 \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) = 0{,}4MPa \end{cases}$$

$S_{t1} \leq 24\ cm$

$S_{t2} \leq 18\ cm$

$S_{t3} \leq 47.5\ cm$

- **RPA 99 version 2003 :**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} = 0{,}038 \geq 0{,}003 b_0 = 0{,}036 \\ A_t = 0{,}57 \geq \dfrac{0{,}4 b_0 S_t}{fe} = 0{,}19 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\, b_0 \\ S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi \quad 1\right) \; zone\; nodale \\ S_t \leq \frac{h}{2} \qquad\qquad zone\; courannte \end{cases}$$

$S_t \geq 15.8cm$

$S \leq 5.5\ cm$

$S \leq 11cm$

Donc on choisit: S_t **= 10** cm

III.5.1.5. Vérification de contrainte de cisaillement :

La fissuration est peu nuisible :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :T_u^{max}=24.31 kN.

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

Telque :

$$\bar{\tau}_u = Min\left\{0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3{,}33MPa.....Fissuration\ peu\ nuisible$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1.12MPa \prec \bar{\tau}_u .....Vérifiée$$

Au voisinage des appuis :

- **Vérification de la compression du béton:**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=*24.31kN* (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{24.31.10^3}{0{,}9x120x180} = 1.25MPa \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s = 2{,}67cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0{,}37cm^2 .....Vérifiée$$

III.5.1.6. Vérification des contraintes à L'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante

Tableau III.24. Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S du poutrelle

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	9.57	3.39	3.9	15	C.V
En appuis	12.81	3.08	5.4	15	C.V

III.5.1.7.Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifiés :

$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{540} = 0.037 < \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.053$ (c.v)

$\frac{A}{b_0.d} = 0.010 < \frac{2.26}{f_e} = 0.56$ (c.v)

III.5.1.8. La table de compression :

La table de compression a une épaisseur de 6 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes.

-Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale 20cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

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

$A_s \geq \frac{4 \times L}{f_e}$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

As : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

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

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20x20)2, et de nuance $TLE520$; fe = 520 MPa ; **φ**= 5mm.

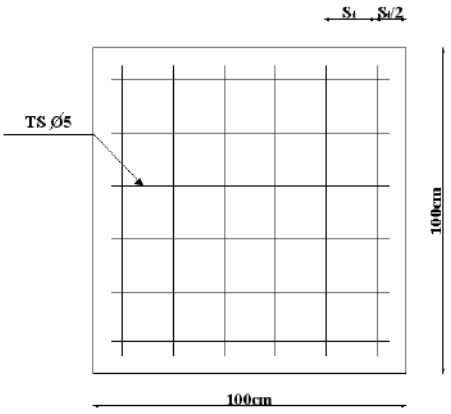


Figure III.22. Férraillage de la table de compression

III.5.2. Plancher à dalles pleines :

III.5.2.1. Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par Rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis. il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

III.5.2.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

a. Théorie :

La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport au déformation plastique. L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes:

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.

2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

b. Hypothèse de calcul :

a) Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.

b) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.

c) Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

c. principe de calcul :

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

c.1. Travail externe :

$$T_{ext} = \Sigma PV$$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

V: volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

c.2. Travail interne:

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$$T_{int} = \sum M_i.L_i.\theta_i$$

Avec :

M_i : moment plastique nominal par unité de longueur.

L_i : la projection de la ligne de rupture sur un axe.

θ_i : la rotation de la ligne de rupture.

III.5.2.3. Calcul des dalles triangulaires

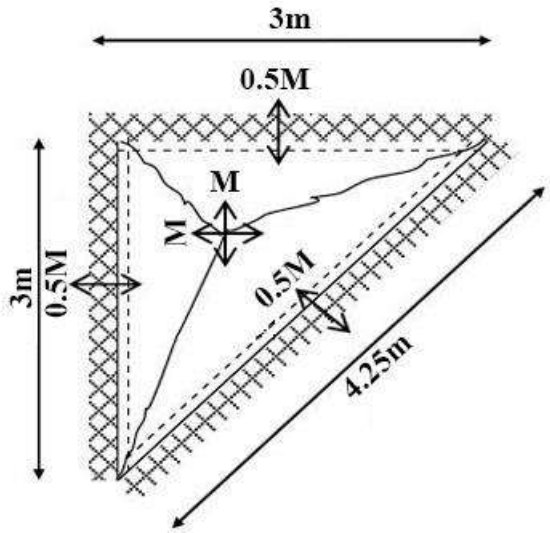


Figure III.23. Effort dans la dalle

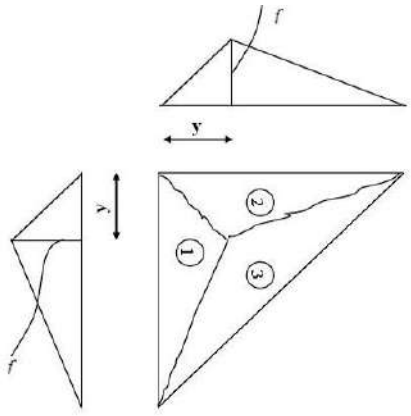


Figure III.24. Déplacement des zones rigides

L_x = 3.00 m ; l_y = 3.00 m ; l = 4.25cm

III.5.2.3.1. Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 6.5KN/m² ; Q = 1 KN/m² $\begin{cases} P_u = 10.27\ KN/m^2 \\ P_s = 7.50\ KN/m^2 \end{cases}$

Plancher courant :

G = 5.94 KN/m² ; Q = 1.5 KN/m² $\begin{cases} P_u = 10.26\ KN/m^2 \\ P_s = 7.44\ KN/m^2 \end{cases}$

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 10.27 KN/m²

P_{ser} = 7.50 KN/m²

III.5.2.3.2. Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int} = T_{ext}$

a. travaille externe :

$T_{ext(1)} = p_u \frac{l_y\, y}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext(2)} = p_u \frac{l_x\, y}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext(3)} = p_u \left(S - \frac{l_y\, y}{2} - \frac{l_x\, y}{2}\right) \frac{f}{3}$

Donc : $T_{ext} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = p_u\, S \frac{f}{3}$

Alors : $T_{ext} = p_u \frac{l_y\, l_x}{6} f$

AN : lx = 3.00 m ; ly = 3.0 m → Text = 1.5Pu f

b. Travail interne :

$T_{int} = T_{int}(+) + T_{int}(-)$

$T_{int}(1) = Ml_x \frac{f}{y} + 0.5\ Ml_x \frac{f}{y} = 1.5 Ml_x \frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = Ml_y \frac{f}{y} + 0.5\ Ml_y \frac{f}{y} = 1.5 Ml_y \frac{f}{y}$

$T_{int}(3) = 1.5\ Mf \frac{L}{2}\left[\frac{1}{l_x - 2y} + \frac{1}{l_y - 2y}\right]$

$T_{int} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = 1.5\ Mf \left[\frac{l_x}{y} + \frac{l_y}{y} + \frac{l}{2}\left(\frac{1}{l_x - 2y} + \frac{1}{l_y - 2y}\right)\right]$

Alors : $T_{int} = T_{ext}$ nous donne :

$$M = \frac{1.5Pu}{1.5\left[\frac{l_x}{y} + \frac{l_y}{y} + \frac{l}{2}\left(\frac{1}{l_x - 2y} + \frac{1}{l_y - 2y}\right)\right]}$$

$P_u = f(y) \rightarrow \left\{\frac{dP}{dy} = 0\right\}$ après le calcul on trouve $\{y = 0.94m\}$

Alors : M_u = 1.01 KN.m

M_{ser} = 0.73 KN.m

III.5.2.3.3. Ferraillage :

- **Les armatures longitudinales**

Le moment an travée suivant les deux sens :

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M = 0.85$ KN.m

Le moment on appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M = 0.5$ KN.m

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; $\overline{\sigma_b}$ = 14.2 Mpa ; σ_s = 348 Mpa.

Tableau III.26. Calcul des sections d'acier de la dalle triangulaire

	Sens	M_u (KN.m)	A_{min} (cm²)	$A_{calculé}$ (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)
Travée	**x**	0.85	1.5	1.7	**4HA10=3.14**
	y	0.85	1.5	1.7	**4HA10=3.14**
Appuis	**x**	0.50	1.5	1.7	**4HA10=3.14**
	y	0.50	1.5	1.7	**4HA10=3.14**

- **Les armatures de répartition :**

Tableau III.27. calcul da la section des armatures de répartition

	A_x (cm²)	A_{adopte} (cm²)
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$	**4HA8 = 3.14**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$	**4HA8 = 2.32**

III.5.2.3.4. Vérification de l'espacement :

Tableau III.28. l'espacement entre les armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
En travée	S_t = 30cm ≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	S_t = 30cm ≤ min [3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	S_t = 30cm ≤min[4h=60cm;33cm]=33cm	S_t = 30cm ≤ min [4h=60cm;33cm]=33cm

III.5.2.3.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

Le moment an travée suivant les deux sens :

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M = 0.62$ KN.m

Le moment on appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M = 0.36$ KN.m

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\sigma_b}$ Avec : $\left\{\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y \ ; \ \overline{\sigma_b} = 15\ MPa\right\}$

Tableau III.29 . Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	0.62	3.14	0.2	15	**c.v**
	0.62	3.14	0.2	15	**c.v**
En appuis	0.36	3.14	0.1	15	**c.v**
	0.36	3.14	0.1	15	**c.v**

III.5.2.3.6. Vérification de l'effort tranchant:

$$V_{ux} = \frac{p_u \times l_x \times l}{2l_x + l_y} = \frac{10.27 \times 2.45 \times 3.5}{2 \times 2.45 + 3} = 11.14\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times l_x \times l}{3l_y} = \frac{10.27 \times 2.45 \times 3.5}{3 \times 3} = 9.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{11.14 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.089 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \times d} = \frac{9.78 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.078 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_{ux} = 0.089$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa (C.V)

τ_{uy} = 0.078 MPa $<$ $\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa (C.V)

III.5.2.4. Calcul des dalles rectangulaire :

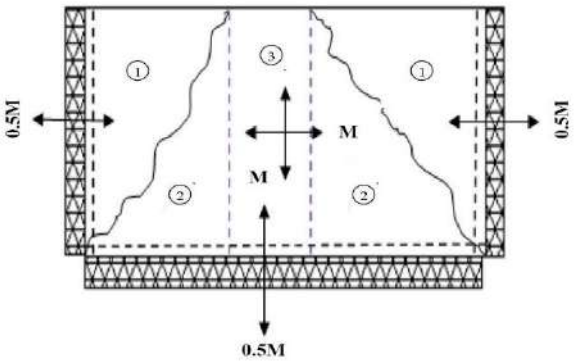


Figure III.25. Effort dans la dalle

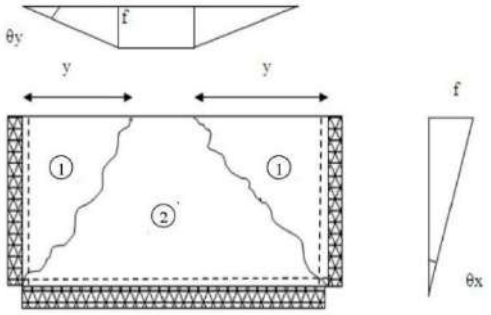


Figure III.26. Déplacement des zones rigides

L_x = 0.55 m ; l_y = 4.25 m

III.5.2.4.1. Calcul de la charge totale :

Plancher courant :

G = 5.94 KN/m² , Q = 1.5 KN/m² ; $\begin{cases} P_u = 13.67\ \text{KN/m}^2 \\ P_s = 9.96\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$

G_{dc} = 2.52 KN/m²

III.5.2.4.2. Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int} = T_{ext}$

a. Travail externe :

$T_{ext(1)} = p_u \frac{l_x\, y}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext(2)} = p_u \frac{y\, l_x}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext(3)} = p_u\, (l_y\text{-}2y) l_x \frac{f}{2}$

Donc : $T_{ext} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}\,(i)$

Alors : $T_{ext} = 1.06\ p_u\ f$

b. Travail interne :

$T_{int} = T_{int}(+) + T_{int}(-)$

$T_{int}(1) = 2 \times (Ml_x \frac{f}{y} + 0.5\ Ml_x \frac{f}{y}) = 2\times(1.5Ml_x \frac{f}{y})$

$T_{int}(2) = 2yM \frac{f}{l_x} + 0.5\ M\ l_y \frac{f}{l_x}$

$T_{int} = \sum_{i=1}^{2} T_{int}(i) = Mf \times \left(\frac{2y}{l_x} + 0.5\frac{l_y}{l_x} + 3\frac{l_x}{y}\right)$

Alors : $T_{int} = T_{ext}$ nous donne :

$$M = \frac{1.06Pu}{\frac{2y^2+2.12y+0.9}{0.55y}}$$

$P_u = f(y) \rightarrow \left\{\frac{dP}{dy} = 0\right.$ après le calcul on trouve $\{y = 0.48\ m$

Alors : M_u = 1.78 KN.m

M_{ser} = 1.29 KN.m

III.5.2.4.3. Ferraillage :

- **Les armatures longitudinales**

Le moment an travée suivant les deux sens :

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M$ = 1.51 KN.m

Le moment on appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5$ M = 0.89 KN.m

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; $\overline{\sigma_b}$b = 14.2 Mpa ; σ_s = 348 Mpa.

Tableau III.30. Calcul des sections d'acier de la dalle rectangulaire

	Sens	M_u (KN.m)	A_{min} (cm²)	$A_{calculé}$ (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)
Travée	**x**	1.51	2	2.2	**4HA10=3.14**
	y	1.51	2	2.2	**4HA10=3.14**
Appuis	**x**	0.89	2	2.2	**4HA10=3.14**
	y	0.89	2	2.2	**4HA10=3.14**

- **Les armatures de répartition :**

Tableau III.31. calcul da la section des armatures de répartition

	A_x (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$	**4HA8 = 3.14**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$	**4HA8 = 2.32**

III.5.2.4.4. Vérification de l'espacement :

TableauIII.32. l'espacement entre les armatures

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartition**
En travée	S_t=30cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	S_t=30cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	S_t=30cm≤min[4h=60cm;33cm]=33cm	S_t=30cm≤min[4h=60cm;33cm]=33cm

III.5.2.4.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

Le moment an travée suivant les deux sens :

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M = 1.09$ KN.m

Le moment on appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M = 0.64$ KN.m

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ Avec : $\left\{\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y \ ; \ \overline{\sigma_b} = 15\ MPa\right\}$

Tableau III.33. Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	1.09	3.14	0.2	15	**c.v**
	1.09	3.14	0.2	15	**c.v**
En appuis	0.64	3.14	0.1	15	**c.v**
	0.64	3.14	0.1	15	**c.v**

III.5.2.4.6. Vérification de l'effort tranchant:

$$V_{ux} = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_x + l_y} = \frac{13.67 \times 0.55 \times 4.25}{2 \times 0.55 + 4.25} = 5.97 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{13.67 \times 0.55 \times 4.25}{3 \times 4.25} = 2.50 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{5.97 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.034 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \times d} = \frac{2.50 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.014 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{ux} = 0.034$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa (C.V)

$\tau_{uy} = 0.014$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa (C.V)

CHAPITRE IV

Etude sismique

IV. L'étude sismique :

IV.1. Introduction :

Une grande partie d'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importance secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les ossatures des bâtiments ou même la ruine totale, il est donc nécessaire de faire une étude au séisme a fin d'assurer un seuil minimal de protection des biens et des personnes.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le ►► **RPA99 version 2003** ◄◄. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

La régularité en plan de notre projet n'est pas vérifiée et même la hauteur est supérieure à 17m, la méthode de calcul choisie est la méthode d'analyse modale spectrale.

Toutefois, la méthode statique équivalente sera utilisée uniquement pour la vérification de la condition du « RPA99 version 2003 » :

$$\mathbf{V}\,(\mathbf{dynamique}) > \mathbf{80\%}\,\mathbf{V}\,(\mathbf{statique}).$$

IV.2.1. Méthode dynamique modale spectrale :

A. Principe :

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 efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g}\begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots T_2 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots T_2 \le T \le 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \dots\dots\dots\dots\dots\dots T \ge 0.3s \end{cases}$$

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

- L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique III », wilaya d'Alger

  Donc : $\mathbf{A = 0.25}$ [RPA : Tab.4.1]

Tableau.IV.1.facteur d'accélération

Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

η : Facteur de correction d'amortissement :

Donné par la formule : $\boldsymbol{\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7}$

Avec : **ξ :** Pourcentage d'amortissement critique ($\boldsymbol{\xi = 7\%}$) [RPA : Tab.4.2]

Donc : $\boldsymbol{\eta = 7.}$

- **Q : Facteur de qualité** ($\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$)

Tableau IV.2.Facteur de qualité

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	observé	valeur	observé	valeur
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en évaluation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q = 1.1$ **►► RPA99 version 2003 [Tab.4.4] ◄◄**

- R : coefficient de comportement de la structure : il est en fonction de système de contreventement, R=5.

Tableau.IV.3.Coefficient de comportement R

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	**Béton armé**	
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

- T : période caractéristique associées à la catégorie de site **►► RPA99 version 2003 [Tab. 4.7] ◄◄**

  Site meuble **(S3)**

$$\begin{cases} T_1 = 0{,}15s \\ T_2 = 0{,}5s \end{cases}$$

- β = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau .IV.4.Coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés	0.20
2	Bâtiment recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunion avec place debout	0.30
3	Salles de classes, restaurant, dortoirs, salles de réunion avec places assises	0.40
4	Entrepôts, hangars	0.50
5	Archives, bibliothèque, réservoirs et ouvrage assimiles	1.00
6	Autres locaux non visés ci-dessous	0.60

$\beta = 0{,}20$ [RPA : Tab.4.5]

$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Qi}$

$W_i = W_{G_i} + (0.20) W_{Qi}$

IV.3. Caractéristiques géométrique du projet :

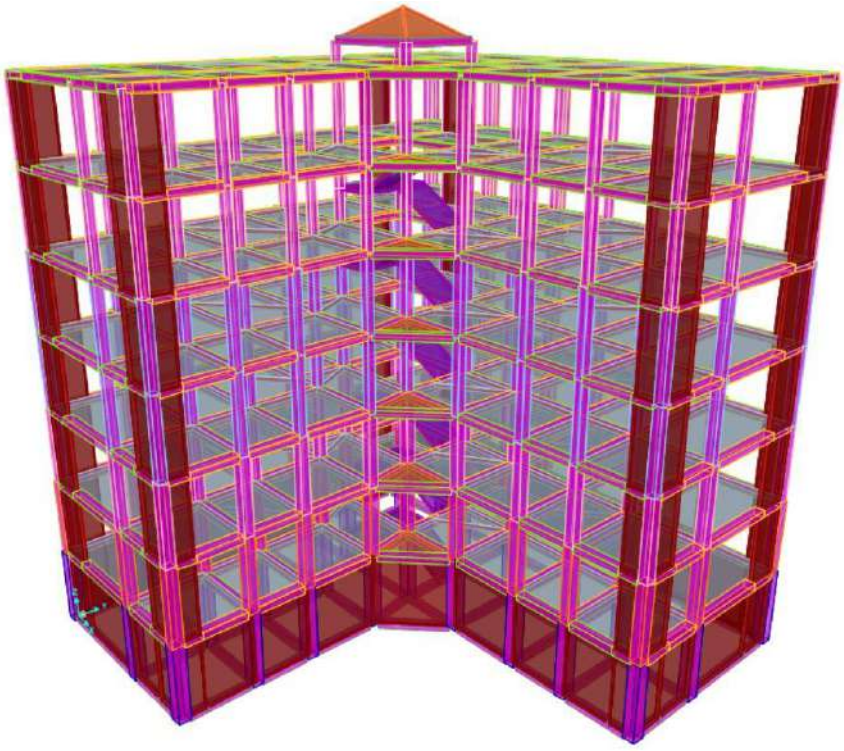


Figure IV.1.Vue de face de la structure (modèle en 3D)

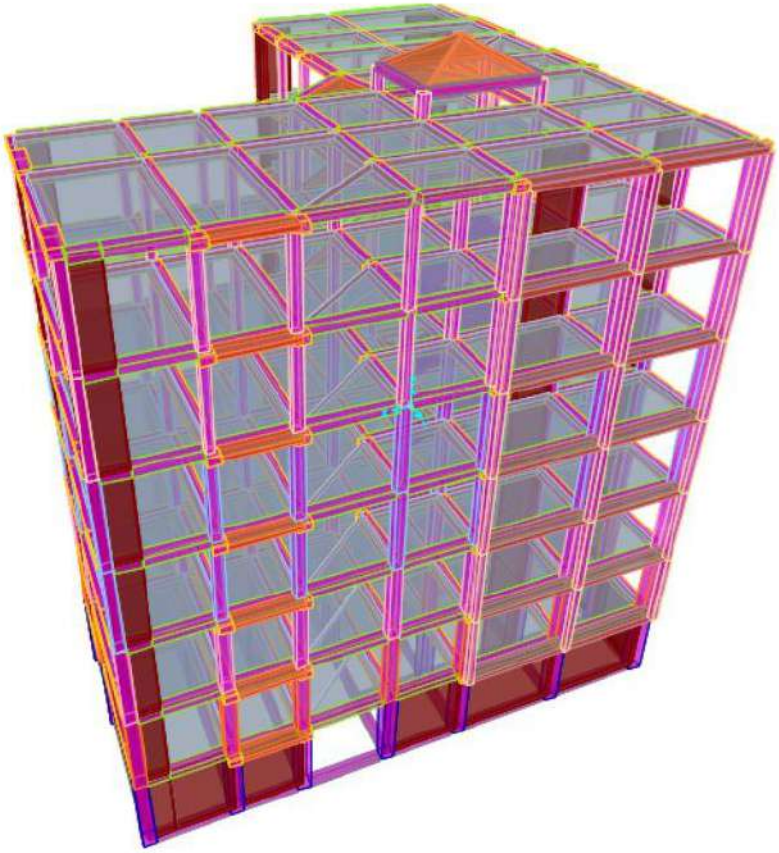


Figure IV.2.Vue de posterieur de la structure(modèle en 3D)

IV.3.1. Centre de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul de masse de chaque élément de la structure (poteaux, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons…etc.)

On choisit convenablement un système d'axes orthonormé à un niveau pour repérer le centre de masse qui est donné par les formules suivantes :

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

Avec : $\sum W_i$: le poids total de chaque niveau (le poids de plancher, poutres, poteaux, escaliers, balcons, cloisons, l'acrotère et les charges d'exploitations).

Xi , Yi : Les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_G, Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère globale.

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation.
- tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$\mathbf{X_T = \frac{\sum I_{YG_i} . X_i}{\sum I_{YG_i}}} \qquad \mathbf{Y_T = \frac{\sum I_{XG_i} . Y_i}{\sum I_{XG_i}}}$$

Avec : $I_{X_{G_i}}$; $I_{Y_{G_i}}$ l'inertie suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_T ,Y_T : Les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

1- Excentricité théorique (statique) :

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

$$\mathbf{e_x = |X_T - X_G|} \ ; \ \mathbf{e_y = |Y_T - Y_G|}$$

2- Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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 additionelle des plans :

$$\begin{cases} \mathbf{E_x = 0,05L_x} \\ \mathbf{E_y = 0,05L_y} \end{cases}$$

IV.4.Etude de projet :

IV.4.1. Caractéristiques géométrique :

1- Centre de masse et centre de torsion :

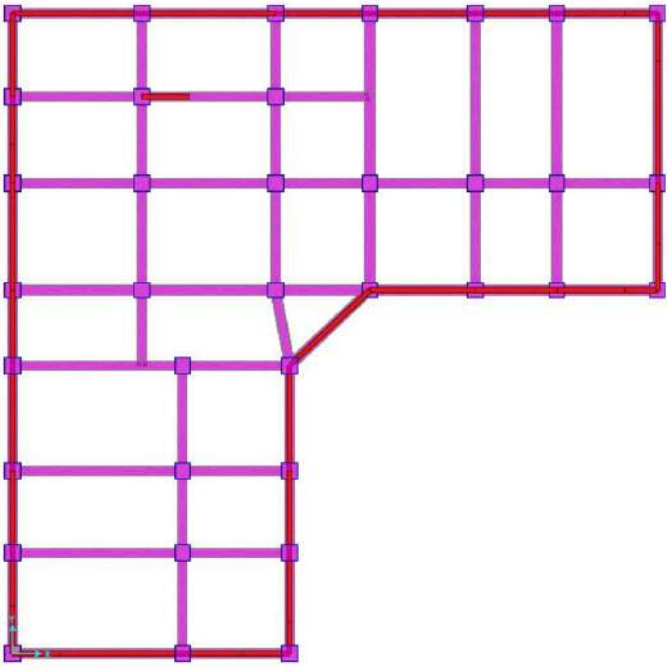


Figure IV.3.Disposition des voiles (vue en plan)

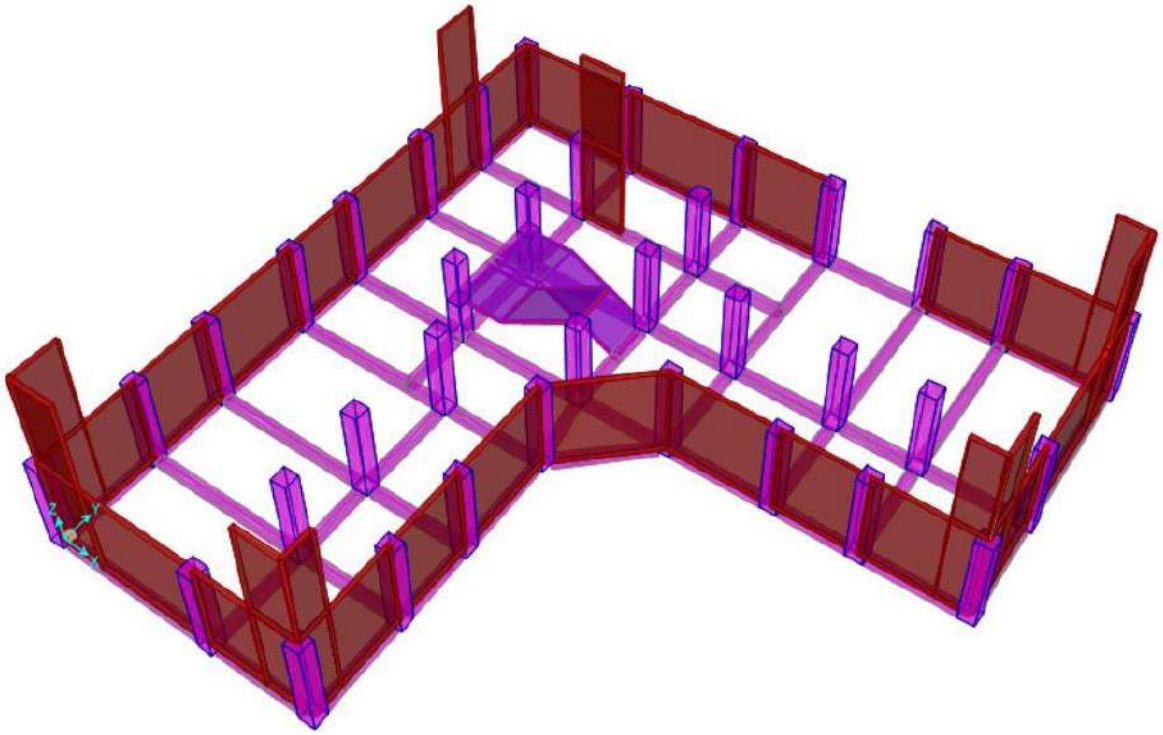


Figure IV.4 : disposition des voiles (vue en 3D)

Tableau IV.5 : Centre de masse et centre de torsion

Niveau	centre d'inertie		centre de Masse	
Diaphragme N°	X_R (m)	Y_R (m)	X_G(m)	Y_G (m)
5eme etage	10.37	14.68	8.20	12.26
4eme etage	10.37	14.68	8.27	12.10
3eme etage	10.24	14.65	8.27	12.11
2eme etage	10.24	14.65	8.14	12.12
1eme etage	10.13	14.62	8.28	12.11
RDC	10.05	14.60	8.27	12.12
Sous-sol	9.59	14.54	8.28	12.11

2- Les excentricités :

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 21.05 m
- Largeur du bâtiment = 20.90 m

Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.16 m
- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.14 m

On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée►► **Art.3.5.1.a.RPA99 version 2003 ◄◄**

Tableau IV.6 : Calcul de l'excentricité totale

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau**	$\mathbf{E_x = \lvert X_R - X_G \rvert\ (m)}$	$\mathbf{E_y = \lvert Y_R - Y_G \rvert\ (m)}$	**Vérification**
5^{eme} etage	22.61	2.17	2.42	Ok
4^{eme} etage	19.38	2.10	2.58	Ok
3^{eme} etage	16.15	1.97	2.54	Ok
2^{eme} etage	12.92	2.10	2.53	Ok
1^{eme} etage	9.69	1.85	2.51	Ok
RDC	6.46	1.78	2.48	Ok
Sous-sol	3.23	1.31	2.43	Ok

IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification vis à vis de l'effet PΔ.
- Vérification des déplacements.
- Vérification de l'effort normal réduit à la base

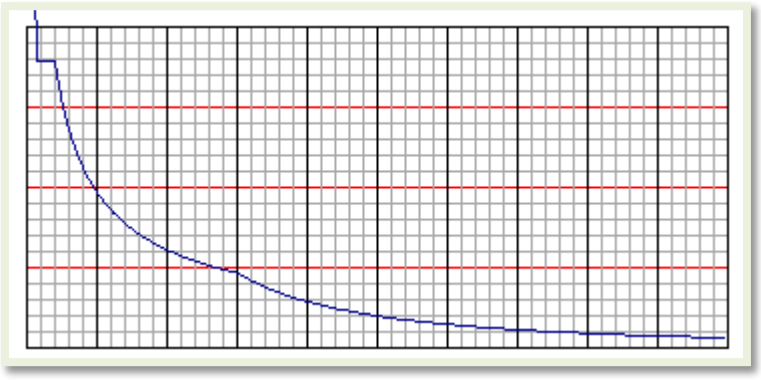
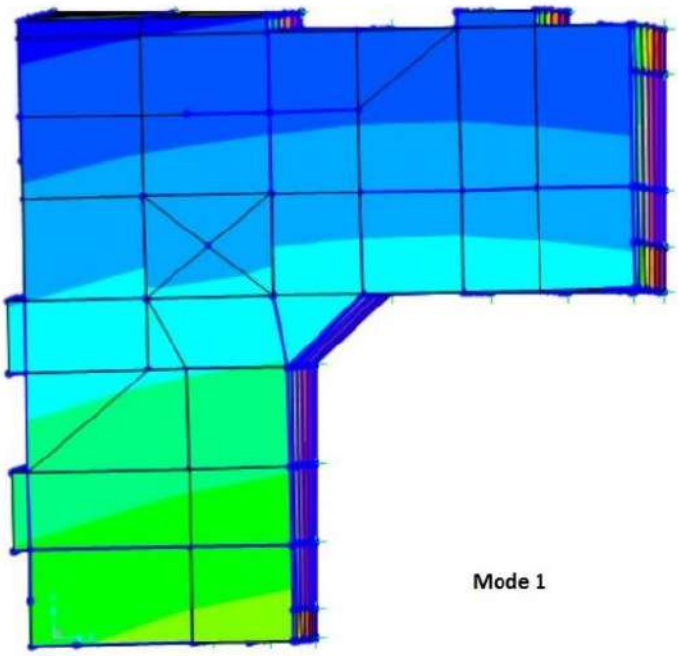


Figure IV.5.Spectre de réponse

IV.4.2.1. Vérification de comportement :

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes

Modes	Période(s)	U_X (%)	U_Y(%)	R_t (%)	Cas
1	0.56	64.31	0.48	2.50	Translation suivant X
2	0.52	0.53	65.20	0.00	Translation suivant Y
3	0.42	2.36	0.00	63.21	Rotation autour de Z



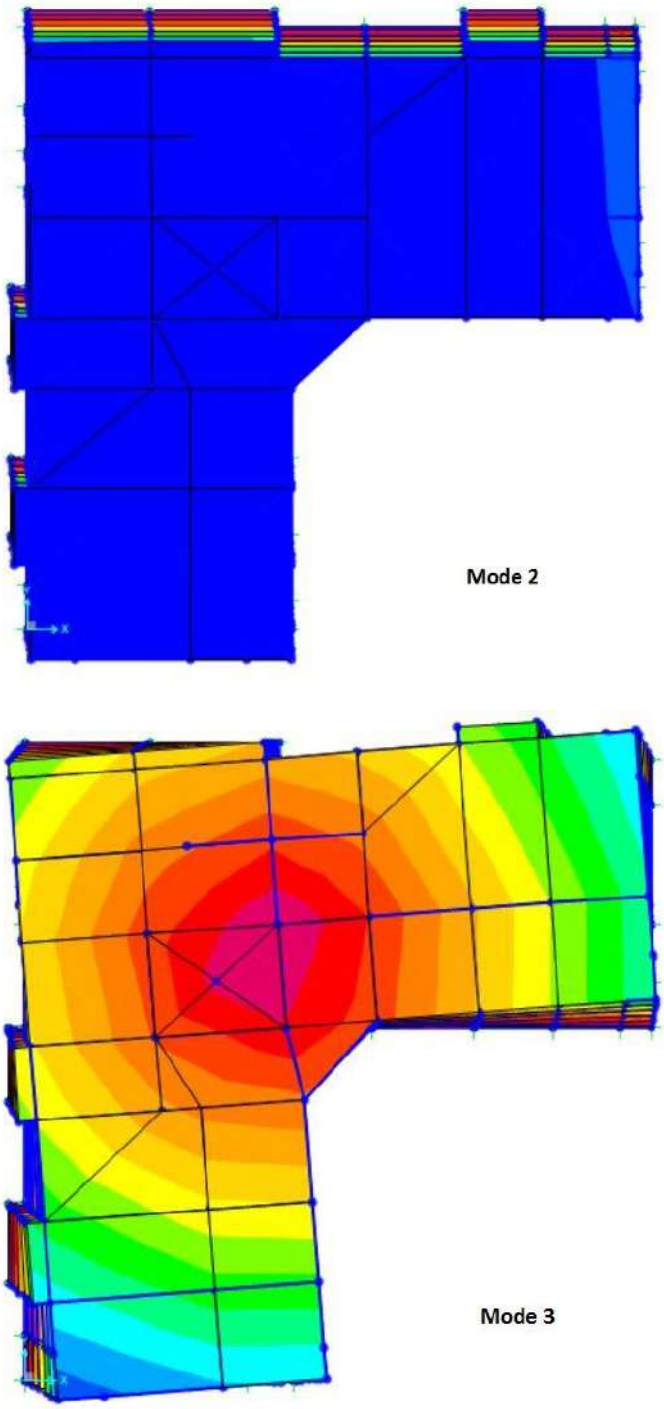


Figure IV.6. Le comportement des trois premiers modes.

IV.4.2.2.Vérification de la participation massique : ►► Art.4.3.4.a.RPA99 version 2003 ◄◄

a. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20$ sec .

Ou N et le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Tableau IV.8 : Coefficient de participation massique

mode	période	Cumul des masses modèles effectives (%)	
		Sens X	Sens Y
1	0.56	64.31%	0.48%
2	0.52	64.85%	65.69%
3	0.42	67.21%	65.73%
….	….	….	….
199	0.01	92.64%	90.51%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteint les 90% qu'après le 200^{eme}mode.

Donc le nombre des modes retenues est donné par la formule $K \geq 3\sqrt{N}$

K= 8 modes avec une période $T_K = 0.08$ sec

IV.4.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul : ►► RPA99 version 2003 [AT.4.3.6]◄◄

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t < 0,80.V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,….) dans le rapport : $0.8V/V_t$.

- **Calcul de la force sismique totale ►► RPA99 version 2003 [AT.4.2.3]◄◄**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$\mathbf{V_X} = \frac{\mathbf{A.D_X.Q_X}}{\mathbf{R}}.\mathbf{W}$$

$$\mathbf{V_Y} = \frac{\mathbf{A.D_Y.Q_Y}}{\mathbf{R}}.\mathbf{W}$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique ►► RPA99 version 2003 [AT.4.2.3.D]◄◄**

- Catégorie du site : site meuble (S3) donc : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$

$$\mathbf{T = Min\{\ C_T\, h_N^{\frac{3}{4}}\ ,\ 0.09\ h_N/\sqrt{D}\}}$$

$$T_X = \min\{0.51, 0.48\} = 0.48s$$

$$T_Y = \min\{0.51, 0.48\} = 0.48s$$

Alors : $\mathbf{0 \le T \le T_2}$ **:** $\begin{cases} \mathbf{D_X = 2.5\,\eta} \\ \mathbf{D_Y = 2.5\,\eta} \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} D_X = 2.5 \times 0.882 = 2.205 \\ D_Y = 2.5 \times 0.882 = 2.205 \end{cases}$

Vérification du choix du coefficient de comportement : ►► RPA99 version 2003 [AT.3.4.A]◄◄

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R ».

Tableau IV.9: pourcentage des charges verticales et horizontales

Niveau		Effort normal global	Effort tranchant global	Effort normal repris par les portiques		Effort normal repris par les voiles		Effort tranchant repris par les portiques		Effort tranchant repris par les voiles	
		En (KN)	En (KN)	En(KN)	En %	En (KN)	En %	En (KN)	En %	En (KN)	En %
Sens x	5ème	3086.345	934.092	2758.114	89.365 %	328.231	10.635 %	525.268	56.233 %	408.824	43.767 %
	4ème	6666.386	1374.012	5934.253	89.018 %	732.133	10.982 %	612.302	44.563 %	761.710	55.437 %
	3ème	10494.632	1953.629	9435.656	89.909 %	1058.976	10.091 %	1122.837	57.474 %	830.792	42.526 %
	2ème	14244.974	2300.058	12851.843	90.220 %	1393.131	9.780 %	1102.366	47.928 %	1197.692	52.072 %
	1ér	18319.270	2662.177	16746.480	91.415 %	1572.790	8.585 %	1431.936	53.788 %	1230.241	46.212 %
	R	22484.055	2737.331	20724.617	92.175 %	1759.438	7.825 %	1259.886	46.026 %	1477.445	53.974 %
Sene y	5ème	3105.424	890.255	2758.114	88.816 %	347.310	11.184 %	530.164	59.552 %	360.091	40.448 %
	4ème	6662.483	1485.159	5934.253	89.070 %	728.230	10.930 %	593.725	39.977 %	891.434	60.023 %
	3ème	10486.002	2050.508	9435.656	89.983 %	1050.346	10.017 %	1043.159	50.873 %	1007.349	49.127 %
	2ème	14241.931	2407.866	12851.843	90.239 %	1390.088	9.761 %	996.939	41.403 %	1410.927	58.597 %
	1ér	18321.699	2724.014	16746.480	91.402 %	1575.219	8.598 %	1281.030	47.027 %	1442.984	52.973 %
	R	22490.289	2774.681	20724.617	92.149 %	1765.672	7.851 %	1118.906	40.326 %	1655.775	59.674 %

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et que les portiques reprennent outre les sollicitations dues aux charges verticales, mais aussi plus de 25% de l'effort tranchant d'étages, donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques- voiles qui a une valeur de coefficient de comportement « R=5 ».

Tableau IV.10: Calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_X(KN)	V_Y(KN)
0.25	2.205	2.205	5	1.1	1.1	27685.912	3349.99	3349.99

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	V(KN)	V_t(KN)	0.8V	$V_t \geq 0.8V$
X	3349.99	2132.206	2679.99	NON
Y	3349.99	2270.352	2679.99	NON

Remarque : On à $V_t < 0.8V$ donc il faut augmenter la force $\mathbf{V_t}$ par un coefficient qui est égal

$$\frac{0.8V}{V_t}$$

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	$\mathbf{V(KN)}$	$\mathbf{V_t(KN)}$	$\mathbf{0.8V}$	$\mathbf{V_t \geq 0.8V}$
X	3349.99	2686.58	2655.16	OUI
Y	3349.99	2679.01	2655.16	OUI

IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$\mathbf{M_{0_x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{i_x}} \quad ; \quad \mathbf{M_{0_y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{i_y}}$$

Avec :

- F_{i_x} , F_{i_y}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{t_x} = X_G . W_i$, $M_{t_y} = Y_G . W_i$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.
- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau.

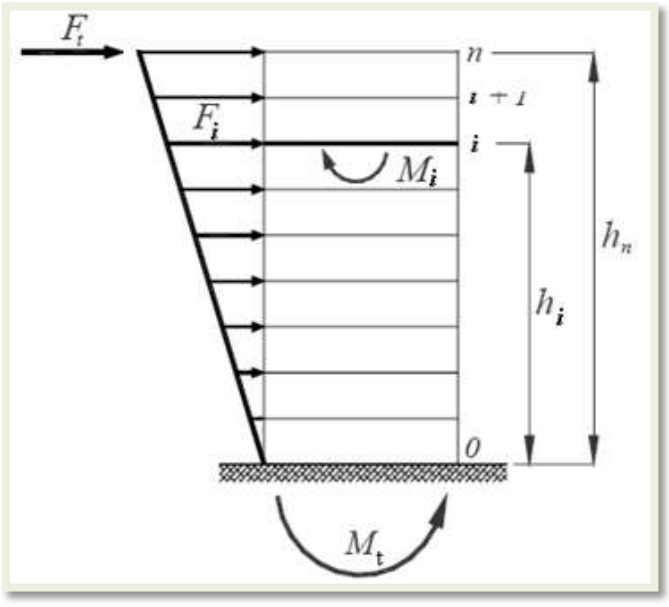


Figure IV.7. Les forces agissant sur la stabilité au renversement.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

►► RPA99 version 2003 [AT. 4.2.5]◄◄

$$\mathbf{F_i} = \left(\frac{\mathbf{W_i h_i}}{\sum_{\mathbf{j=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{W_j h_j}}\right).(\mathbf{V} - \mathbf{F_t})$$

$$\mathbf{F_t} = \begin{cases} \mathbf{0.07.T.V \leq 0.25V} \\ \mathbf{0} \end{cases} \quad \text{Si} \quad \begin{cases} \mathbf{T \geq 0.7s} \\ \mathbf{T < 0.7s} \end{cases}$$

On a :

$T_x = 0{,}48s \rightarrow F_t = 0$
$T_y = 0{,}48s \rightarrow F_t = 0$

Donc:

$$F_{i_x} = \left(\frac{\mathbf{W_i h_i}}{\sum_{\mathbf{j=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{W_j h_j}}\right).(V_x - F_{t_x}) = \alpha_x.(V_x - F_{t_x})$$

$$F_{i_y} = \left(\frac{\mathbf{W_i h_i}}{\sum_{\mathbf{j=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{W_j h_j}}\right).(V_y - F_{t_y}) = \alpha_y.(V_y - F_{t_y})$$

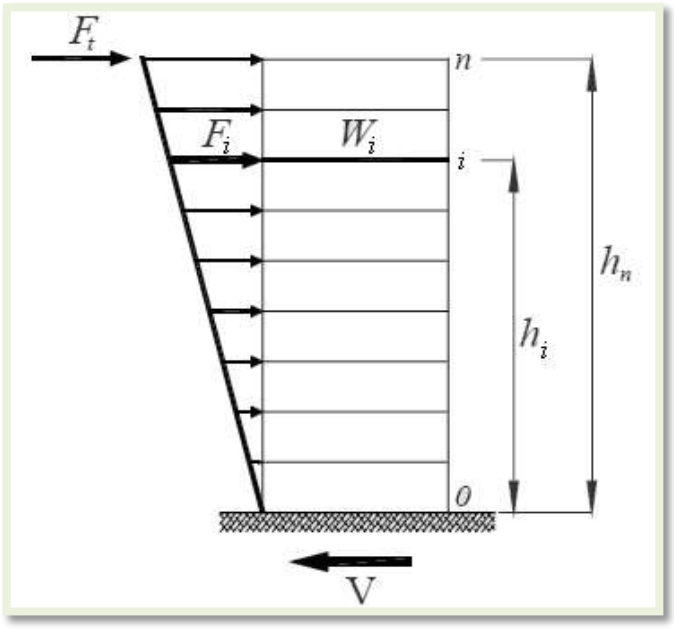


Figure IV.8. Distribution des forces sismiques.

A- Moment de renversement

$$V_X = 2686.58KN$$

Tableau IV.13: Calcul des forces sismiques et des moments de renversement autour de x

Niveau	h_i	V_{t_x}	$W_i \times h_i$	F_{i_x}	$F_{i_x} \times h_i$
5ème étage	22.61	2686.58	65769.32	557.99	12616.23
4ème étage	19.38	2686.58	69663.54	591.03	11454.21
3ème étage	16.15	2686.58	59033.41	500.85	8088.65
2ème étage	12.92	2686.58	46964.58	398.45	5148.00
1er étage	9.69	2686.58	36360.46	308.49	2989.23
RDC	6.46	2686.58	24795.41	210.37	1358.97
Sous-sol	3.23	2686.58	14073.82	119.40	385.67
					42040.97

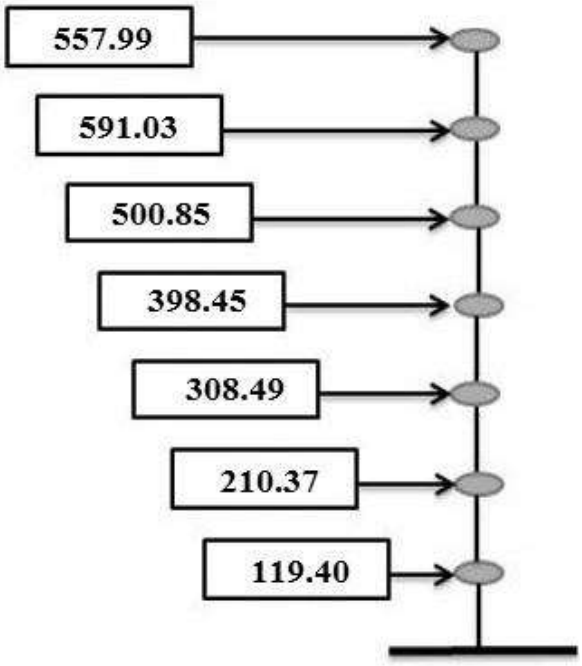


Figure IV.9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

$$V_Y = 2679.01KN$$

Tableau IV.14 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement autour de y

Niveau	h_i	V_{t_y}	$W_i \times h_i$	F_{i_y}	$F_{i_x} \times h_i$
5ème étage	22.61	2679.01	65769.32	556.42	12580.68
4ème étage	19.38	2679.01	69663.54	589.37	11421.93
3ème étage	16.15	2679.01	59033.41	499.43	8065.86
2ème étage	12.92	2679.01	46964.58	397.33	5133.50
1er étage	9.69	2679.01	36360.46	307.62	2980.80
RDC	6.46	2679.01	24795.41	209.77	1355.14
Sous-sol	3.23	2679.01	14073.82	119.07	384.59
					41922.51

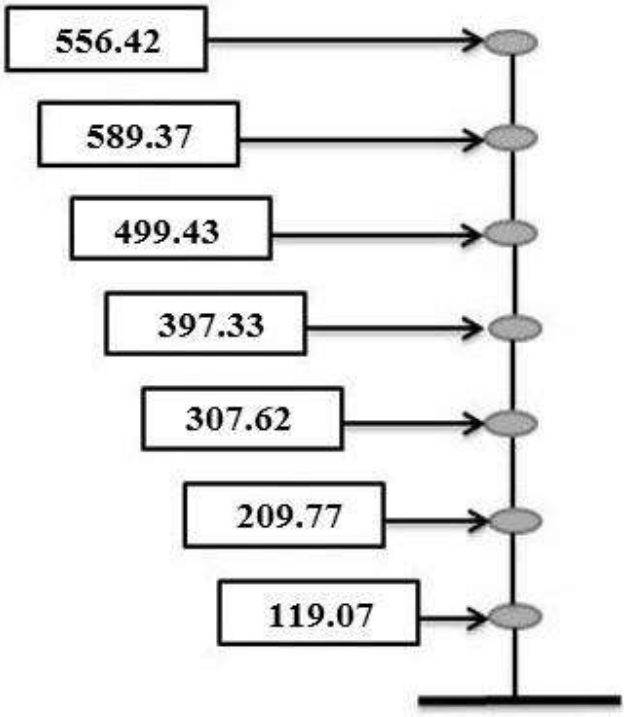


Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

B- Moment de stabilité :

Tableau IV.15 : Calcul de moment de stabilité

Niveau	h_i	$W_i(KN)$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$M_{s_{x_i}}(KN/m)$	$M_{s_{y_i}}(KN/m)$
5éméétage	22.61	2908.86	8.20	12.26	35662.62	23852.65
4éméétage	19.38	3594.61	8.27	12.10	43494.78	29727.42
3éméétage	16.15	3655.32	8.27	12.11	44265.93	30229.50
2éméétage	12.92	3635.03	8.14	12.12	44056.56	29589.14
1eretage	9.69	3752.37	8.28	12.11	45441.20	31069.62
RDC	6.46	3779.29	8.27	12.12	46520.20	31742.74
Sous-sol	3.23	4232.44	8.28	12.11	52765.93	36077.78
					312207.22	**212288.86**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.16.vérification de stabilités vis-à-vis au renversement

$M_{s_x}(kN.m)$	$M_{s_y}(kN.m)$	$M_{R_x}(kN.m)$	$M_{R_y}(kN.m)$	M_{t_x}/M_{R_x}	M_{t_y}/M_{R_y}	$\frac{M_t}{M_R} \geq 1.5$
312207.22	212288.86	42040.97	41922.51	7.42	5.06	Condition vérifié

La condition est vérifié ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions

IV.4.2.5. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{e_k}$ ►► **RPA99 version 2003 [AT. 4.4.3]** ◄◄

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta k_{limite} = 0.01\, h_e$$

Avec : h_e: la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17: Vérification des déplacements inter-étages sens x

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_K = R.\delta_e$ (m)	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0,01.h_e$
22.61	2.01	10.05	1.45	3.23	CV
19.38	1.72	8.60	1,76	3.23	CV
16.15	1.37	6.84	1,95	3.23	CV
12.92	0.98	4.88	2.03	3.23	CV
9.69	0.57	2.85	1.77	3.23	CV
6.46	0.22	1.08	1.08	3.23	CV
3,23	0.00	0,00			

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_K = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0,01.h_e$
22.61	1.57	7.85	1.30	3.23	CV
19.38	1.31	6.54	1.46	3.23	CV
16.15	1.02	5.09	1.52	3.23	CV
12.92	0.71	3.57	1.51	3.23	CV
9.69	0.41	2.06	1.28	3.23	CV
6.46	0.16	0.78	0.78	3.23	CV
3,23	0.00	0.00			

IV.4.2.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = \mathbf{P_k} \times \Delta_{\mathbf{k}} \ / \ \mathbf{V_k} \times \mathbf{h_k} \leq \mathbf{0.10}$$

- $\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\Delta_{\mathbf{k}}$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{h_k}$: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ sens x

h(m)	P_k(KN)	V_k(KN)	Δ_{k_x} (m)	θ	$\theta < 0.10$
3.23	2908.86	557.99	0.014	0.023	Condition vérifié
3.23	3594.61	591.03	0.018	0.034	Condition vérifié
3.23	3655.32	500.85	0.020	0.045	Condition vérifié
3.23	3635.03	398.45	0.020	0.056	Condition vérifié
3.23	3752.37	308.49	0.018	0.068	Condition vérifié
3.23	3779.29	210.37	0.011	0.061	Condition vérifié
3.23	4232.44	119.40	0.00	0.000	Condition vérifié

Tableau IV.20: Vérification de l'effet P-Δ sens Y

h(m)	P_k(KN)	V_k(KN)	Δ_{k_y} (cm)	θ	$\theta < 0.10$
3.23	2908.86	556.42	0.013	0.021	Condition vérifié
3.23	3594.61	589.37	0.015	0.028	Condition vérifié
3.23	3655.32	499.43	0.015	0.034	Condition vérifié
3.23	3635.03	397.33	0.015	0.042	Condition vérifié
3.23	3752.37	307.62	0.013	0.049	Condition vérifié
3.23	3779.29	209.77	0.008	0.045	Condition vérifié
3.23	4232.44	119.07	0.00	0.000	Condition vérifié

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.4.2.7. Vérification de l'effort normal réduit: ►► CBA et RPA99 version 2003 [Art.7.1.3.3] ◄◄

$$\mathbf{V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c_{28}}} < 0.3}$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section de béton

$f_{c_{28}}$: Résistance de béton

$$\mathbf{V = \frac{1445.651 \times 10^3}{225625 \times 25} < 0.3}$$

$\mathbf{V = 0.25 < 0.3}$ ... ... **Condition vérifié**

Remarque :

- Les dimensions définitives sont :

- Poteaux Sous-sol 50×50 cm^2 .
- Poteaux RDC 45×45 cm^2.
- Poteaux 1^{er} 40×40 cm^2 .
- Poteaux 2^{eme} et 3^{eme} étage : 35×35 cm^2
- Poteaux 4^{eme}, 5^{eme} étages : 30×30 cm^2

-On a prévu aussi des raidisseurs d'une section (25cm x 25cm) disposés au niveau des porte à faux, afin d'éliminer les modes parasites rencontrés lors de l'étude dynamique,

Le ferraillage des raidisseurs est calculé suivant les mêmes formules qu'on va voir dans le calcul de ferraillage des poteaux.

Les résultats du ferraillage ont donnés :

-armatures longitudinales (8HA12)

-armatures transversales 4Φ8 avec un espacement de 15cm en zone courante et 10cm en zone nodale.

CHAPITRE V

Calcul des éléments résistants

V. Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments devra être conforme au règlement en vigueur en l'occurrence le. **►► C.B.A93 et le R.P.A.99 version 2003◄◄**

V.2. Combinaison des charges :

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
  - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
  - E.L.S: G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 ":
  - 0.8 G ± E
  - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3. Ferraillage des poutres :

V.3.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle).

Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

Tableau V.1. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b**=1,5**	γ_s=1,15	γ_b= 1, 15	γ_s=1,00
f_{c28}**= 25 Mpa**	FeE 400	$f_{c_{28}}$=25 Mpa	FeE 400
σ_b **=14,2Mpa**	$\sigma_s = 348$Mpa	σ_b=18,48 Mpa	$\sigma_s = 400$Mpa

V.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

V.3.2.1. Les armatures longitudinales: ►► [RPA] Art [7.5.2.1] ◄◄

- 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 50ϕ en Zone III.

V.3.2.2. Les armatures transversales: ►► [RPA] Art [7.5.2.2] ◄◄

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0{,}003.\ S_t.\ b.$

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - St ≤ h/2 en Zone courante.
  - St ≤min (h/4 ; 12ϕ_l) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V.2.Ferraillage longitudinales des poutres principales

	Niveau	position	b × h(cm)	M_u (KN.m)	Combinaisons	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adopté}(cm^2)$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30×45	50.27	1,35G + 1,5Q	3.5	6.75	4HA12=4.52
		Appui	30×45	-63.87	1,35G + 1,5Q	4.5		4HA12=4.52
	Etage	Travée	30×45	47.08	1,35G + 1,5Q	3.3	6.75	4HA12=4.52
		Appui	30×45	-64.20	1,35G + 1,5Q	4.5		4HA12=4.52
Rive	Terrasse	Travée	30×45	16.92	1,35G + 1,5Q	1.4	6.75	4HA12=4.52
		Appui	30×45	-38.60	G + Q + E_y	2.7		4HA12=4.52
	Etage	Travée	30×45	21.42	1,35G + 1,5Q	1.5	6.75	4HA12=4.52
		Appui	30×45	-59.50	G + Q + E_y	4.2		4HA12=4.52

Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires

	Niveau	position	b × h(cm)	M_u (KN.m)	Combinaisons	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adopté}(cm^2)$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30×40	18.43	1,35G + 1,5Q	1.4	6	3HA12=3.39
		Appui	30×40	-26.38	0.8G + E_x	2.1		3HA12+2HA14=6.47
	Etage	Travée	30×40	20.30	1,35G + 1,5Q	1.6	6	3HA12=3.39
		Appui	30×40	-50.18	0.8G + E_x	4.0		3HA12+2HA14=6.47
Rive	Terrasse	Travée	30×40	5.75	1,35G + 1,5Q	1.2	6	3HA12=3.39
		Appui	30×40	-20.14	G + Q + E_x	1.6		3HA12+2HA14=6.47
	Etage	Travée	30×40	9.35	1,35G + 1,5Q	1.2	6	3HA12=3.39
		Appui	30×40	-38.56	G + Q + E_x	3.1		3HA12+2HA14=6.47

V.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6\, f_{c_{28}} = 15\, MPa$, et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left((2/3) \times f_e; 110\sqrt{n \times f_{t_j}}\right) = 202\text{Mpa}$$ et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

	Niveau	position	b × h (cm)	M_{ser} (KN. m)	Combinaisons	$A_{calculé}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30×45	36.76	G+Q	4.52	4.7	207.9	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×45	-46.74	G+Q	4.52	6.0	265.4	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	30×45	34.20	G+Q	4.52	4.4	194.2	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×45	-46.64	G+Q	4.52	6.0	264.8	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	30×45	12.40	G+Q	4.52	1.0	13.4	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×45	-23.55	G+Q	4.52	3.0	133.7	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	30×45	15.68	G+Q	4.52	1.3	16.9	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×45	-30.93	G+Q	4.52	4.0	175.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

	Niveau	position	b × h (cm)	M_{ser} (KN. m)	Combinaisons	$A_{calculé}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30×40	13.45	G+Q	3.39	1.4	18.5	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×40	-7.82	G+Q	6.47	0.7	9.4	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	30×40	14.76	G+Q	3.39	1.5	20.3	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×40	-17.99	G+Q	6.47	2.2	80.9	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	30×40	4.23	G+Q	3.39	0.4	5.8	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×40	-8.76	G+Q	6.47	0.8	10.5	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	30×40	6.91	G+Q	3.39	0.7	9.5	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	30×40	-16.17	G+Q	6.47	1.5	19.3	Condition vérifiée	Condition vérifiée

V.3.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min_{CBA}}$
- $A_{travée} \geq A_{min_{RPA}}$ et $A_{travée} \geq A_{max_{RPA}}$
- $A_{appui} \geq A_{min_{RPA}}$ et $A_{appui} \geq A_{max_{RPA}}$

Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

	Niveau	position	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.35 cm^2	A_{min}RPA =6.75cm^2	$A_{max\ T}$RPA =54cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =81cm^2
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	7.6	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

	Niveau	position	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.2cm^2	A_{min}RPA =6cm^2	$A_{max\ T}$RPA =48cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =72cm^2
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	6.47	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	3.39	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	6.47	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	3.39	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	6.47	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Etage courant	Travée	3.39	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
		Appui	6.47	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

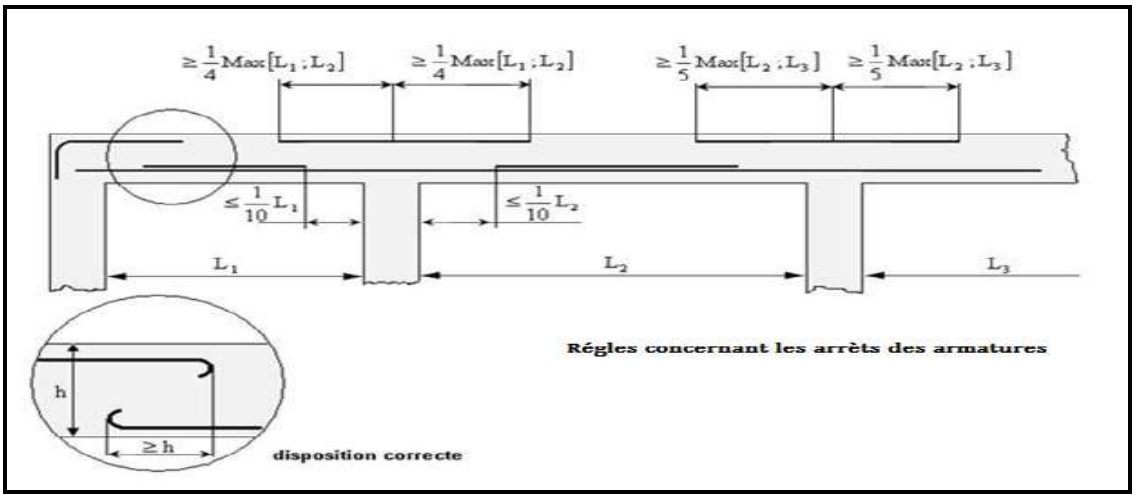


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.

V.3.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

- T_u: effort tranchant.

Tableau V.8.Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$Min\left[0.15\frac{f_{c_i}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$	$Min\left[0.2\frac{f_{c_i}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5Mpa$	$\overline{\tau_u} = 3.33Mpa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26Mpa$	$\overline{\tau_u} = 4.34Mpa$

Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales :

	Niveau	position	b × h(cm)	T (KN. m)	Combinaisons	τ_u	$\tau_u \leq \tau_u$
Intermédiai	Terrasse		30×45	88.69	1,35G + 1,5Q	0.69	OUI
	Etage courant		30×45	87.45	1,35G + 1,5Q	0.68	OUI
Rive	Terrasse		30×45	47.66	1,35G + 1,5Q	0.37	OUI
	Etage courant		30×45	69.26	$G + Q + E_y$	0.54	OUI

Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires :

	Niveau	position	b × h(cm)	T (KN. m)	Combinaisons	τ_u	$\tau_u \leq \tau_u$
Intermédiai	Terrasse		30×40	24.08	1,35G + 1,5Q	0.21	OUI
	Etage courant		30×40	39.53	1,35G + 1,5Q	0.35	OUI
Rive	Terrasse		30×40	15.79	$G + Q + E_x$	0.14	OUI
	Etage courant		30×40	38.16	$G + Q + E_x$	0.33	OUI

V.3.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haute adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après ►► **CBA 93**◄◄ :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.\left(\tau_u.0.3.f_{t_j}.K\right)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{Mpa} \end{cases}$$

D'après ►► **[RPA] Art [7.5.2.2]** ◄◄ :
$$\begin{cases} A_{t\,min} = 0{,}003.s.b \\ \text{Zone courante} : S \leq h/2 \\ \text{Zone nodale} : S \leq \text{Min}(\frac{h}{4}, 12\boldsymbol{\Phi}_l) \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u **(MPa)**	S_t **(cm)**	A_t **(cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	$A_{t\ choisie}$ **(cm^2)**
30 x 45	0.69	38	2.01	10	22	2.01	10	20	**4HA8**
30 x 40	0.35	34	2.01	10	20	2.01	10	20	**4HA8**

V.3.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

- *K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.75.*

Tableau V.12.Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.08	0.062	CV	0.08	0.075	Condition vérifiée	0.005	0.01	Condition vérifiée
PS	0.078	0.062	CV	0.078	0.075	Condition vérifiée	0.005	0.01	Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

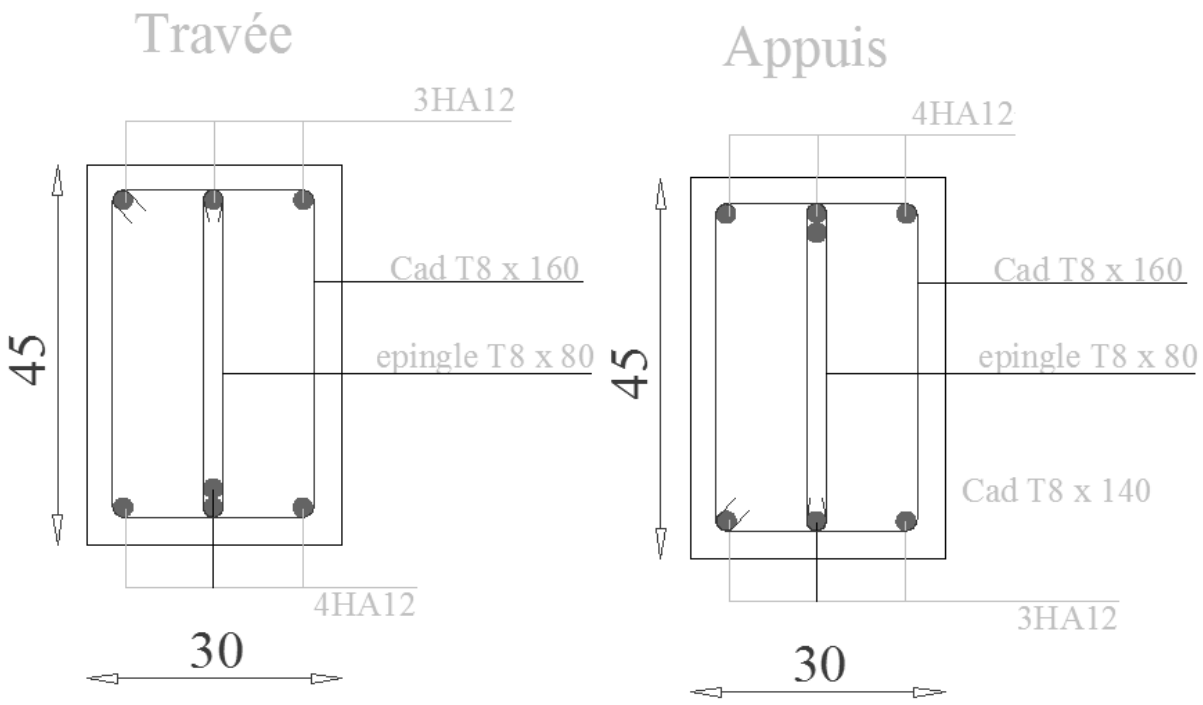


Figure V.2.Ferraillage des poutres principales

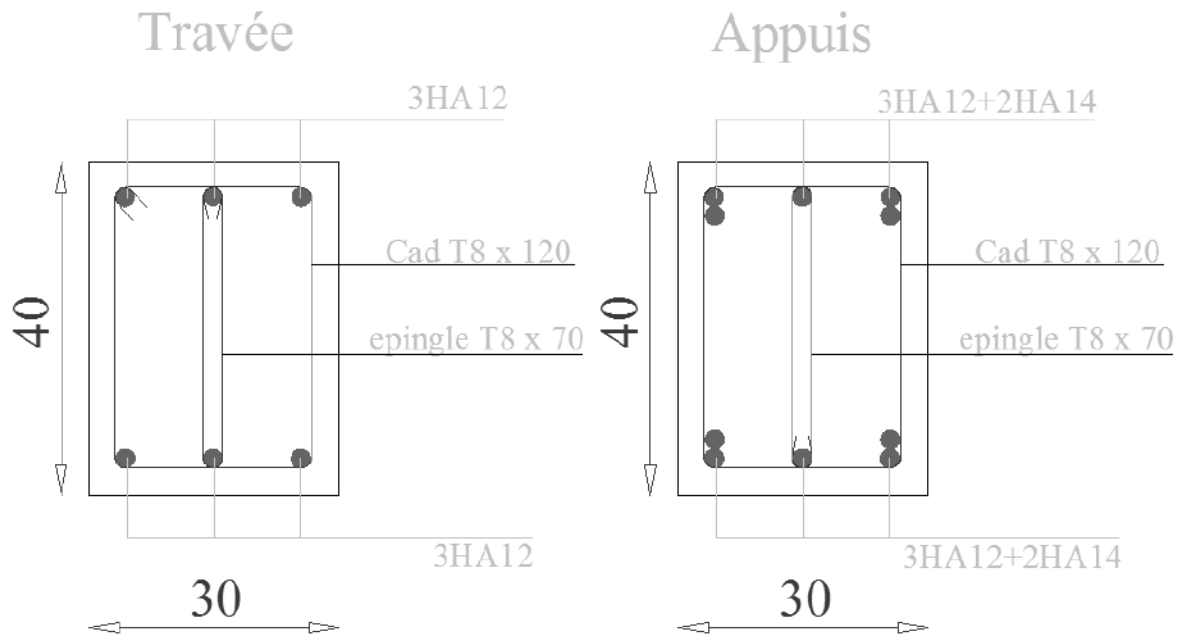


Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires

V.4. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.4.1.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4cm^2 \text{ pour un metre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \qquad B: \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

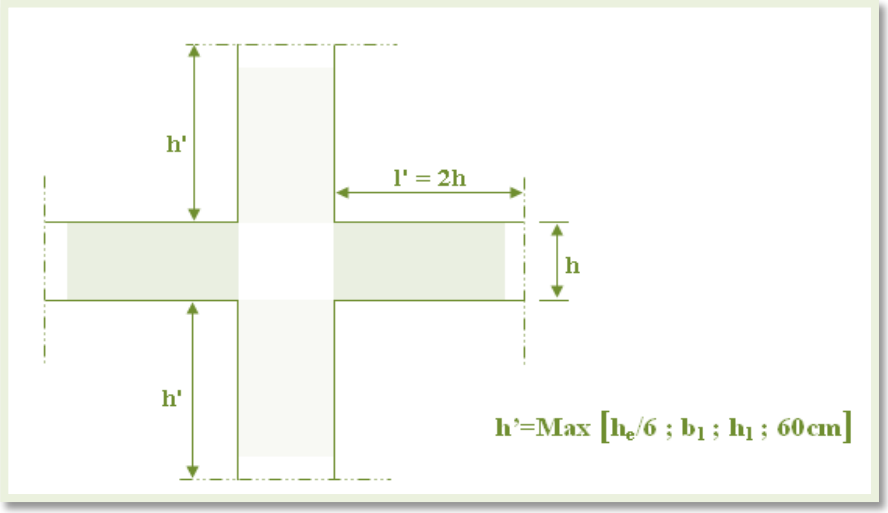


Figure V.4.Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$: En zone courante

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ 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.
  - h_e : la hauteur d'étage.

V.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.4.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la 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 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2 eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.4.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c_{28}} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Tableau. V.13. calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

Niveau	POT	Cas	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Comb	Sect	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A_{min}(CBA) (cm^2)	A Choisie (cm^2)
5ème étage	30× 30	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-46.98	1.90	31.39	0,8.G+EdY	S.E.T	2.4	3.6	8.10	4HA14+4HA12 =10.68
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	24.63	51.39	12.20	G+Q+EdY	S.P.C	4.7	2.4		
		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	192.57	3.13	-17.41	1,35.G+1,5.Q	S.E.C	2.4	2.4		
4ème étage	30× 30	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-14.23	6.17	7.42	0,8.G+EdX	S.E.T	2.4	2.4	8.10	4HA14+4HA12 =10.68
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	53.07	58.77	9.58	G+Q+EdY	S.P.C	5.1	2.4		
		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	374.40	2.41	-14.21	1,35.G+1,5.Q	S.E.C	2.4	2.4		
3ème étage	35× 35	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-21.12	-0.86	51.46	0,8.G+EdY	S.E.T	2.8	4.4	11.03	8HA14=12.32
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	108.42	114.25	14.39	G+Q+EdY	S.P.C	8.1	2.8		
		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	576.37	-5.86	-15.92	1,35.G+1,5.Q	S.E.C	2.8	2.8		
2ème étage	35× 35	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-103.77	2.69	77.52	0,8.G+EdY	S.E.T	2.8	7.6	11.03	8HA14=12.32
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	114.59	112.15	10.97	G+Q+EdY	S.P.C	7.8	2.8		
		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	780.87	-4.11	-13.66	1,35.G+1,5.Q	S.E.C	2.8	2.8		
1er étage	40× 40	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-297.09	2.57	109.93	0,8.G+EdY	S.E.T	3.9	11.4	14.40	4HA14+8HA12 =15.21
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	83.72	145.94	11.34	G+Q+EdY	S.P.C	9.3	3.2		
		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	991.86	-4.15	-17.07	1,35.G+1,5.Q	S.E.C	3.2	3.2		
RDC	45× 45	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-517.16	0.78	99.52	0,8.G+EdY	S.E.T	3.6	7.5	18.23	4HA16+8HA14 =20.36
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-40.04	36.11	126.04	G+Q+EdX	S.P.C	3.6	8.2		
		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1209.05	-2.85	-21.59	1,35.G+1,5.Q	S.E.C	3.6	3.6		
Sous-sol	50× 50	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-206.87	-2.74	8.27	0,8.G+EdY	S.E.T	4.0	4.0	22.50	12HA16=12.32
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	106.13	8.65	23.95	0,8.G+EdX	S.P.C	4.0	4.0		
		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1433.92	0.11	-10.24	1,35.G+1,5.Q	S.E.C	4.0	4.0		

V.4.1.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma'_S = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c_1)}{I'_G}\right]$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_2 - c_2)}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma'_S = 15\ k.(y_1 - c')$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_S \leq [\sigma_s] = 202MPa$$

$$\text{Et} \quad \sigma'_S \leq [\sigma_s] = 202MPa$$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.14.Vérification des contraintes dans les poteaux à l'ELS.

POT	N_{ser} (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A (cm^2)	Sect	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30 × 30	141.17	-12.68	2.31	8.42	S.E.C	4.5	Condition vérifiée	0	Condition vérifiée
35 × 35	570.56	-9.96	-2.99	9.24	S.E.C	5.3	Condition vérifiée	0	Condition vérifiée
40 × 40	724.66	-12.45	-3.01	10.68	S.E.C	5.1	Condition vérifiée	0	Condition vérifiée
45 × 45	883.38	-15.75	-2.07	14.2	S.E.C	4.8	Condition vérifiée	0	Condition vérifiée
50 × 50	1047.77	-5.47	-0.07	16.08	S.E.C	4.1	Condition vérifiée	0	Condition vérifiée

V.4.2.Détermination des armatures transversales :

V.4.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime(T_u).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile($d = h - c$).

- **Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$**

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.2\frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4.32\text{MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.50\text{MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3.26\text{MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{b_u} = \rho_d f_{c_{28}}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3.46\frac{l_f}{a}}$$

Tableau. V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	$V(KN)$	combinaison	$\tau(MPa)$	λ	ρ_d	$\bar{\tau}(MPa)$ RPA	$\bar{\tau}(MPa)$ CBA	$\tau \leq \bar{\tau}$
30×30	55.01	ACC	0.66	12.36	0.075	1.875	3.26	Condition vérifiée
35×35	84.76	ACC	0.74	22.37	0.075	1.875	3.26	Condition vérifiée
40×40	109.23	ACC	0.72	19.58	0.075	1.875	3.26	Condition vérifiée
45×45	88.97	ACC	0.46	17.40	0.075	1.875	3.26	Condition vérifiée
50×50	35.44	ACC	0.14	7.42	0.075	1.875	3.26	Condition vérifiée

V.4.2.2. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $\emptyset_t$ est donné par la relation : $\boldsymbol{\phi_t \leq \mathrm{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]}$
  - ➢ Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
- $A_t = n_t . a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\boldsymbol{S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$\boldsymbol{K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

$$\text{Et :} \quad \frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$S_t = \frac{h \,.\, f_e \,.\, A_t}{\rho . V_u}$$

Avec :

- $A_t = n_t . a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = l_f / a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $S_t \leq 10$cm en zone III.
  - Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\mathbf{A_t / (S_t \times b)}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\% \\ \text{Si} \quad \lambda_g \leq 3 \quad 0.8\% \\ \text{Si} \quad 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ_t minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau V.16.calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	Vu max (kN)	At (mm^2)	λg	ρ	St cal (cm)	Zone	St_{adp}	Choix
30 × 30	55.01	201	7.53	**2.5**	**17.5**	Courante	**15**	**4HA8**
						Nodale	**10**	**4HA8**
35 × 35	84.76	201	6.46	**2.5**	**13.2**	Courante	**15**	**4HA8**
						Nodale	**10**	**4HA8**
40 × 40	109.23	201	5.65	**2.5**	**11.70**	Courante	**15**	**4HA8**
						Nodale	**10**	**4HA8**
45 × 45	88.97	314	5.02	**2.5**	**25.4**	Courante	**15**	**4HA10**
						Nodale	**10**	**4HA10**
50 × 50	35.44	314	4.52	**3.75**	**47.2**	Courante	**15**	**4HA10**
						Nodale	**10**	**4HA10**

V.4.2.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale:

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{b.S_t}(\%)$	$\frac{A_t}{b.S_t} > 0.3\%$
30 × 30	Courante	0.44	Condition vérifiée
	Nodale	0.67	Condition vérifiée
35 × 35	Courante	0.38	Condition vérifiée
	Nodale	0.57	Condition vérifiée
40 × 40	Courante	0.33	Condition vérifiée
	Nodale	0.50	Condition vérifiée
45 × 45	Courante	0.46	Condition vérifiée
	Nodale	0.69	Condition vérifiée
50 × 50	Courante	0.41	Condition vérifiée
	Nodale	0.62	Condition vérifiée

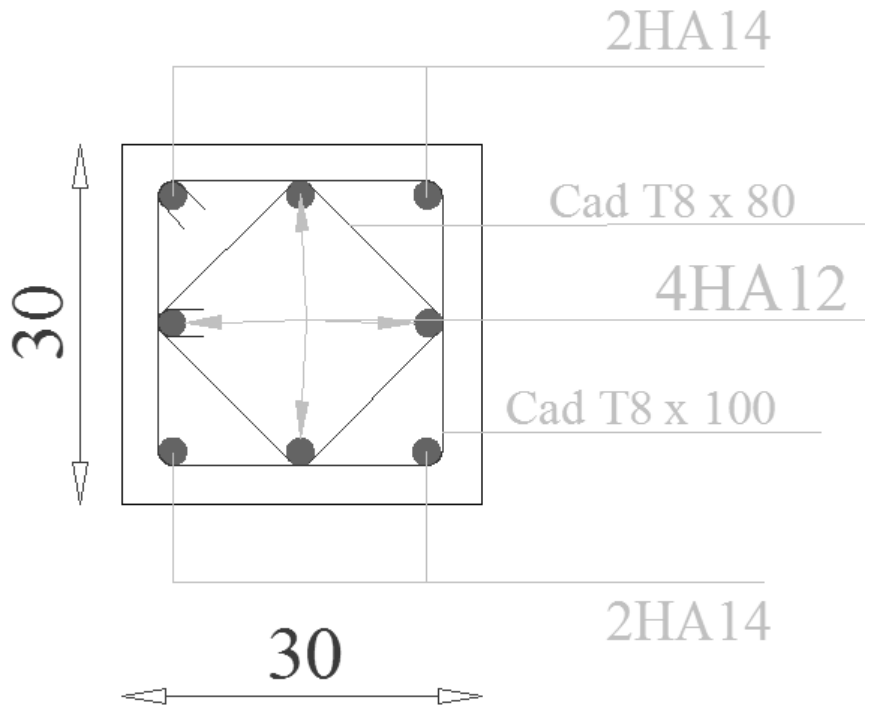


Figure V.5. Ferraillage des poteaux 30×30

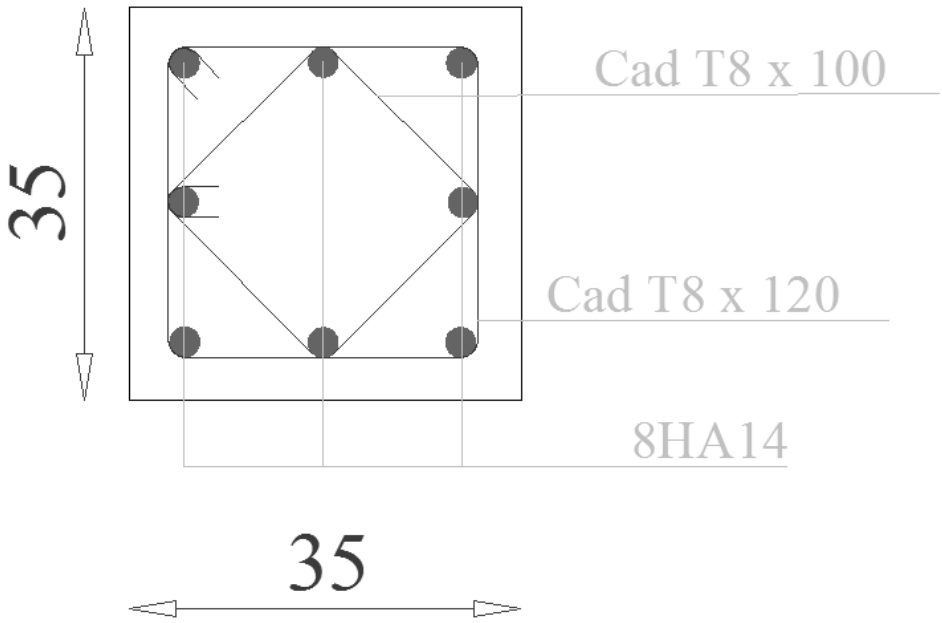


Figure V.6. Ferraillage des poteaux 35×35

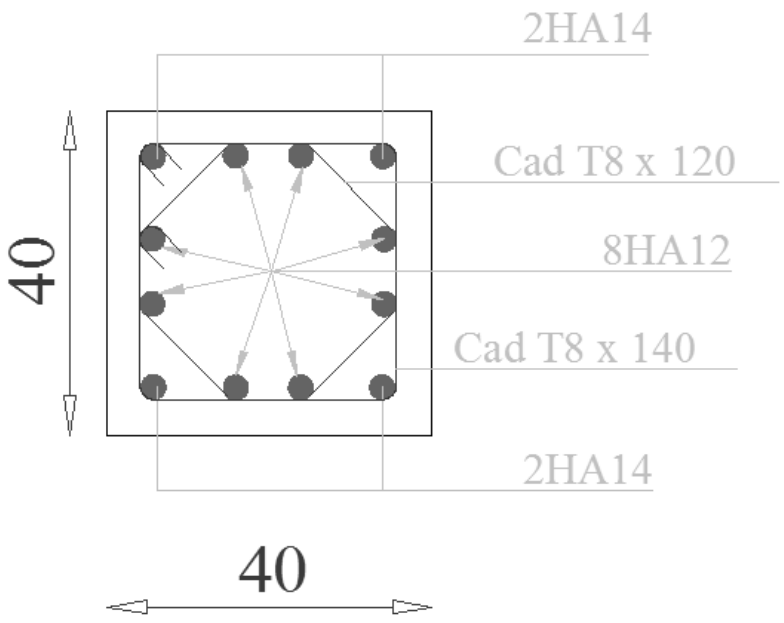


Figure V.7. Ferraillage des poteaux 40×40

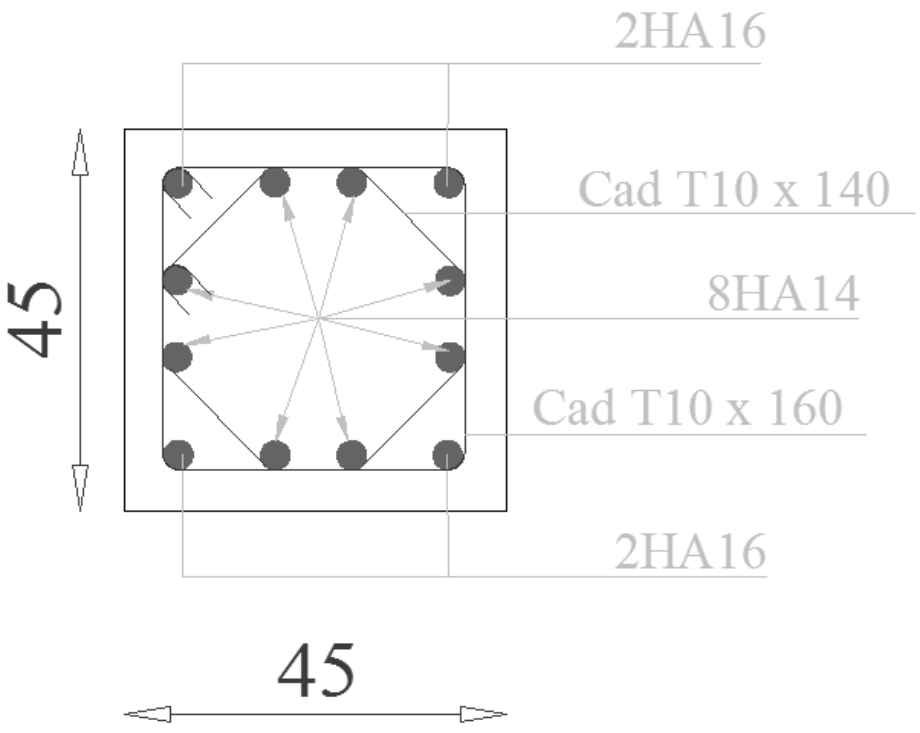


Figure V.8. Ferraillage des poteaux 45×45

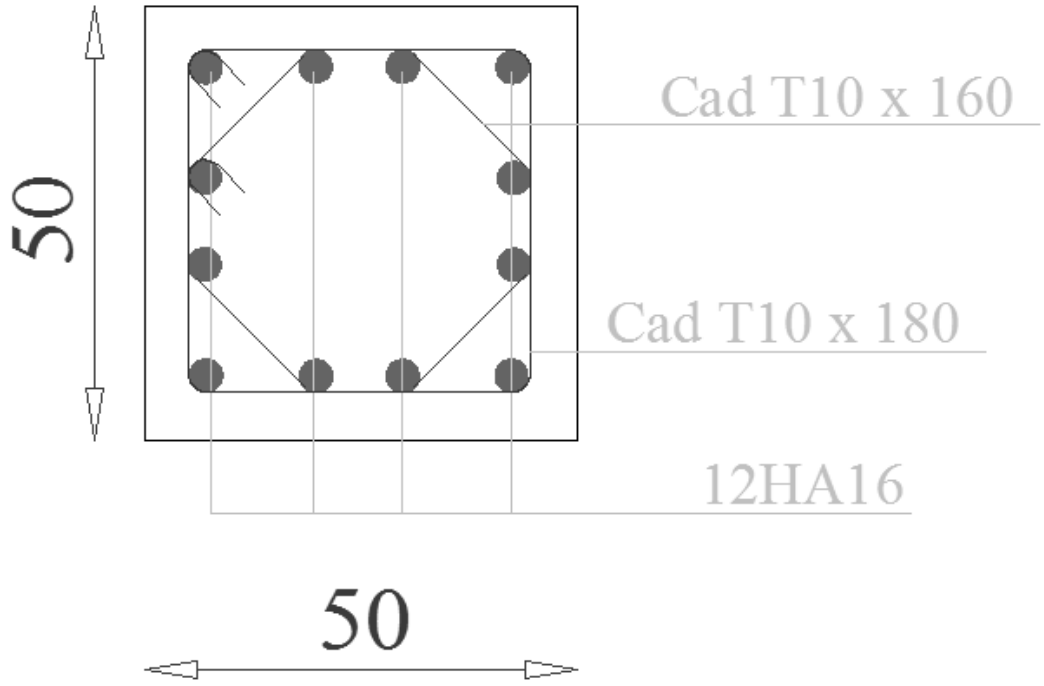


Figure V.9. Ferraillage des poteaux 50×50

V.5.Ferraillage des voiles:

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sont calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

V.5.1.Recommandations réglementaires:

V.5.1.1. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \leq \frac{2.A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

V.5.1.2. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable

- τ_b : contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.
  - **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\ ;\ 30cm\right]$$

V.5.1.3. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 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.5.1.4. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou 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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\ ;\ 30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de **10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.**

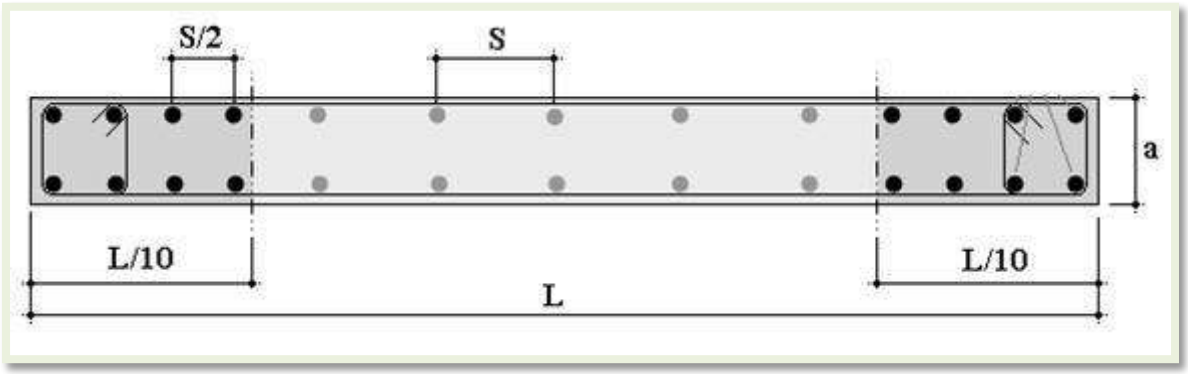


Figure V.10.Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.5.2.Calcul des armatures :

Dans notre structure on a des voiles d'épaisseur 20 cm au niveau de l'entre sol, et de 15 cm au niveau des étages.

V.5.2.1. Armatures verticales :

- **Détermination des armatures verticales à l'ELU :**

L=1.5m

Tableau V.18.Ferraillage verticales L=1.5m, d'épaisseur 15cm.

L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN. m)	Combinaison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)	S Hor
1.5	1.5×0.15	753.10	98.09	1.35G+1.5Q	6.6	6.6	2.25	10HA12=11.31	15
		732.3	731.33	G+Q+E	6.6	6.6	2.25		
		569.63	868.34	0.8G+E	8.7	8.7	2.25		

L=1m

Tableau V.19.Ferraillage verticales L=1m, d'épaisseur 15m.

L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN. m)	Combinaison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)	S Hor
1	1×0.15	363.75	64.30	1.35G+1.5Q	4.6	4.6	1.5	7HA12=7.92	15
		555.09	583.25	G+Q+E	9.5	9.5	1.5		
		484.37	557.27	0.8G+E	9.4	9.4	1.5		

- **Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

L=1.5m

Tableau V.20.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Comb	S (m^2)	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ'_S (Mpa)	σ_S (Mpa)	Vérification
G+Q	1.5×0.15	1.5	550.56	89.73	11.31	11.31	3.2	48.2	0.00	Condition vérifiée

L=1m

Tableau V.21.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Comb	S (m^2)	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ'_S (Mpa)	σ_S (Mpa)	Vérification
G+Q	1×0.15	1	267.04	78.69	25.92	25.92	3.5	50.3	6.4	Condition vérifiée

V.5.2.2. Armatures horizontales :

- **Vérification des voiles a l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4\ T_{cal}}{b_0\ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile d=0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\, f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Tableau .V.22.Vérification des voiles à l'effort tranchant ($L = 1.5m$).

L(m)	Epaisseur (cm)	T(KN)	$1.4V_u$(KN)	τ_b(MPa)	$\overline{\tau_b}$(MPa)	$\tau_b < \overline{\tau_b}$
1.5	15	391.86	548.60	2.74	5	Condition vérifiée

Tableau .V.23. Vérification des voiles à l'effort tranchant ($L = 1m$).

L(m)	Epaisseur (cm)	T(KN)	$1.4V_u$(KN)	τ_b(MPa)	$\overline{\tau_b}$(MPa)	$\tau_b < \overline{\tau_b}$
1	15	306.54	429.15	3.24	5	Condition vérifiée

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : $S_t \leq \frac{0.9.At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.ft28.K)}$

Avec dans le cas de la flexion composée : $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c_{28}}}$ (compression).

Et $K = 1 - 10.\frac{N_u}{B.f_{c_{28}}}$ (traction).

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min\,[0.9d\,,40cm] & [1] \\ S_t \leq Min\,[1.5a\,,30cm] & [2] \end{cases}$

Tableau .V.24.Détermination des armatures horizontales.

L (m)	Ep (m)	τ_u (MPa)	K	$\emptyset_h$ (mm)	S_h CBA (cm)	S_h RPA (cm)	S_h (cm)	S_t (cm)	$A_{h_{min}}$RPA (cm^2)	A_h (cm^2)	$A_h > A_{h_{min}}$
1.5	0.15	2.74	1.04	8	40	30	20	20	6.36	15HA8 =7.54	Condition vérifié
1	0.15	3.24	1.02	8	40	30	20	20	6.36	15HA8 =7.54	Condition vérifié

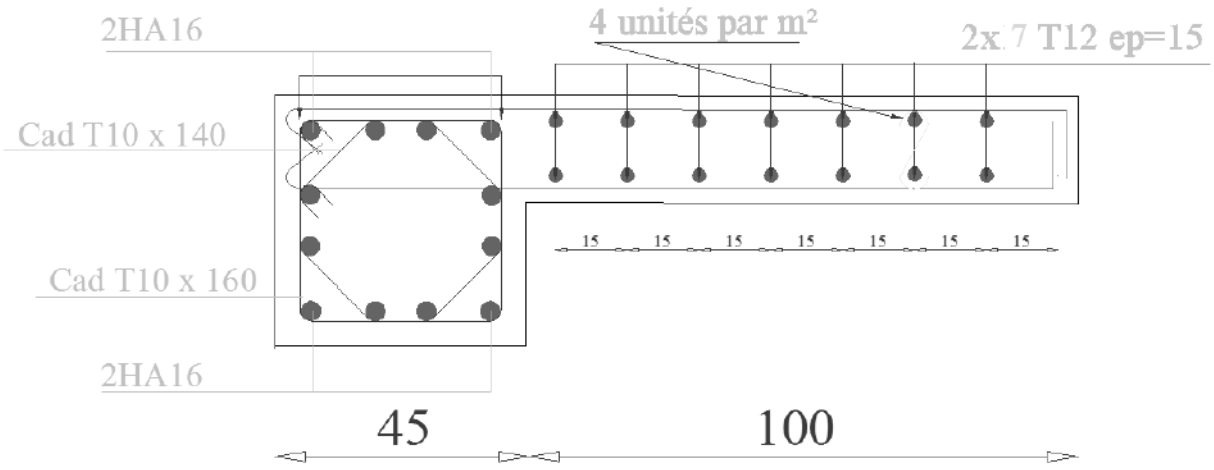


Figure V.11.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15cm, L=1m

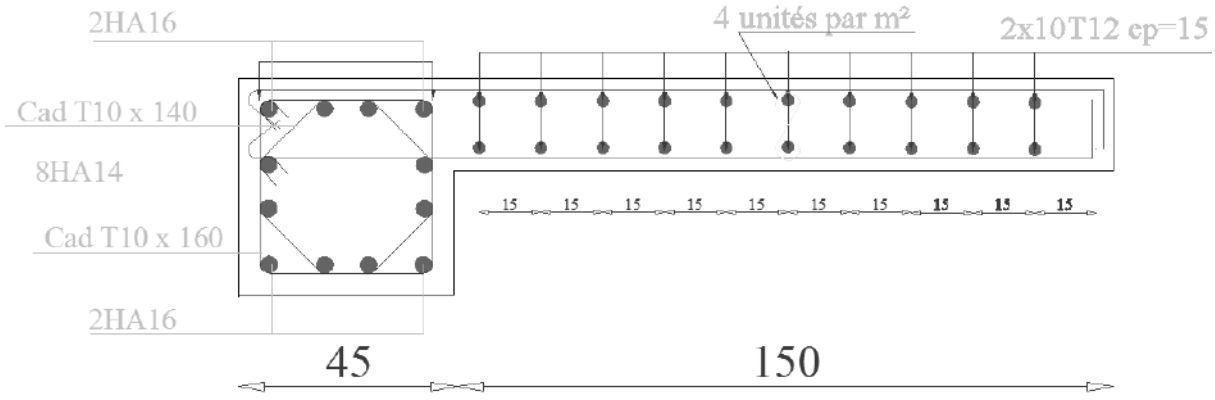


Figure V.12.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15cm, L=1.5m

CHAPITRE VI

Infrastructure

VI. Infrastructure :

VI.1. voile périphérique :

Notre voile périphérique joue le rôle d'un encastrement de la structure à la base. Et comme un mur de soutènement.

D'après ►► **RPA99/version 2003 Art [10.1.2]** ◄◄, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥15mm ;
- Les armatures sont constitués de deux nappes ;
- Les pourcentages minimum des armatures est de 0.01% dans les deux sens horizontal et vertical ;
- Un recouvrement de 40Φ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e=15cm.

La hauteur du voile périphérique égale à 3.23m ; composé de deux panneaux encastrés dans les quatre côtés.

VI.1.1. méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme une dalle pleine encastré sur les quartes cotés. il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussé horizontales des terres (P), tel que :

$P = \frac{1}{2} k_a . \gamma . H^2$

γ =pois volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussé : $k_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right)$

Φ : angle de frottement interne.

D'après le rapport du sol, on a :

Φ=22°

γ=19.1 KN/m^3

H=3.23m

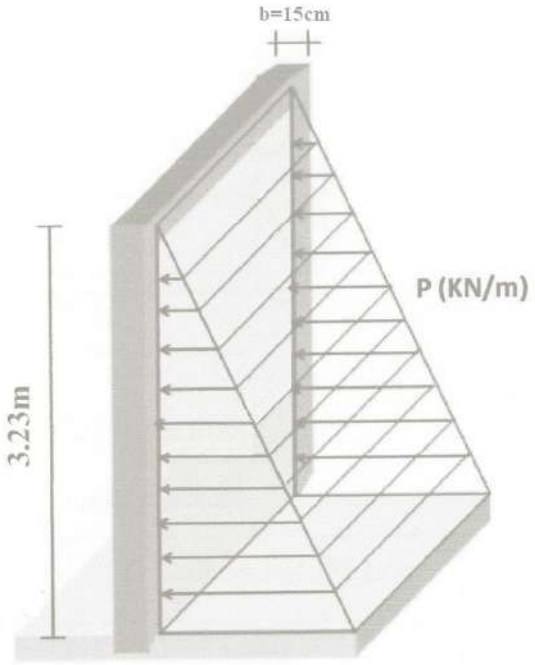


Figure VI.1. Le voile périphérique

Pour le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture. Elle est basée sur :

$$\sum \textbf{Travail externe} = \sum \textbf{Travail interne}$$

$P=\frac{1}{2}k_a.\gamma.H^2$

$P=\frac{1}{2}\times 0.45\times 19.1\times (3.23)^2$

$p_{=}44.83$ KN/m

$p_{u=}1.35p_{=}=60.52$KN/m

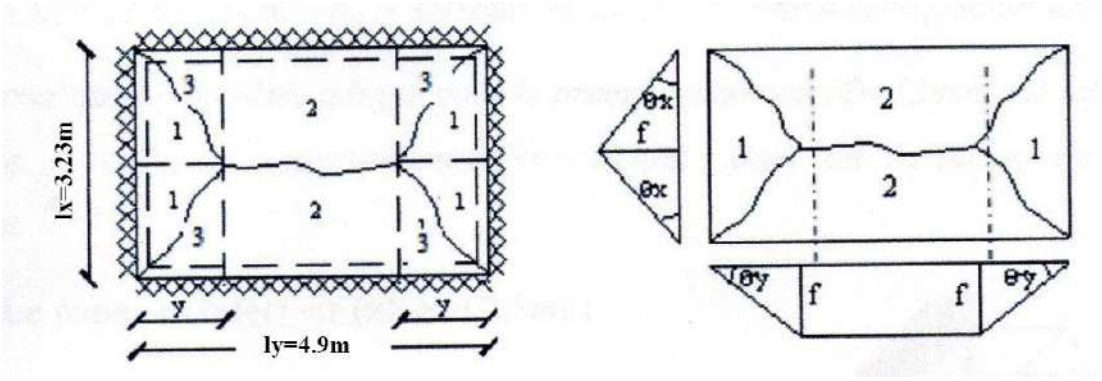


Figure VI.2. Les lignes de ruptures dans le panneau

Tableau VI.1 : le travail externe et interne.

élément	Travail externe (S.F. p_u)	Travail interne (M.L.θ)
1	$0.53yfp_u$	3.23Mf/y
2	$(3.95-1.61y)\ fp_u$	3.03Mf
3	$0.26yfp_u$	
La somme	$(3.95-0.82y)\ fp_u$	(3.23/y+3.03)Mf

S : aire de chargement.

f : déplacement du CG.

M : moment de rupture.

L : longueur de ligne de rupture.

θ **:** rotation

$$P = \frac{(\frac{3.23}{y}+3.03)}{3.95-0.82y} M \Rightarrow M = \frac{3.95-0.82y}{(\frac{3.23}{y}+3.03)} P$$

Position de la ligne de rupture :

$\frac{dP}{dy}=0 \Rightarrow y = 1.43m \Rightarrow M=0.52p_u$

A l'état limite ultime ; le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

M=0.52×60.52=31.47KNm.

VI.1.2.calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

  $M_t = M = 31.47KN.m \rightarrow A_t = 7.3cm^2$ On adopte $A_t = 8HA12 = 9.05cm^2$;

  $esp = 12.5cm$

  $M_a = 0.5M = 15.73\ KN.m \rightarrow A_a = 7.3cm^2$ on adopte: $A_a = 7HA12 = 7.92cm^2$;

  esp=12.5cm

a. Condition de non fragilité:

$\mathbf{A_{min}}$=0.1%S=> $\mathbf{A_{min}}$=2cm²

A_t=A_a=9.05cm² >2cm²

b. vérification de l'espacement :

$\mathbf{S_t}$=15cm≤min [3.h ;33cm]=33cm

- **Armatures de répartition :** $\mathbf{A_t \geq \frac{A}{4}}$

On adopte : A_t= 4.47cm²=6HA10/ml

a. vérification de l'espacement :

$\mathbf{S_t}$=17cm ≤ $\overline{\mathbf{S_t}}$=min [4.h ; 45cm]=45cm

b. vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u=\frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}=0.07\frac{f_{c28}}{1.5}=0.07\times\frac{25}{1.5}$=1.16MPa

$V_x=\frac{P_m l_x l_y}{2l_y+l_x}$=49.01KN avec P_m=(2/3) P_u=(2/3).60.52=40.34KN/ml

$V_y=\frac{P_m l_x l_y}{3l_y}$=43.43KN

Alors ; $\boldsymbol{\tau_u}$=0.33 MPa > $\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$=1.16MPa

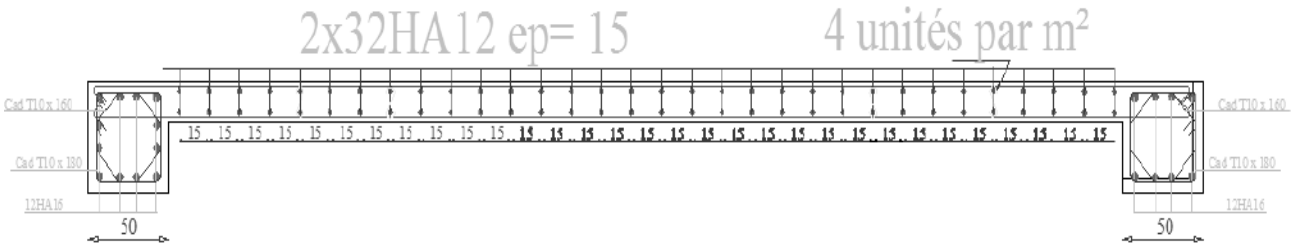


Figure VI.3. Ferraillage du voile périphérique

VI.2. Fondation :

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.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

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 de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.3.Etude de fondation :

VI.3.1.Généralité :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support, les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

VI.3.2.Reconnaissance 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.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

σ_{sol} = 1.5 bars avec un ancrage de 2.00m.

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, le taux de travail admissible ainsi que retenu et la profondeur d'ancrage pour le projet :

Tableau.VI.2. Résultats des investigations géotechniques

Proposition	Rp minimal	Taux de travail admissible	Taux de travail retenu	Profondeur d'ancrage
1	40bars	1.60bars	1.50bars	2.00m/Terrain naturel

VI.3.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible= 1.5bars), sur lequel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

- **Vérification du chevauchement entre les semelles :**

Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

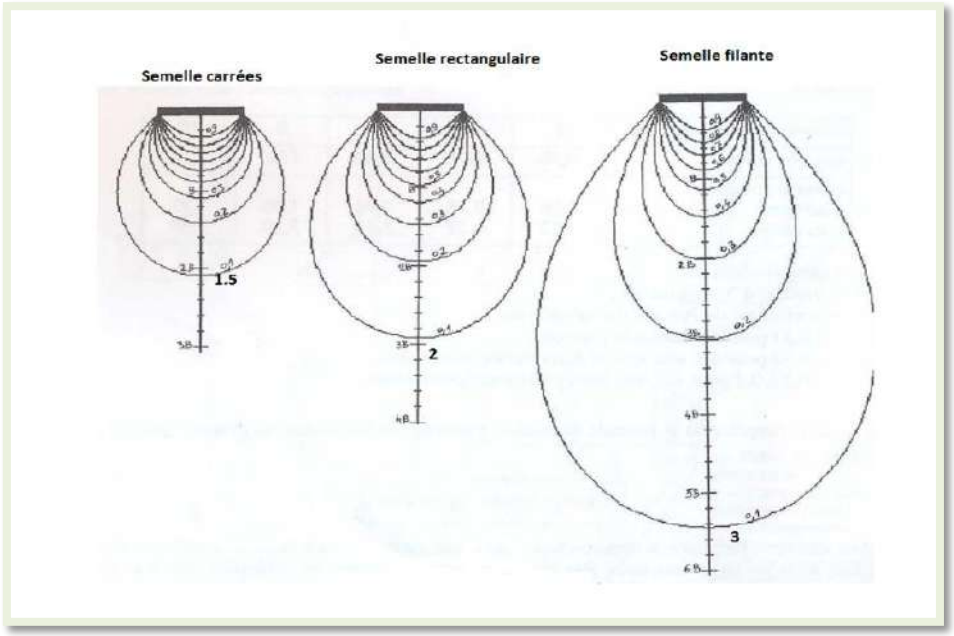


Figure VI.4.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

- **Semelles isolées :**

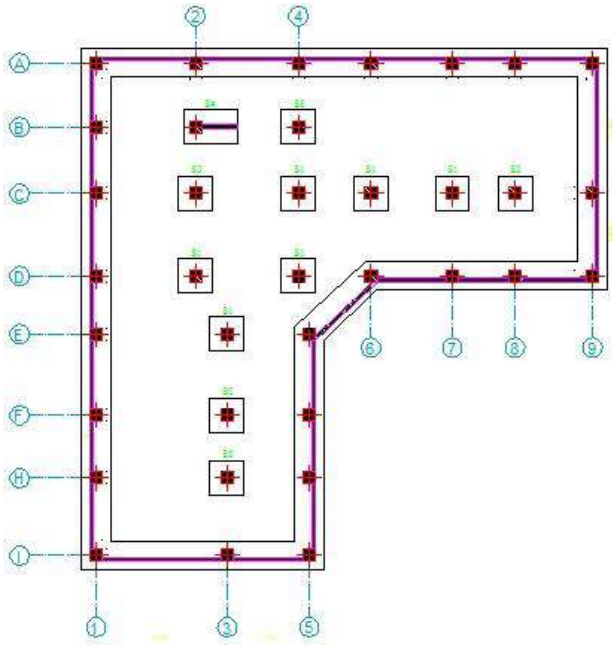


Figure VI.5. Choix des semelles isolées

- ✓ **Dimensionnement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : contrainte du sol.

S : surface de la fondation.

N : charge de la superstructure calculée par la combinaison G+Q.

On adoptera une semelle carrée. C'est-à-dire le rapport de A/B est égale au rapport a/b, donc $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

Nous avons des poteaux carrés : a=b donc A=B => $S = B^2$

Donc $B = \sqrt{S}$

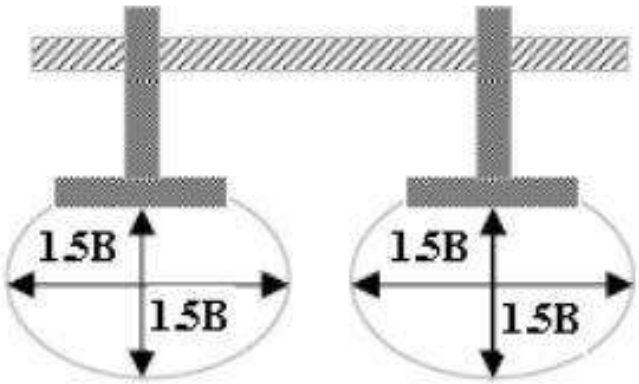


Figure VI.6. Bulbes de pression dans les semelles isolées

Tableau.VI.3. vérification de chevauchement entre les semelles isolées

File	Poteau	N (KN)	B (m)	1.5B/2	L (m)	chevauchement
B	2	1180.35	2.00	3.00	**4.25**	**Oui**
	4	778.50	2.27	1.70		
C	2	901.76	2.45	1.83	**4.25**	**Non**
	4	1047.77	2.64	1.98		
					3.00	**Non**
	6	1047.77	2.64	1.98		
					3.35	**Oui**
	7	1047.77	2.64	1.98		
					2.60	**Oui**
	8	901.76	2.45	1.83		
D	2	1047.77	2.64	1.98	**4.25**	**Non**
	4	1047.77	2.64	1.98		
2	B	1180.35	3.14	4.72	**2.75**	**Oui**
	C	901.76	2.45	1.83		
					3.40	**Oui**
	D	1047.77	2.64	1.98		
3	E	1047.77	2.64	1.98	**3.35**	**Oui**
	F	901.76	2.45	1.83		
					2.60	**Oui**
	H	778.50	2.27	1.70		
4	B	778.50	2.27	1.70	**2.75**	**Oui**
	C	1047.77	2.64	1.98		
					3.40	**Oui**
	D	1047.77	2.64	1.98		

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles dans les deux directions. Donc on va passer à l'étude des semelles filantes.

- **semelles filantes :**

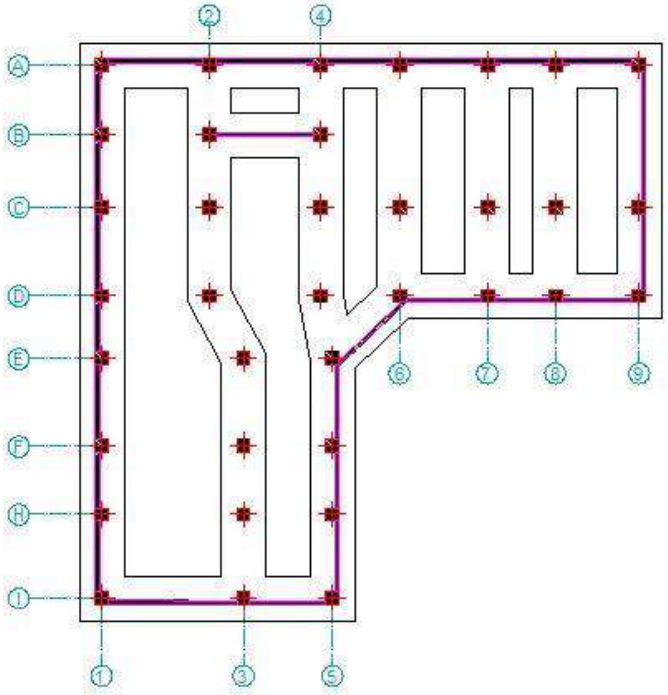


Figure VI.7. Choix des semelles filantes

On trouve ce type de semelle dans les cas de chevauchement des semelles isolées suivant une direction ou même suivant les deux directions. Ce chevauchement peut être causé soit par des charges importantes, soit par la nature du sol qui pourra provoquer un tassement différentiel.

✓ **Dimensionnement**

$$\frac{\sum N_I}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow B \geq \frac{\sum N_I}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$\sum N_I$: La somme des efforts normaux sous la semelle filante.

L : la longueur totale de la semelle filante.

B : la largeur de la semelle filante.

$\overline{\sigma_{sol}}$: la contrainte du sol.

Tableau.VI.4. dimensionnement des semelles filantes

Semelle	$\sum N_I$ (KN)	L (m)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	B (m)
SFA	4822.82	22.00	1.50	1.46
SFI	1734.22	10.30		1.12
SF1	5486.37	21.85		1.67
SF5	2157.43	10.65		1.35
SF5'	1132.30	5.20		1.45
SFD	1749.58	10.65		1.09
SF9	1669.42	10.30		1.08
SFB	1238.39	5.75		1.43
SF2	5079.43	28.25		1.52
SF4	2425.45	12.75		1.28
SF6	1456.29	10.30		0.94
SF7	1210.84	10.30		0.78
SF8	1050.80	10.30		0.68

Remarque :

On a choisis la meme largeur B=1.7m pour tous les semelles filante suivant une seul direction pour des raisons suivantes :

- ✓ Facilité de la mise en œuvre.
- ✓ Garder le meme coffrage pour toute les semelles.

Dimensions H, d :

H : la hauteur de la semelle ;(H=d+c).

d : heuteur utile ; $d \geq \frac{B-b}{4}$; b : la largeur du poteau.

Tableau.VI.5. dimension B, D et H de la semelle filante

B (m)	D (cm)	H (cm)
1.7	32	35

VI.3.4. Ferraillage des semelles :

- **Semelle filante sous plusieurs poteaux :**

Armatures transversal :

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport à l'effort normal.

Sous l'effet de N on calcule le ferraillage suivant A et B.

$$A_b = \frac{\sum Ni(B-b)}{8.\sigma_{sol}.d}$$

Les resultats sont resumés dans le tableu suivant:

Tableau.VI.6. les armatures transversal de la semelle filante sous plusieurs poteaux

N_{ser} (KN)	N_u (KN)	A (m)	B (m)	H (cm)	A_b (cm^2)	A_b adopté (cm^2)	Esp (cm)	A_b adopté (cm^2/ml)
1047.77	1433.92	3.6	1.7	35	44.81	30HA14 46.18	10	9HA14 13.85

Armature longitudinal (répartition) :

Parallèlement à l'axe longitudinale de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition tel que :

$$A_{rép} = \frac{A_b(cm^2)}{4} \times B(m)$$

Les resultats sont resumés dans le tableu suivant:

Tableau.VI.7. les armatures longitudinales de la semelle filante sous plusieurs poteaux

B (m)	$A_{rép}$ (cm^2)	A_b adopté (cm^2)	Esp (cm)
1.70	19.62	13HA14 20.01	12

- **poutre de libage :**

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle a elle seul ne suffit pas car elle risque de déformer dans la zone de mi- travée, pour cela, la semelle continue sera renforcée par une poutre, qu'on l'appelle : la poutre de libage.

Dimensionnement :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton. E= 32164.19MPa.

l : la plus grande travée dans la fille. *l*=4.9m.

K : coefficient de réduire du sol. K= 4kg/cm³.

I : le moment d'inertie de la semelle. I=$\frac{b.h_p^3}{12}$

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48Kl^4}{E\pi^4}}$=0.37m. on adopte h_p=80cm.

l=4.9m< $\frac{\pi}{2} l_e$ =8.47m (condition vérifiée).

Alors : on a des poutres de libages de 50x50. Noyées dans la semelle.

Pour déterminer le ferraillage de cette dernière on la considère comme une poutre renversée aves des appuis au niveau des poteaux ; soumise à une contrainte représente la réaction du sol $q(KN/m^2)$ quelle est calculée par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N_i}{L} (KN/m^2)$$

Avec :

$\sum N_i$:La somme des efforts normaux.

L : la longueur totale de la semelle.

Les valeurs de « q » sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.VI.8. détermination de la valeur q dans les semelles filantes

Semelle	$\sum N_i\ (ELU)(KN)$	$\sum N_i\ (ELS)(KN)$	$L(m)$	$q_u(KN/ml)$	$q_{ser}(KN/ml)$
SF1	1807.94	1322.13	8.8	205.44	150.24

Calcul des moments :

On utilise la méthode de caquot.

$$M_a = -\frac{q(l_w'^3 + l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \quad ; \quad M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau.VI.9. calcul du ferraillage longitudinal a l'ELU :

semelle	Position	$M_u(KN/m)$	$A'(cm^2)$	$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
SF1	En travée	414.12	0	16.01	8HA16=16.08
	En appuis	566.04	0	16.64	10HA16=20.11

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 15MPA$

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = 202MPA$

Tableau.VI.10. vérification des contraintes à l'ELS :

semelle	Position	$M_{ser}(KN/m)$	$A_{choisie}(cm^2)$	σ_b	σ_s	Vérification
SF1	En travée	302.19	16.08	6.8	201.6	Condition vérifiée
	En appuis	413.95	20.11	8.6	201.6	Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{584960}{500 \times 770} = 1.51\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$$

Le calcul des armatures transversales donne

Zone nodale :

- Sa longueur $l_{nodale} = 100\text{cm}$
- $A_t = 4\text{HA}10$
- $S_t = 12.5\text{cm}$

Zone courante :

- $A_t = 4HA10$
- $S_t = 15cm$

Armature de peau :

- Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 70cm le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au mois $3cm^2/ml$ posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 0.8 = 2.4cm^2$$

Donc on adopte 2HA14 = 3.08cm²

- **Semelle filante sous voile:**

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles a l'ELU et en fait les vérifications des contraintes à l'ELS.

Les armatures principales et les armatures de répartition avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Sous l'effet de N on calcule le ferraillage suivant A et B.

$$A_b = \frac{\sum Ni(B-b)}{8.\sigma_{sol}.d}$$

Les resultats sont resumés dans le tableau suivant:

Tableau.VI.11. les armatures transversales de la semelle filante sous voile

N_{ser} (KN)	N_u (KN)	A (m)	B (m)	H (cm)	A_b (cm^2)	A_b adopté (cm^2)	Esp (cm)	A_b adopté (cm^2/ml)
1254.12	1711.97	5.9	1.7	35	53.49	35HA14 53.88	15	7HA14 10.78

Armature longitudinal (répartition) :

Parallèlement à l'axe longitudinale de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition tel que :

$$A_{rép} = \frac{A_b(cm^2)}{4} \times B(m)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.VI.12. les armatures transversales de la semelle filante sous voile

B (m)	$A_{rép}$ (cm^2)	A_b adopté (cm^2)	Esp (cm)
1.70	22.89	15HA14 23.09	10

VI.4. Les longrines :

- **Prédimensionnement :**

La section choisie est : (30×30) cm.

- **Sollicitations :**

$$F = \frac{N}{\alpha} \qquad \Rightarrow F = \frac{1433.92}{10} = 143.39 \text{ KN}$$

- **Ferraillage** :

- **L'ELU** :

$$A_u = \frac{F}{\sigma_s}$$

Donc : A = 4.12 cm² on prend 5HA12 = 5.65 cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{b \times h}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9 cm^2$$

Alors : $A_{min} = 0.9 cm^2$

- **L'ELS :**

Vérification des contraintes (fissuration préjudiciable) :

$N_{ser} = 1047.77 KN$

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisie}} = \frac{N_{ser}}{10 \times A_{choisie}}$$

$\sigma_s = \frac{1047.77.10^3}{10 \times 565} = 185.44 MPa < \overline{\sigma_s} = 202 MPa$ …… Condition vérifiée

- **Section minimale donnée par le RPA99 Version 2003 :**

$A_{rép} \geq 0.6\%. B$

Alors : $A_{RPA} \geq \frac{0.6}{100} \times (30 \times 30)$

$A_{RPA} = 5.4 cm^2$

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_l = \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi = 8\text{mm}$

- **Espacement :**

$S_t \leq \text{Min}[20\text{cm}; 15\varphi_l] = \text{Min}[20\text{cm}; 18 \text{ cm}]$

On adopte : $S_t = 15\text{cm}$.

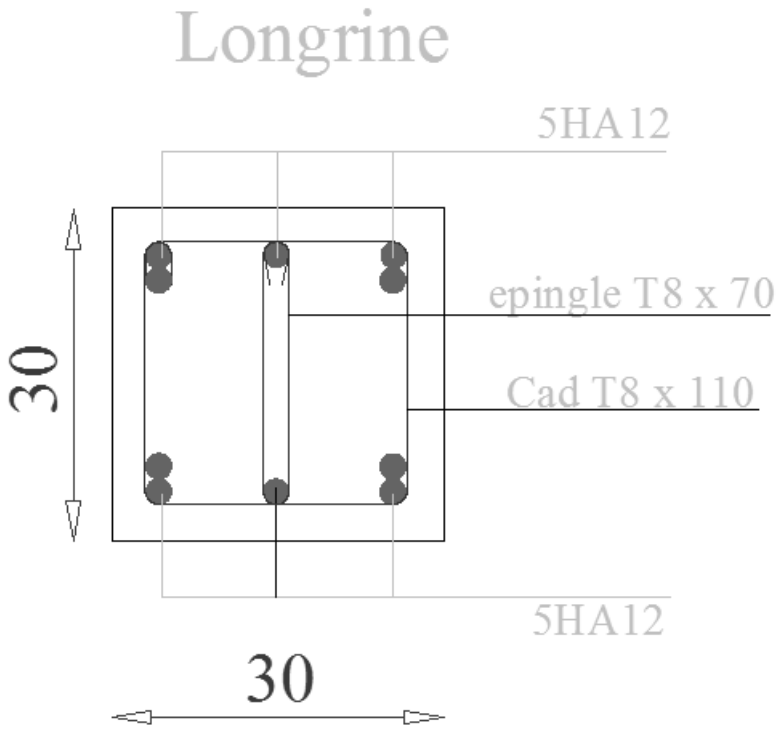


Figure VI.8. Ferraillage de la longrine

Conclusion

A la fin des calculs pour ce bloc, nous pouvons conclure ce qui suit :

L'étude génie civil est essentielle pour tout ingénieur (G.C) à la fin de sa formation, ce qui dans le but d'acquérir les informations et l'expérience nécessaire à sa vie professionnelle.

Le but de ce travail était basé sur une compréhension logique du plan schématisé, après ce ci une étude pratique basé sur des calculs précis en respectant les règlements en vigueur tel que RPA99 version 2003 ; CBA93 dans le but d'avoir la résistance, la stabilité et l'économie.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuses actions à considérer dans le cadre de calcul des structure.

finalement nous pouvons dire que ce projet a permis de voir tous les aspects de l'étude, et ses différents problèmes. Il nous a permis aussi de toucher à plusieurs points qui étaient pour nous théorique

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

[1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.

[2] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

[3] Béton armé aux états limites BAEL91.

[4] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[5] Régle de calcul des fondations superficielles DTR-BC 2.331.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures SAP2000 version 17.
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.