République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option:structure

Thème :

Etude d'un Bâtiment en (SS+RDC+5) à usage d'habitation implanté en zone IIb

Etudié par :

BOUZAIR Salah eddine

BOUZARA Abd elmomen

Encadré par :

TALAICHE Zoheir

Promotion Juin 2018

Remerciement:

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier en premier lieu Dieu Miséricordieux qui nous a donné la force et la patience d'achever cette mémoire.

Nos plus sincères remerciements et toute gratitude, à :

Monsieur Dr.talaich zohir notre promoteur.

Monsieur ould turki benaissa .

Tous les enseignants de département de génie civil de l'université de MÉDÉA.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Notre collègue de génie civil promotion 2018.

bouzair salah eddine et bouzara abd elmomen

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

Avant tout je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours…

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mes frères et mes chères sœurs aussi qui m'ont encouragée et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes belles-sœurs

A mes Amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

SALAH EDDINE

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

Avant tout je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours…

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mes frères et mes chères sœurs aussi qui m'ont encouragée et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mon grand-père

A mes Amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Abd-elmomen

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة و هيكلة بناية من الخرسانة المسلحة, ذات استعمال سكني تتكون من طابق تحت أرضي والطابق الأرضيبالإضافة إلى خمس طوابق, و المقرر بنائها في ولاية المدية.و المصنفة ضمن المنطقة الزلزاليةII.b. مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة جدران خراسانية مسلحة .

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:
قواعد الخرسانة المسلحة.
لقواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل و استعمال برنامج(sap2000 v18)
وأخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة .

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant un bloc, en **SS+RDC +5 étage** qui sera implanté à Médéa, classé selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de Moyenne sismicité (**zoneII.b**).
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de Contreventement constitué par des voiles porteurs reprennent 100% de l'effort tranchant d'étage
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établisconformément aux règlements algériens **(CBA 93 et RPA99 version 2003).**
L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel **(sap2000 v19).**
Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Summary

This Project consists in studying a building with lively use, containing one block In **(**Underground+ground+5stories)**,** which will be established in Médéa, classified according to (**RPA99 version 2003**), like a zone of averageSeismicity **(zone II.b).**
The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a System of wind bracing (shells)
The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant Elements were established in accordance with the Algerian payments. **(CBA 93 and RPA 99 version2003).**
The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software (**sap2000 v18).**
Finally, we have studied the infrastructure and calculated the foundations by holding account the regulations of the Report of ground.

SOMMAIRE:

Résumé……..
Remerciement……...
Dédicace……
Résumé……..
Liste des tableaux, figures et notations…….

Chapitre I

I.1. INTRODUCTION……1
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE……1
I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES……...1
I.2.2. OSSATURE……1
I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT ……1
I.2.4. PLANCHER…… ……1
I.2.5. ESCALIER ……...2
I.2.6. MAÇONNERIE ……2
I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX……2
I.3.1.BÉTON……2
I.3.1.1.Composition du béton ……2
I.3.1.2.Résistance du béton ……2
I.3.2. ACIERS……5
I.4. HYPOTHESES DE CALCUL……6

Chapitre II

II.1. INTRODUCTION……...8
II.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES DALLES……8
II.2.1 .Plancher en corps creux ……..8
II.2.2. Plancher en dalle pleine ……..9
II.3. EVALUATION DES CHARGES……9
II.3.1. Plancher Terrasse Inaccessible……10
II.3.2. Plancher Étage Courant (corps creux)……11
II.3.3. Plancher Etage Courant (dalle pleine)……12
II.3.4. Maçonnerie……12
II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET DES POTEAUX……13
II.4.1. LES POUTRES……13

II.4.2.PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX…….....14

II -4-2-1. Définition ……..14

D. Dimensionnement des poteaux ……...15

II.4 .3.choix le poteau le plus sollicité…….17

II.4.4- Détermination des charges et surcharges ……..18

II.4.5 .Vérification vis-à-vis RPA (Version 2003)……20

II.5. LES VOILES…….20

Chapitre III

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES……22

III.1. L'acrotère…….22

III.1.1.Introduction ……..……22

III.1.2. Principe de calcul……22

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation……...22

III.1.4. Détermination des efforts……..23

III.1.5. Calcul de ferraillage……..23

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant……24

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……25

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme…….25

III.2. Etude des poutrelles ……26

III.2.1.Dimensions des poutrelles ……26

III.2.2.Calcul des moments ……..…26

III.2.3.Calcul des poutrelles …….28

III.2.4.Récapitulations……32

III.2.5.Ferraillage des poutrelles ……..32

III.2.5.1.Vérification à L'ELS……...33

III.2.5.2.Calcul des armatures transversales…….34

III.2.5.3.Vérifications nécessaires …….34

III.2.6.Vérifications…….35

III.2.6.1Vérification de l'effort tranchant…….35

III.2.6.2.Vérification au voisinage de l'appui…….....35

III.2.6.3.Vérification de la compression dans la bielle de béton……35
III.2.6.4.vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis…….....35
III.2.6.5vérification de la flèche…….....36
III.2.6.6.Évaluation détaillée de la flèche …….....36
III.3.Escaliers ……....37
III.3.1. Introduction …… ….37
III.3.2. Terminologie…… .37
III.3.3. Pré dimensionnement d'escalier…….37
III.3.4 Détermination de charge et surcharge ……..38
III.3.4.1. Combinaison Des Charges…….39
III.3.4.2. Calcul Des Efforts Internes…….....39
III.3.4.3.Ferraillage des escaliers ……....40
III.3.4.4.1. Les armatures principales……41
III. 3.4.2. Les armatures de répartition……..42
III. 3.5.Calcul de la poutre palière…….43
III.3.5.1 Pré dimensionnement……..43
III.3.5.2.charge revenants a la palière ……..43
III.3.5.3 calcule des efforts ……..43
III.3.6.Ferraillage de la poutre palière …….44
III.3.6.1.Armateur longitudinales…….44
III.3.6.2.Calcul des armatures transversales……..45
III.4 ETUDE DES DALLES PLEINES……45
III.4.1 Méthode de calcul……..46
III.4.2. Méthode de calcul ……...47
III.4.5.Calcul des dalles triangulaires ……...47
III.4.2.1. Calcul du ferraillage…… 47

Chapitre IV

IV.1.Introduction ……49
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure ……46
IV.2.1.Centre de masse……49
IV.2.2. Centre de torsion ……..49
IV.2.3.Excentricité ……..53
IV.2.3.1. Excentricité accidentelle ……..53
IV.2. 3.1. Effets de la torsion accidentelle……...54
IV.4. Modélisation de la structure ……55

IV.4.1.Choix de la méthode de calcul ……..55

IV.4.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……...…55

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale ……....56

IV.4.3.1. Principe ……56

IV.4.3.2.Modélisation ……..56

IV.4.3.3.Le spectre de réponse de calcul ……56
IV.5. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …… 58

IV.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……..59

IV.5.2.vérification de participation massique ……..60

IV.5.3.Vérification de la période ……..61

IV.5.4.Vérification de la forces sismiques a la base RPA 2003…….62

IV.5.5.Vérification de la stabilité au renversement ……63

IV.5.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……64
IV.5.5.2.Moment de renversement ……66

IV.5.5.3.Moment stabilisant …….....66
IV.5.6.vérifications du déplacement en tête du bâtiment RPA version 2003 ……67

IV.5.7. Vérification des déplacements inter-étage RPA version 2003……67

IV.5.8.Vérification de cisaillement des éléments RPA version 2003……...68

IV.5.8.1.. Les poutres ……...68

IV.5.8.2.. Les poteaux ……..68

IV.5.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base ……69

IV.5.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..69

Chapitre V

V.1.Introduction ……...71
V.2.Ferraillage des poutres ……..71
V.2.1.Introduction ……71
V.2.2. Recommandation du RPA99…….71
V.2.2.a. Armatures longitudinales…….... 72
V.2.2.b. Armatures transversales……72
V.2.3.Calcul des armatures longitudinales……..73
V.2.4.Vérification ……75
V.2.5.Calcul des armatures transversales…… 75

V.2.6.Vérification de la flèche ……75
V.3.Ferraillage des poteaux ……76
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ……77
V.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 ……77
V.3.2.Détermination des armatures transversales……..78
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93……78
V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles ……..78

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales ……79

V.4. Ferraillage des voiles……..…81
V.4.1 Les voile plein ……....81
V.4.1. Les armatures verticales ……...81
V.4.1.2.Vérification à E.L.S ……83
V.4.1.3 Calcul des armateurs horizontaux……83

V.4.1.3.Armatures transversales ……..84

V.4.2.1. les voile avec ouverture ……..84

V.4.2.2 Vérification à E.L.S ……86

V.4.2.3. Les Linteaux ……...87

V.4.2.4. Ferraillage des linteaux……...87
V.5.FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS-SOL ……87
VI.5.1. Calcul de la poussée des terres……88
VI.5.2.Calcul des moments…….. 88

VI.5.3.Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance ……88

VI.5.4.Vérification des contraintes à l'ELS ……89

VI.5.5. Vérification de la contrainte de cisaillement ……...89

Chapitre VI

VI.1. Introduction ……....90
VI.2Etude préliminaire du Choix de type de semelle ……90
VI.3.1. Dimensionnement des semelles isolées……...91
VI.4.Semelle filante sous voiles et poteaux ……92

VI.4.1.Dimensionnement ……92

VI.5.Ferraillage des semelles ……..95

VI.5.1.Armatures principale des semelles filantes ……95

VI.5.2.Armatures de répartition " $\boldsymbol{A_{rép}}$ " ……..95

VI.5.3. Vérification des longueurs de scellement ……....96

VI.6.1.Ferraillage des poutres de libage ……..96

VI.6.2.Dimensionnement ……96

VI.6.3.Calcul des moments ……..97

VI.6.4.Armatures longitudinales ……..98

VI.6.4.1.Calcul à l'ELU……....98

VI.6.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS ……..98

VI.6.4.3.Vérification de l'effort tranchant ……..99

VI.6.4.4.Le calcul des armatures transversales ……....99

VI.6.4.5.Armatures de peau ……...…100

VI.6.4.6.Vérification de la flèche ……...100

VI.7. LES LONGRINES ……101

VI.7.1. Dimensionnement ……..101

VI.7.3. Détermination des sollicitations ……....101

VI.7.4. Calcul du ferraillage ……...…102

VI.7.5.Recommandation des règlements ……...102

VI.7.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service ……102

VI.7.7.Vérification de la contrainte de cisaillement……...103

VI.7.8.Calcul des armatures transversales ……103

LISTE DES TABLEAUX:.

Tableau II.1: Charge permanente du plancher terrasse…….10

Tableau II.2: Charge permanente du plancher terrasse dalle plein……...11

Tableau II.3:Charge permanente du plancher étage courant……11

Tableau II.4 : Charges au niveau d'un balcon……...12

Tableau II.5 : Composition de Mur extérieur……...12

Tableau II.6 : Composition de Mur intérieur……12

Tableau II.7 : Dégression des surcharges……..19

Tableau II.8 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau……..19

Tableau II.9: récapitulation des vérifications……....20

Tableau II.10: Vérification vis-à-vis RPA……..……..20

Tableau. III 5: détermination du nombre d'étaiements……28

Tableau III.6: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S…….29

Tableau III.7: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELU)....30

Tableau III.8: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELS)….30

Tableau III.9: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELU)…31

Tableau III.10: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELS)...31

Tableau III.11: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELU)..31

Tableau III.12: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELS)...32

Tableau.III.13.Récapitulations des efforts internes…….…..32

Tableau.III.14 : donner de calcul……..32

Tableau.III.15.Calcul et vérification des armatures…….….33

Tableau.III.16. Vérification des armatures à L'ELS…….…33

Tableau.III.17. Ferraillages longitudinaux des poutrelles…….…34

Tableau III.18 : diamètre des armatures transversales ……34

Tableau III.19: Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……35

Tableau.III.20. Vérification préliminaire de la flèche…….…..36

Tableau.III.21. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles…….36

Tableau III.22. Charges Permanentes.de Palier de repos……..38

Tableau III. 23. Charges Permanentes.de Paillasse ……38

Tableau III. 24. Charge à l'ELU et l'ELS……39

Tableau.III.25. Récapitulation des résultats……..41

Tableau.III.26.Les données……...41

Tableau.III.27.Calcul des sections d'acier de l'escalier…….……41

Tableau.III.28.Calcul Les armatures de répartition et leur espacement……42

Tableau.III.29. Vérification de l'effort tranchant……..42

Tableau.III.30.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S……42

Tableau.III.31. les donner de calcule de flèche……42

Tableau.III.32. Vérification des flèches……43

Tableau.III.33.Efforts de la poutre palière……44

Tableau.III.34.Calcul des sections d'acier de la poutre palière……44

Tableau III.35 : Vérification à ELS…….....44

Tableau.III.36.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière……..……44

Tableau.III.37. Vérification de l'effort tranchant…….….44

Tableau. III.38.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……45

Tableau.III.39.Les actions sur la dalle……..…45

Tableau.III.40. Travail externe……..…46

Tableau.III.41. Travail interne. ……....46

Tableau III.42. Ferraillage de la dalle pleine ……..….47

Tableau III.43. : Vérification des contraintes……..…..48

Tableau III.44. Vérification de la flèche…….…..48

Tableau .IV.1. Calcul de centre de masse…….……52

Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion…….……52

Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricité statique……53

Tableau. IV.4. Calcul d'excentricité accidentelle…….…....54

Tableau. IV.5. Calcul d'excentricité totale…….....54

Tableau. IV.6. Justification du coefficient de comportement R……57

Tableau. IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant X…….57

Tableau IV.8 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y……...57

Tableau IV.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y……...58

Tableau. IV.10. facteur de qualité Q ……..……58

Tableau .IV.11. Le comportement des trois premiers modes…….61

Tableau. IV.13. Coefficient de participation massique……..…….62

Tableau .IV.14. Vérification de la période ……..……63

Tableau .IV.15. Calcul de la force sismique……..……63

Tableau .IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...……65

Tableau .IV.17. Forces sismiques selon la hauteur suivant X……..……65

Tableau .IV.18. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..……66

Tableau .IV.19.Calcul du moment de renversement……..……66

Tableau .IV.20.Calcul du moment stabilisant……...…….67

Tableau .IV.21. Vérification de stabilisation……68

Tableau.IV.22. Vérification des déplacements inter-étage sens X……...……68

Tableau.IV.23. Vérification des déplacements inter-étage sens Y……...……68

Tableau IV. 24: Vérification de cisaillement des poutres…….……69

Tableau IV. 25: Vérification de l'effort normal réduit à la base……...69

Tableau.IV.26 Vérification l'effet P-Δ sens X…….……..…….69

Tableau IV.27. Vérification l'effet P-Δ sens Y……...……70

Tableau. V.1.Les données de calcul……71

Tableau. V.2.Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse)…...…72

Tableau. V.3.Section des armatures longitudinales des poutres secondaires…….73

Tableau. V.4.Vérification des poutres principales à l'E.L.S……73

Tableau.V.5.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S……74

Tableau. V.6.Calcul de $\bar{\tau}_u$ ……74

Tableau. V.7.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……75

Tableau. V.8.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……..75

Tableau.V.9. Vérification de la flèche des poutres ……76

Tableau. V.10.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux a l'ELU……77

Tableau. V.11.Vérification des armatures à ELS des poteaux……78

Tableau. V.12.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……79
Tableau. V.13.Vérification de la quantité d'armatures transversales…….….79
Tableau V.14. Calcul les armatures verticales des voiles plains……...……82
Tableau V.15. Vérification des armatures a ELS de Voile plains……...…….83
Tableau V.16. Calcul les armatures horizontaux des voiles plains…...…….84
Tableau V.17.calcul les armatures verticales des trumeaux …….……...85
Tableau V.18.calcul les armateurs horizontaux……...……86
Tableau V.19. Vérification des armatures a ELS des trumeaux ……..……86
Tableau V.20. Calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux…….……87
Tableau V.21. Calcul des armatures des linteaux……...…..87
Tableau V.22. Calcul les armatures longitudinales…….....88
Tableau V.23. : Vérification des contraintes à l'ELS…….....89
Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées……...92
Tableau VI .2 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux……93
Tableau VI. 3 : Armatures principales des semelles filantes……95
Tableau VI. 4 : l'armature de répartition……95
Tableau VI. 5 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes……..96
Tableau VI. 6 : Dimensionnement du poutre de libage……97
Tableau VI. 7 : détermination de la valeur q dans les semelles filantes ……97
Tableau VI. 8: Détermination des moments de poutre de libage……..98
Tableau VI. 9: Les résultats du calcul des armatures à l'ELU……...98
Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS……99
Tableau VI .11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage…….99
Tableau VI 12 : Calcul des armatures transversales et leur espacement……100
Tableau VI .13 :Vérification de la flèche du poutre de libage……100
Tableau VI. 14: Valeurs de α……...101
Tableau VI. 15: ferraillage longitudinal des longrines……....102
Figure VI.16: Ferraillage de longrine. ……103

Tableau VI .17 : Calcul des armatures transversales et leur espacement……103

LISTE DES FIGURES:

Figure.I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'E.L.U……..4

Figure.I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'E.L.S……5

Figure.I.2. Diagramme contraintes-déformations de l'acier L'E.L.U……6

Figure II.1:Les dimensions de plancher corps creux……..8

Figure II.2.1 : Plancher terrasse…….……..……..10

Figure II.3.1 : Section réduite du poteau……..16

Figure II.4.1:le poteau le plus sollicité……17

Figure II.4.2 : Surface requise par le poteau le plus sollicité……18

Figure II.5: Schéma du voile……21

Figure. III.1:L'acrotère……..22

Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère……25

Figure.III.3.Ferraillage des poutrelles……...36

figure III.4 : chema statique de l'escalier……37

Figure .IV.2.Voile plein……50

Figure .IV.3.Voile avec une seule ouverture……51

Figure .IV.1. DISPOSITION DES VOILES 3D……...55

Figure .IV.4.Spectres de réponse……...……...58

Figure .IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……....64

Figure .IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..65

Figure .IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y. ……...…..65

Figure. V.1.Disposition des armatures pour les poutres porteuse……74

Figure. V.2. Ferraillage des poutres……...…...76

Figure. V.3.Disposition des armatures pour les poteaux. ……80

Figure. V.4. Ferraillage des poteaux. ……...……80

Figure. V.5. les positions des voiles……..……..81

Figure.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……..91

Figure.VI.2: schéma représente Les chevauchements entre les semelles……..…92

Figure VI.3: La proposition finale des semelles……...94

Figure.VI.4 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU……...…94

Figure.VI.5 : ferraillage de poutre libage……101

Figure VI 6: Ferraillage de longrine……....104

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

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.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : 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.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est nécessairement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation master,

Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après, on a fait une étude dynamique et sismique.

En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le 6eme chapitre on a entamé l'étude des fondations, à la fin on a terminé notre travail par une conclusion générale.

les plans

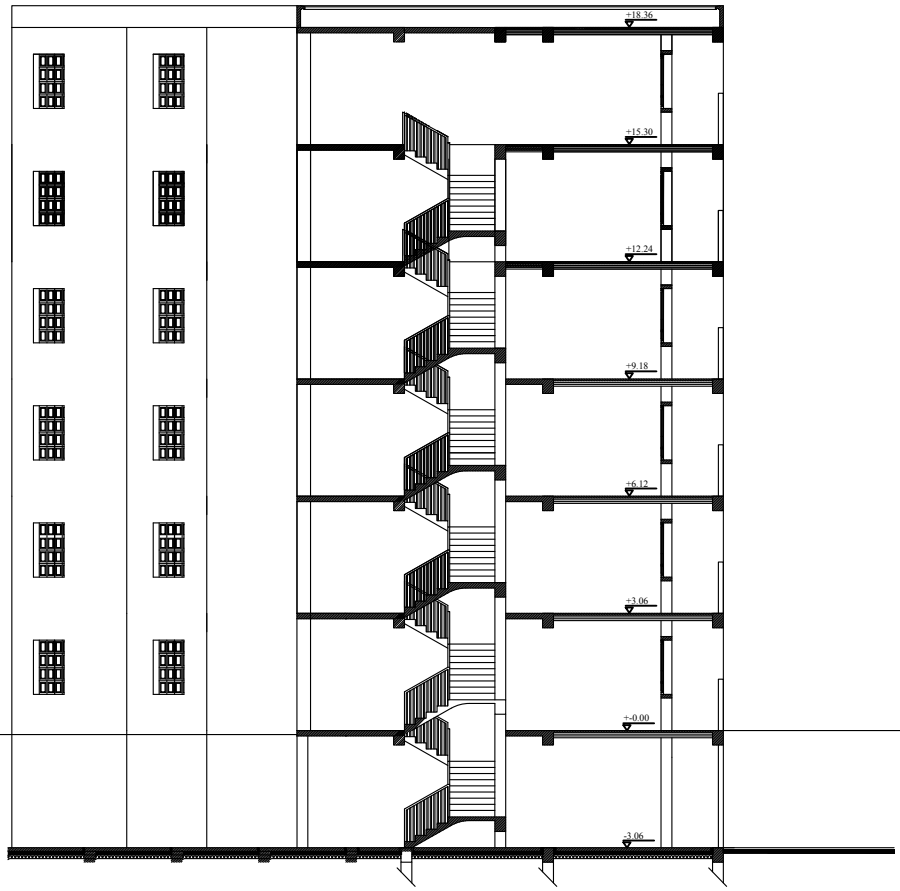
100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS



FACADE SECONDAIRE

BLOC B

ECH 1/100



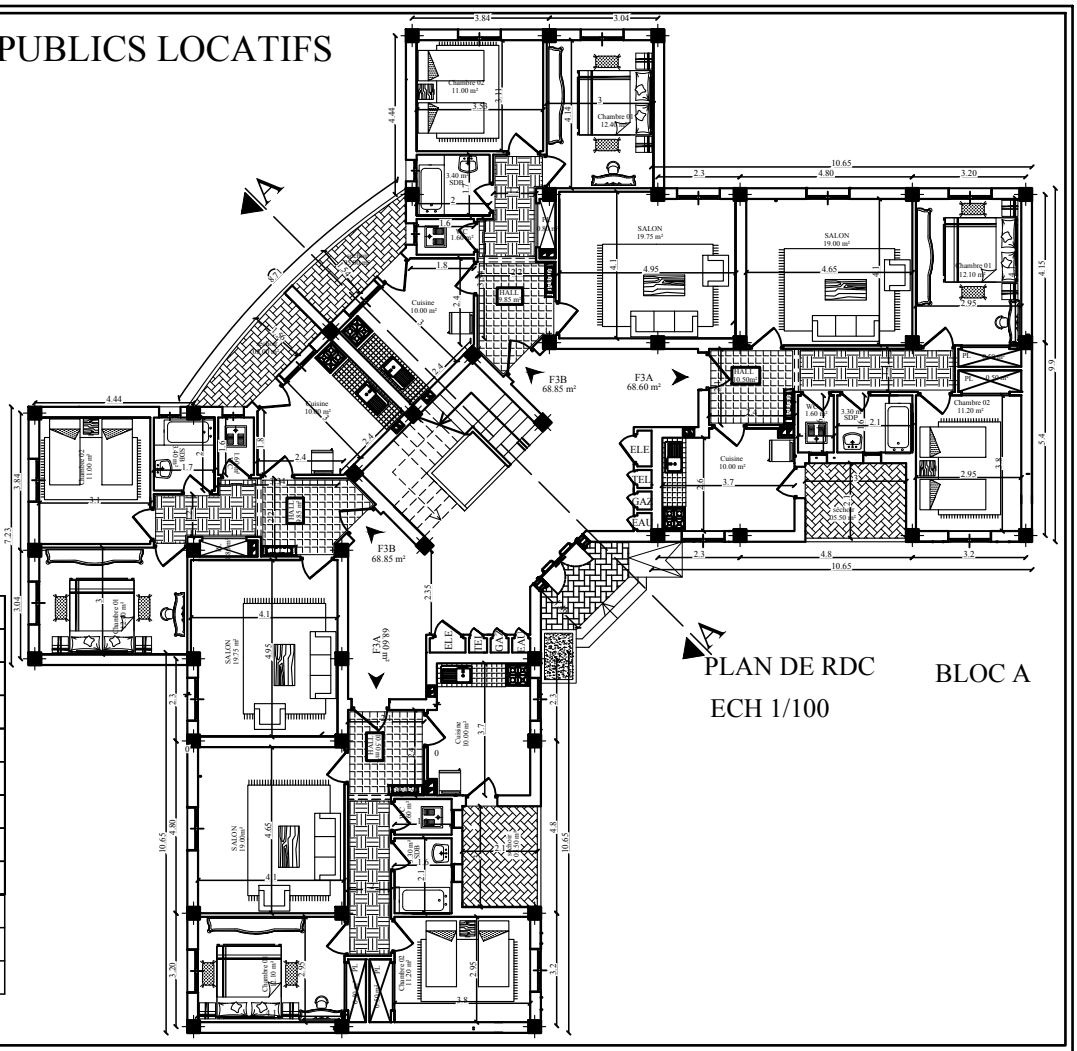
coupe AA

ECH 1/100

BLOC A

100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS

DESIGNATION	THEOR	F3 A	F3 B
SEJOUR	20.00	19.00	19.75
CHAMBRE 01	13.00	12.10	12.40
CHAMBRE 02	11.00	11.20	11.00
CUISINE	10.00	10.00	10.00
S.D.B	03.50	3.30	3.40
TOILETTES	01. 50	1.60	01.60
RANGEMENT	01.00	1.00	0.80
HALL ET DEGAGEMENT	07.00	10.50	9.85
SURFACE HABITABLE :	67.00	68.60	68.85
COURE	05.00	05.50	05.00
SURFACE TOTALE	72.00	74.10	72.80



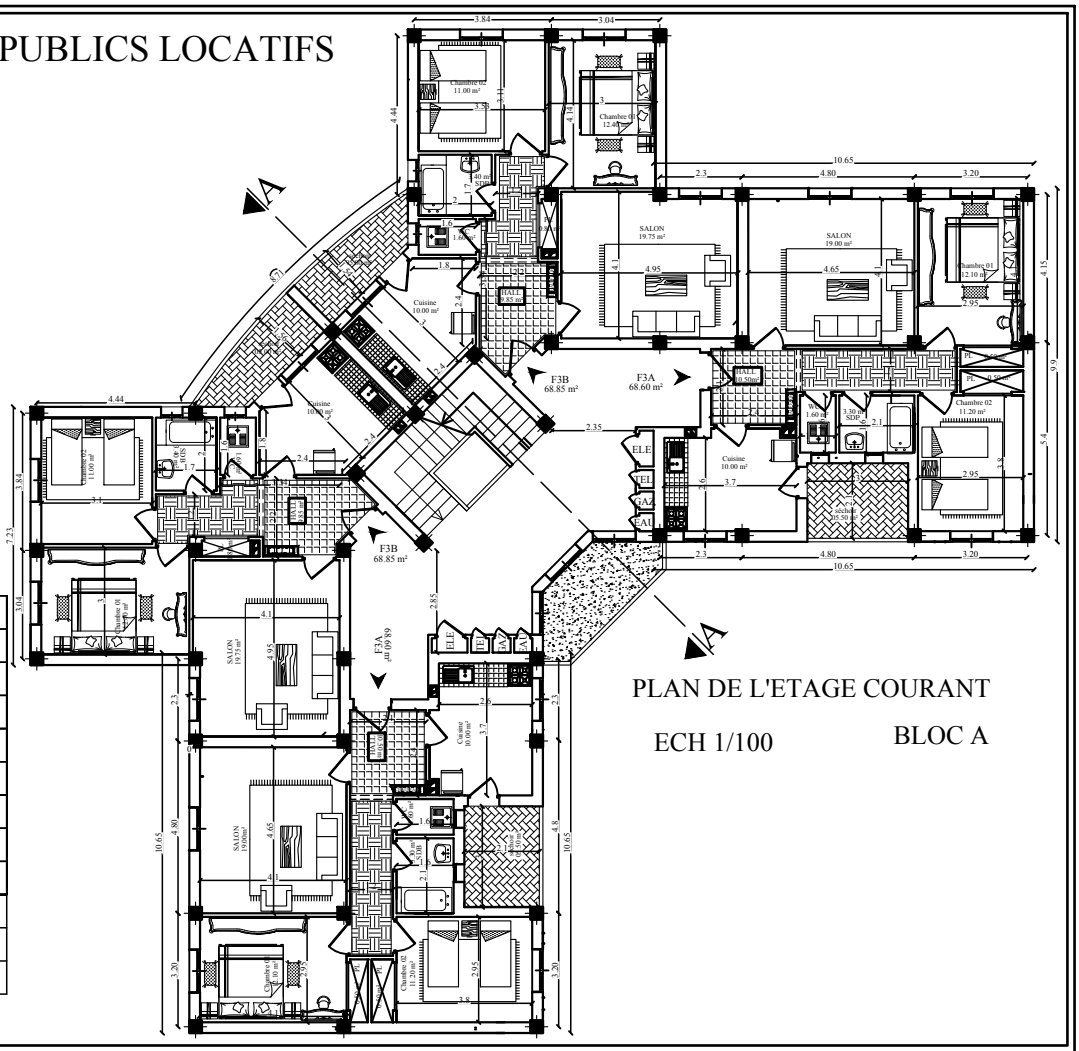
PLAN DE RDC

ECH 1/100

BLOC A

100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS

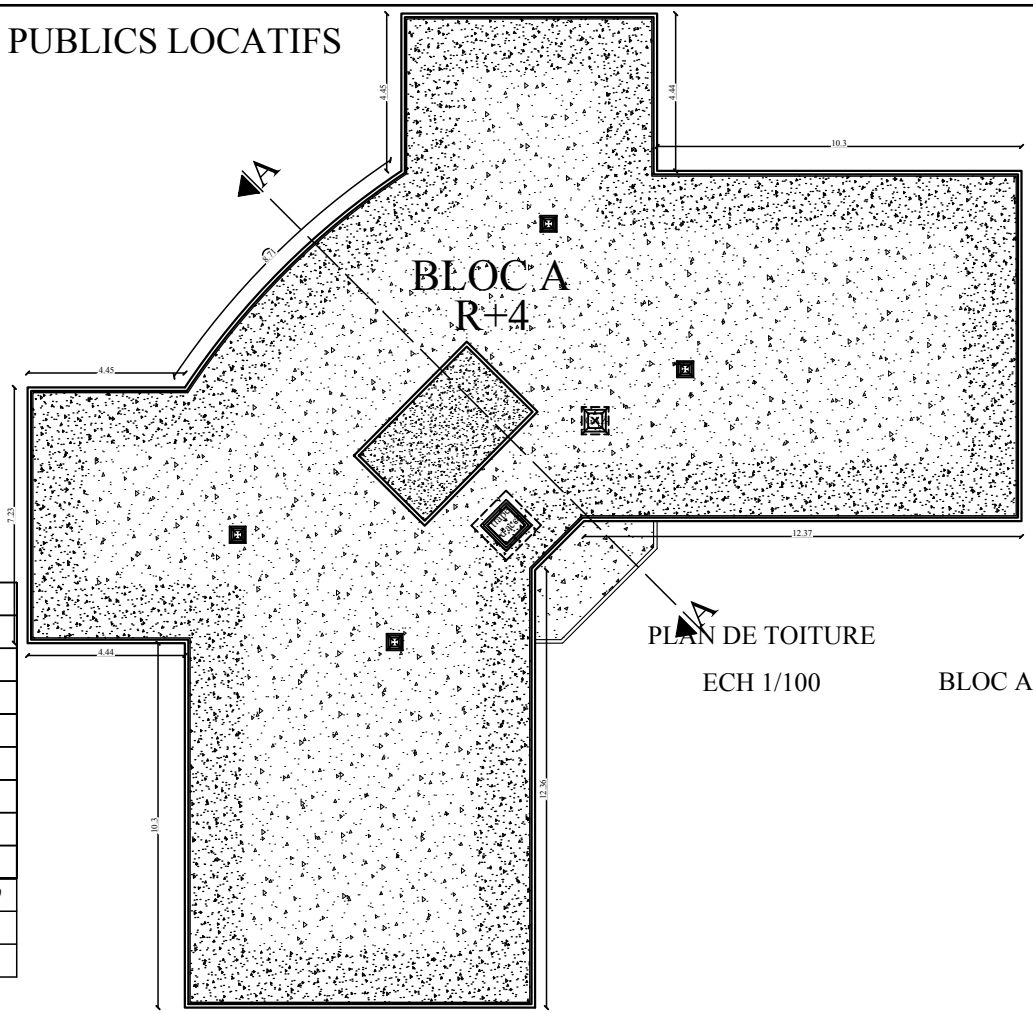
DESIGNATION	THEOR	F3 A	F3 B
SEJOUR	20.00	19.00	19.75
CHAMBRE 01	13.00	12.10	12.40
CHAMBRE 02	11.00	11.20	11.00
CUISINE	10.00	10.00	10.00
S.D.B	03.50	3.30	3.40
TOILETTES	01. 50	1.60	01.60
RANGEMENT	01.00	1.00	0.80
HALL ET DEGAGEMENT	07.00	10.50	9.85
SURFACE HABITABLE :	67.00	68.60	68.85
COURE	05.00	05.50	05.00
SURFACE TOTALE	72.00	74.10	72.80



PLAN DE L'ETAGE COURANT

ECH 1/100 BLOC A

100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS



PLAN DE TOITURE

ECH 1/100 BLOC A

DESIGNATION	*THEOR*	*F3 A*	*F3 B*
SEJOUR	*20.00*	*19.00*	*19.75*
CHAMBRE 01	*13.00*	*12.10*	*12.40*
CHAMBRE 02	*11.00*	*11.60*	*11.00*
CUISINE	*10.00*	*10.00*	*10.00*
S.D.B	*03.50*	*3.50*	*3.75*
TOILETTES	*01. 50*	*1.50*	*01.60*
RANGEMENT	*01.00*	*1.00*	*0.80*
HALL ET DEGAGEMENT	*07.00*	*10.00*	*08.50*
SURFACE HABITABLE :	*67.00*	*68.60*	*67.80*
COURE	*05.00*	*05.50*	*05.00*
SURFACE TOTALE	*72.00*	*74.10*	*72.80*

CHAPITRE I :

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (***SS+RDC+5***) à usage d'habitations, l'ouvrage sera implanté à Médéa qui est classée comme zone de moyen sismicité (***Zone IIb***) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien **(*RPA 99 version 2003)***.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est d'un bâtiment, cette structure est composée de :

- Un sous soul.
- RDC+5 étages à usage habitation.

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Dimensions du bâtiment :

- Hauteur totale du bâtiment ……..21.42 m
- Hauteur du sous soul…….3.06 m
- Hauteur du rez-de-chaussée……...3.06 m
- Hauteur de 1èr à 5émé étage …..……..3.06 m
- Longueur totale en plan …….27.75m
- Largeur totale en plan……....27.75 m

I.2.2. Ossature

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

I.2.3. Classification du bâtiment [1]

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « ***groupe 2*** », car il est à usage

D'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas *48 m*.

I.2.4. Plancher

Vu la forme géométrique du bâtiment, nous avons opté pour 2 types de planchers:

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

I.2.5. Escalier

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre structure comporte 1 type d'escaliers c'est l'escalier droit à trois volées.

I.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués d'une double paroi en briques (*10 cm* d'épaisseur) séparées par une âme d'air de10 *cm* d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués par une seule paroi en briques de *10 cm* d'épaisseur.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (***BAEL91)*** et tous les règlements applicables en Algérie **(*RPA 99 version 2003*** et ***CBA93)***.

I.3.1. Béton

I.3.1.1.Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. Une résistance mécanique élevée.
2. Un retrait minimum.
3. Une bonne tenue dans le temps.

I.3.1.2.Résistance du béton

a. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

$$j \le 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685\, f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \succ 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

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

b. Résistance du béton à la traction

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 « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad (MPa)$$

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

c. Module de déformation longitudinale

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

d. Module d'élasticité instantané « Eij »

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

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

e. Module d'élasticité différé «Evj»

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

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

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10818.86MPa \end{cases}$

f. 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.

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

E.L.U $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

E.L.S $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

g. Poids volumique

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

h. Les contraintes limites de calcul

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

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

Tel que :

γb =1,5 cas des situations durables ou transitoires……. fbu = 14.17 MPa

γb =1,15 cas des situations accidentelles……..... fbu = 18.46 MPa

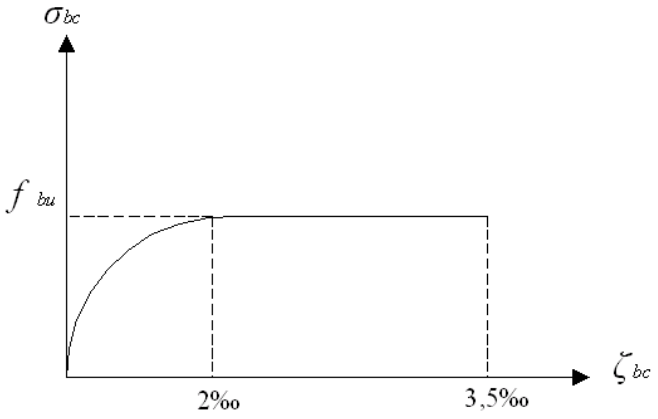


Figure.I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

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

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

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

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

$f_{c28} = 25\ MPa$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 MPa$

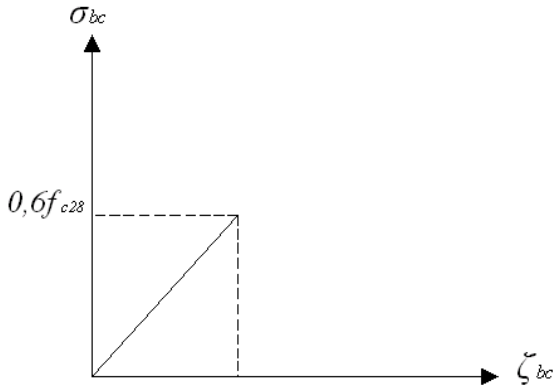


Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. Aciers

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé caractérisé par :

a. Les limites élastiques

- Barres à haute adhérence (HA) : fe =400 MPa.
- Treillis soudés (TS) : fe= 520MPa.

b. Module d'élasticité des aciers

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

$Es = 2{,}1.10^5\ MPa$

c. Les contraintes limites de calcul

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

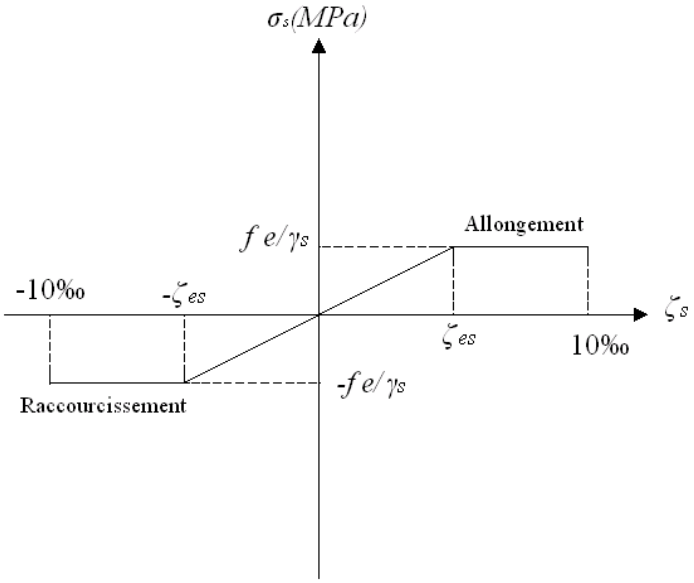


Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e **:** Contrainte limite élastique.

ξs **:** Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \dfrac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1{,}00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers *FeE500* on a : $\zeta_{es} = \dfrac{400}{1{,}15x2{,}1.10^5} = 1.65\,‰$

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

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}})\right) = \xi\,(MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\xi \qquad (MPa)$

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

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

d. Le coefficient d'équivalence

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. Hypothèses De Calcul

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à *3,5‰* en flexion simple ou composée et à *2‰* dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à *10‰.*
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :
  - Rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\ accidentelle \end{cases}$
  - Haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\ accidentelle \end{cases}$
  - Allongement limite : $\zeta_s = 10‰$

CHAPITR II :

Prédimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

Pour cela on utilise des règlements en vigueur, notamment le *« RPA99 version 2003 »et CBA93.*

II.2. Pré Dimensionnement Des Dalles

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

II.2.1 .Plancher a corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

On a : $\frac{L}{25} \le e \le \frac{L}{20}$

Avec :

e: Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{MAX} : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

Dans notre ouvrage on a deux portées :

- $L_{MAX} > 4.5$ m

$L_{\max} = 4.5m \Rightarrow 18cm \le e \le 22.5cm$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+4)=20.00cm.**

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

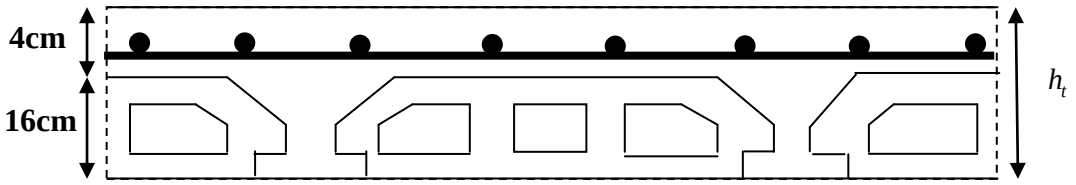


Figure II.1:Les dimensions de plancher corps creux

II.2.2. Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

e = 07cm pour une heure de coupe de feu

e = 11cm pour deux heures de coupe de feu

D'où : e =11cm

b. Isolation phonique

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm ;

c. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

L_x étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée Lx égale à 6.65m.

On aura donc :

(7.1/50) m ≤ e 7.1/40) m

Soit : 14.2 cm ≤ e ≤ 17.75 cm

Donc : On prend e = 15cm

Conclusion :

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles e = 15 cm sous réserve de vérifier la condition de la flèche.

II.3. Evaluation des Charges [5](2.2.88)

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

Notre structure présente trois types de planchers :

-plancher terrasse inaccessible en corps creux.

-plancher courant en corps creux.

-plancher courant en dalle pleine

II.3.1. Plancher Terrasse Inaccessible

- **corps creux**

a. Charges permanentes

Tableau II.1: Charge permanente du plancher terrasse.

Matériaux	Épaisseur (cm)	poids volumiques (KN/m^3)	poids surfaciques (KN/m^3)
1. **Protection en gravillons**	4,00	18,00	0,72
2. **étanchéité multicouche**	/	/	0,12
3. papier kraft	/	/	0.05
4. **Forme de pente**	10,00	22,00	2,20
5. Film polyane	/	/	0.01
6. **Isolation thermique (liège)**	4,00	4,00	0,16
7. Ecran par vapeur	0.01	6	0.06
8. **Dalle corps creux**	20,00	/	2,85
9. **Enduit au plâtre**	/	/	0,20
Σ	/	/	**6.37**

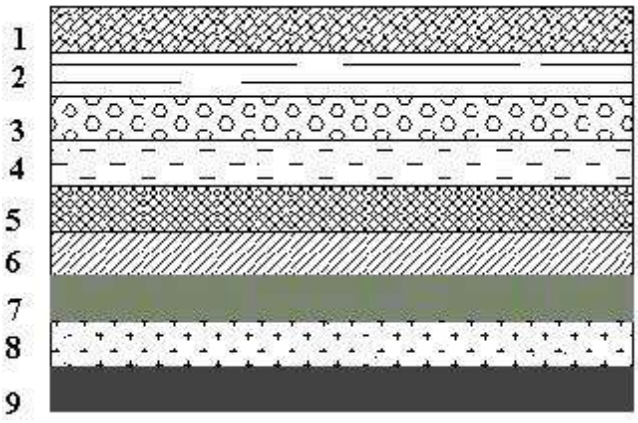


Figure II.2 : Plancher terrasse

b. charge d'exploitation

Terrasse inaccessible ***Q=1,00kN/m²***

- **Dalle pleine :**

Les balcons sont en dalle pleine.

a. Charges permanentes

Tableau II.2: Charge permanente du plancher terrasse dalle pleine.

Matériaux	Épaisseur (cm)	poids volumiques (KN/m^3)	poids surfaciques (KN/m^3)
1. **Protection en gravillons**	4,00	18,00	0,72
2. **étanchéité multicouche**	/	/	0,12
3. papier kraft	/	/	0.05
4. **Forme de pente**	10,00	22,00	2,20
5. Film polyane	/	/	0.01
6. **Isolation thermique (liège)**	4,00	4,00	0,16
7. Ecran par vapeur	0.01	6	0.06
8. **Dalle plein**	15,00	25	3.75
9. **Enduit au plâtre**	/	/	0,20
Σ	/	/	**7.27**

b. charge d'exploitation :

- **Charge exploitation : 3.50 KN/m^2 (balcon)**

II.3.2. Plancher Étage Courant

- **corps creux**

a. Charges permanentes :

Comme précisé précédemment, les planchers d'étages courants sont à corps creux.

Tableau II.3:Charge permanente du plancher étage courant.

Matériaux	Épaisseur (cm)	poids volumiques (KN/m^3)	poids surfaciques (KN/m^3)
1. **revêtement en carrelage**	2,00	22,00	0,44
2. **Mortier de Pose**	2,00	20,00	0,40
3. **lit de sable**	3,00	18,00	0,54
4. **Dalle corps creux**	20,00	/	2,85
5. **enduit au plâtre**	/	/	0,20
6. **cloisons intérieur**	/	/	1,62
Σ	/	/	**6,05**

b. charge d'exploitation :

- **Charge d'exploitation : 1.50 KN/m2**

II.3.3. Plancher Etage Courant

- **dalle pleine**

Les balcons sont en dalle pleine.

a. Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charges permanente des balcon.

désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	Ep (cm)	G (KN/m²)
1. **revêtement en carrelage**	22,00	2,00	0,44
2. **Mortier de Pose**	20,00	2,00	0,40
3. **lit de sable**	18,00	3,00	0,54
4. **Dalle pleine**	25,00	15,00	3,75
5. **enduit en ciment**	18,00	2,00	0,36
6. cloison intérieur	0.1	/	1.62
Σ	/	/	**7.11**

b. charge d'exploitation

- **Charge exploitation : 3.50 KN/m2**

II.3.4. Maçonnerie

- ***Murs extérieurs***

Tableau II.5 : Composition de Mur extérieur.

désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	Ep (cm)	G (KN/m²)
1. **Enduit en ciment extérieur**	18,00	2,00	0,36
2. **2*Briques creuses**	9.00	2*10,00	1.8
3. **Lame d'air**	/	5,00	/
4. **Enduit en plâtre intérieur**	10,00	2,00	0,20
Σ	/	/	**2,36**

- ***Murs intérieurs :***

Tableau II.6 : Composition de Mur intérieur.

1. désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	Ep (cm)	G (KN/m²)
2. **Enduit en ciment**	18,00	2,00	0,36
3. **Briques creuses**	9,00	10,00	0.9
4. **Enduit en plâtre**	10,00	2,00	0,20
Σ	/	/	**1.46**

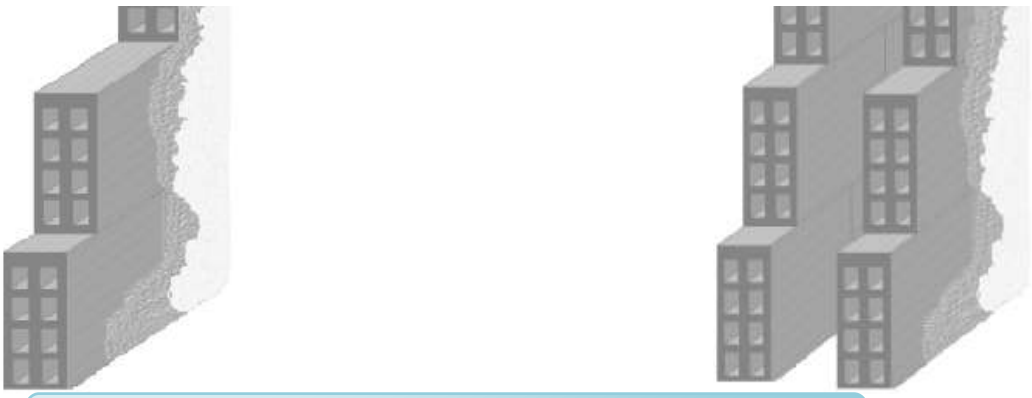


Figure II.3 : les 2 types du mur

II.4. Pré dimensionnement des Poutres et des poteaux

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. Les Poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1. Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « ***BAEL 91 modifié 99*** » **[2]** et vérification selon « ***RPA 99 version 2003*** » **[1].**
2. Vérification de la flèche pour la section choisie.

1. les Poutres principales (porteuses)

- ***D'après le « BAEL 91 modifié 99 »*** **[2]**

◆ $L/15 \leq h \leq L/10$ (Condition de flèche).

◆ $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L =5.2-0.4= 4.8 m

➢ ***Détermination de la hauteur « h »***

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow 0.32cm \leq h \leq 48cm$$

On prend **h =45cm.**

➢ ***Détermination de la largeur « b »***

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5\ cm \leq b \leq 31.5\ cm$$

On prend **b = 30cm.**

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de "***RPA 99 version 2003***" **[2]** suivant :

◆ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow$ b = 30cm>20cm vérifiée.

- $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow$ h =40cm $\geq$ 30cm vérifiée.
- h/b ≤ 4 $\Rightarrow$ h/b =1,14< 4 vérifiée.

On prend **h=45cm et b=30cm**

2. Poutres secondaires (non porteuses)[2]

- L/15 $\leq$ h $\leq$ L/10 (condition de la flèche)
- 0,3h $\leq$ b $\leq$ 0,7h

Avec : L : portée maximale de la poutre
h : hauteur de la section.
b : largeur de la section
nous avons :L=4.9-0.4=4.5m

- ***Détermination de la hauteur « h »***

  L/15 $\leq$ h $\leq$ L/10 $\Rightarrow$ 30 cm $\leq$ h $\leq$ 45 cm
  On prend **h =40cm.**

- ***Détermination de la largeur « b »***

  0,3 h $\leq$ b $\leq$ 0,7h $\Rightarrow$ 12 cm $\leq$ b $\leq$ 28
  On prend **b = 30cm.**

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de « ***RPA 99 version 2003*** » **[1]** suivant :

- $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow$ b = 35cm>20cm vérifiée.
- $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow$ h = 40cm>30cm vérifiée.
- h/b ≤ 4 $\Rightarrow$ h/b =1,14 < 4 vérifiée

On prend **h=40cm et b=30cm**

Conclusion

Finalement on adopte les sections des poutres du plancher de RDC jusqu'à terrasse :

La Poutre principale : (b×h) = (30×45)cm²

la Poutre secondaire : (b×h) = (30×40)cm²

II.4.2.Predimensionnement des Poteaux

II -4-2-1. Définition :

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

II -4-2-2 Descente de charge [5]

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 applique a la section du béton ;
- une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans ler 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.

Loi de dégression [2]

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

Q : Charge d'exploitation.

Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$$Q_0 + \frac{3+i}{2i}.\Sigma(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$$

Avec :

i: Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2,……, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

II -4-2-3. Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s\, fe}{\gamma_s}\right]$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$.

λ: Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton (B = a x b).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b= 1,50)……..situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_b= 1,15)……situation durable.

* fe : Limite élastique de l'acier (fe = 400 MPa).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}= 25 MPa).

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-0,02) (b-0,02)] m^2.

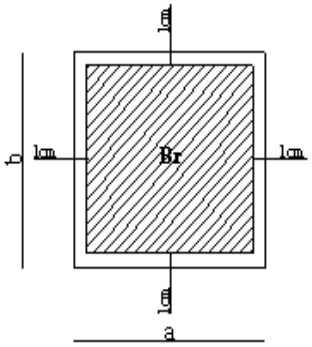


Figure II.4 : Section réduite du poteau

- Selon le« **BAEL 91 modifié 99** » **[2]**

$$0{,}2\% \le \frac{A_s}{B} \le 5\%$$

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

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 < \lambda < 100 \end{array}\right\}$$

Le minimum requis par « RPA99 modifie en 2003 » [1].

Pour une zone sismique IIb, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \ Min(a;b) \geq 30cm \\ * \ Min(a;b) > \dfrac{h_e}{20} \\ * \ \dfrac{1}{4} < \dfrac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

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

F. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0{,}6 f_{c28} \text{.....} (2)$$

Avec :

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

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures (A_s = 1% B).

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \dfrac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1{,}15B} \leq 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

II.4 .3.choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est représenté dans la figure suivante :

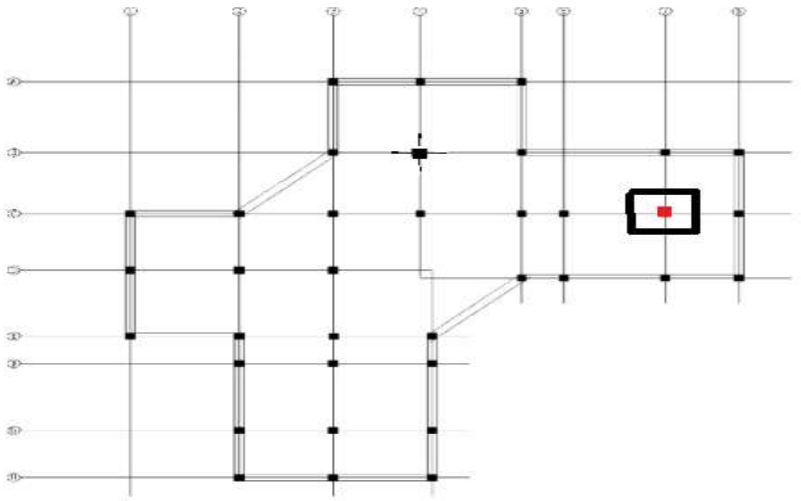


Figure II.5:le poteau le plus sollicité

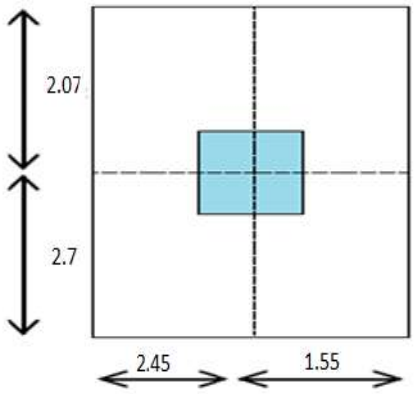


Figure II.6. : Surface requise par le poteau le plus sollicité

II.4.4- Détermination des charges et surcharges

- Surface du plancher revenant au poteau: Sp= $(\frac{5.4+4.14}{2} - 0.3)*(\frac{3.1+4.9}{2} - 0.3)$=8.17m^2
- Surface total: S_t=$(\frac{5.4+4.14}{2})*(\frac{3.1+4.9}{2})$=19.08 m^2

Niveau 5emme étage :

G plancher= 6.37 x 8.17= 52.04KN

G poteau = (0.3x0.3x3.06) x 25 = 6. 88KN

G poutres= 25 x [(0.45x0.3x4.47) +(0.40x0.30x3.5)] =26.19KN

D'ou alors: G = G plancher + G poutres +G poteau = 104.195KN

La charge d'exploitation Q = 1x 19.08 = 19.08 KN

Niveau (4eme, 3eme,) étage :

G plancher= 6.05 x 8.16= 49.368KN

G poteau = (0.35x0.35x3.06) x 25 = 9. 371KN

G poutres= 25 x [(0.45x0.3x4.42) +(0.40x0.30x3.45)] =25.86KN

D'ou alors: G = G plancher+ G poutres +G poteau = 84.599KN

La charge d'exploitation Q = 1.5x 19.08 = 28.62 KN

Niveau (2eme, 1er,) étage :

G plancher= 6.05 x 8.13= 49.187KN

G poteau = (0.40x0.40x3.06) x 25 = 12. 24KN

G poutres= 25 x [(0.45x0.3x4.37) +(0.40x0.30x3.40)] =25.566KN

D'ou alors: G = G plancher+ G poutres+ G poteau = 86.993KN

La charge d'exploitation Q = 1.5x 19.08 = 28.62 KN

Niveau (RDC,SS)

G plancher= 6.05 x 8.13= 49.187KN

G poteau = (0.45x0.45x3.06) x 25 = 15. 49KN

G poutres= 25 x [(0.45x0.3x4.32) +(0.40x0.30x3.35)] =25.23KN

D'ou alors: G = G plancher + G poutres +G poteau = 89.91KN

La charge d'exploitation Q = 1.5x 19.08 = 28.62 KN

On a

Q_0= 1 kN/m²;

Q_1, Q_2,……, Q_6=1,5 kN/m²;

Tableau II.7 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m^2)
Terrasse	Q_0	$\sum_0=Q_0$	**19.08**
P4	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	**47.7**
P3	Q_2	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	**73.59**
P2	Q_3	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	**96.54**
P1	Q_4	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	**116.63**
PRDC	Q_5	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	**133.56**
PSS	**Q_6**	**$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$**	**184.19**

Tableau II-8 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niveau	**G(KN)**		**Q(KN)**		**NU(KN)**	**NU=1.1 NU**
	Niveau	Cumulée	Niveau	Cumulée		
5eme	85.12	85.12	19.08	19.08	143.532	157.886
4eme	84.57	169.69	47.7	66.78	329.252	362.177
3eme	84.57	224.26	73.59	140.37	513.306	564.637
2eme	86.99	341.25	96.54	236.91	816.053	897.657
1er	86.99	428.24	116.63	353.54	1108.434	1219.277
RDC	89.60	517.84	133.56	487.1	1429.734	1572.707
SS	89.60	607.43	148.19	635.29	1772.966	1950.262

.

Tableau II-9: récapitulation des vérifications

Niveau	B(mm^2)	B_r(mm^2)	L_f(m)	i (m)	λ	**α**	$\overline{Nu}$ (KN)	Nu (KN)	Nu < $\overline{Nu}$
5^{eme}	300*300	78400	2,142	0,086	0,77	90	1146.20	157.886	**cv**
4^{eme}	350*350	108900	2,142	0,101	0,79	122,5	1630.72	362.177	**cv**
3^{eme}	350*350	108900	2,142	0,101	0,79	122,5	1630.72	564.637	**cv**
2^{eme}	400*400	144000	2,142	0,115	0,80	160	2190.88	897.657	**cv**
1^{er}	400*400	144000	2,142	0,115	0,80	160	2190.88	1219.277	**cv**
RDC	450*450	184900	2,142	0,129	0,81	202,5	2844.08	1572.707	**cv**
SS	450*450	184900	2,142	0,129	0,81	202,5	2844.08	1950.262	**cv**

II.4.5 .Vérification vis-à-vis RPA [1]

Pour zone IIB : on a

Tableau II-10: Vérification vis-à-vis RPA (Version 2003)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**cv**
Min (b, h) ≥ h_e /20	Min (b, h) =30cm ≥ (he/20) =(306)/20=15.3cm	**cv**
0.25 ≤ (b/h) ≤4	0.25 < (b/h)=0.5 ≤1≤ 4	**cv**

II.5. Les Voiles

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

D'après le « ***RPA 99 version 2003*** », l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a:

Selon l'**RPA**

$$\begin{cases} h_e = h_{étag} - h_{ptr} \\ a = \max(h_e/21;\ h_e/22\ ;15cm) \\ a_{min} = 15cm \end{cases}$$

❖ **RDC + Etage courant**

On a: h_e =3, 06-0,45 → h_e = 2,6 m;

a≥ Max {15cm; 12,42;11.86}.

a≥ 15.00cm

On prend: *a=15cm*

a= 15cm≥ a_{min}=15cm ……..verifier

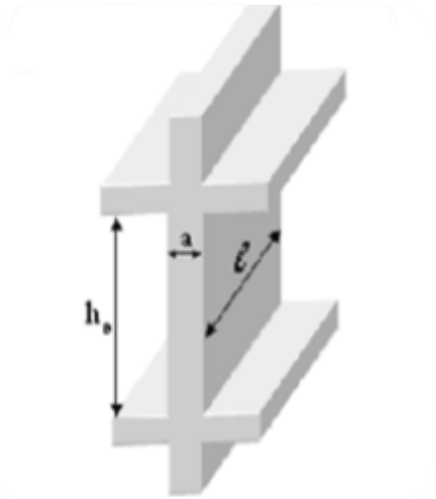


Figure II.6: Schéma du voile

❖ **S.SOL**

On a: h_{SS}=3.06-0,45 →h_{SS}= 2.6m;

a≥ Max {15cm; 12,42;11.86}.

a≥ 15cm

On prend: *a=15cm*

a= 15cm≥ a_{min}=15cm ……..vérifier

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère.

III.1.1.Introduction

L'acrotère à considérer comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 KN/m due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1 ml

III.1.2. Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

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

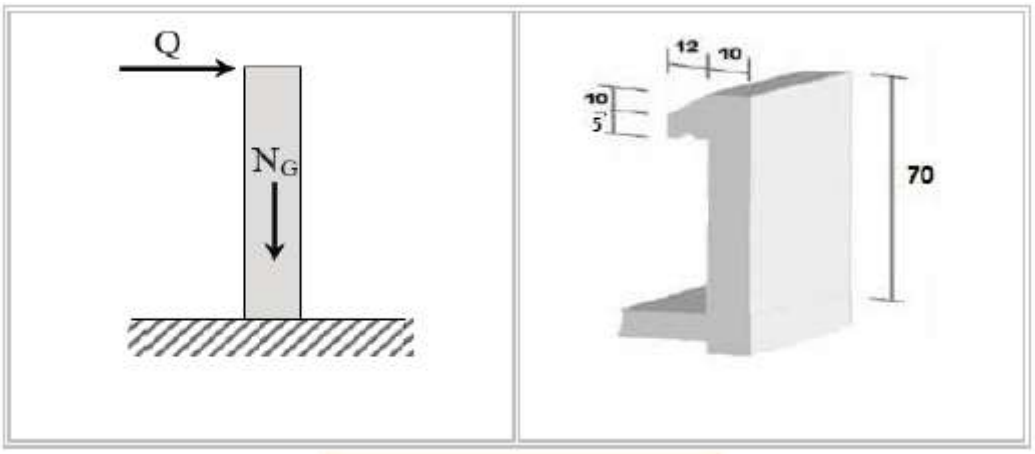


Figure. III.1:L'acrotère.

III.1.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau.III.1:charge permanentes et surcharges et d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : **[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN**
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts

Tableau.III.2: Les efforts sur l'acrotère.

L'E.L.U	
L'effort normal :	**N_U =1,35.G = 1,35×1.755 =2,369 KN**
Moment d'encastrement : M_U	**=1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.90KN.m**
L'effort tranchant :	**T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.**
L'E.L.S	
L'effort normal :	**Nser = G = 1.755 KN**
Moment d'encastrement : Mser = Q. h =1×0,6= 0,6 KN.m	
L'effort tranchant :	**Tser = Q =1 KN**

III.1.5. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3: Les donner de calcul.

ELU	**ELS**
Calcul de l'excentricité: $e_0 = \frac{Mu}{Nu}$ ❖ **Calcul du moment de flexion :** **M_1 = N x e** **e = e_0 + (h/2- C)** **Calcul des armatures verticales** $\mu = \frac{Mf}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$; $A_1 = \frac{Mf}{\beta \times d \times \overline{\sigma s}}$; $A = A_1 - \frac{100}{100 \times \overline{\sigma s}}$ **Condition de non fragilité :** $A_{min} = \frac{B}{1000}$ **Armatures de répartition** $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2}$ **Espacement :** **S_{min} =min [3h; 33 cm] / S_{rep} =min [4h; 45 cm]**	**Calcul de l'excentricité:** $e_0 = \frac{Mser}{Nser}$ **vérifier l'inégalité ci-contre** : Bo = b x h+ 15 (A_1 + A_2) $\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{12} + 15 (A_1 c_1 + A_2 d)\right]$ υ2 = h - υ1 $I_G = \frac{b}{3}(\upsilon 1^3 + \upsilon 2^3) + 15 \square A1 (\upsilon 1 - c1)^2 + A2 (\upsilon 2 - c2)^2]$ $M'_G = N_{ser}.CG'$ $CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2))$ $\frac{M'_G}{Nser} = CG'$; $\sigma_b = k.y_1$; $K = \frac{Nser}{S_{G'}}$; $\sigma_s = 15k (d \square \square y_1)$ $p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$ $q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$ C = h/2 – e

Tableau.III.4 : Calcul de ferraillage.

L'ELU		***L'ELS***	
***Données*: f_{c28}= 25 MPa ; f_{t28}= 2,1 MPa ; f_e = 400 MPa ; σ_b= 14,2 MPa ; σ_s= 348MPa. b = 100 cm, h = 10cm, d = 7,5cm et c = c' = 2.5 cm**		***Données*: N_{ser} =1.775 KN ;M_{ser} = 0.6$KN.m$**	
e_0	38 cm	e_0	34.19cm
$e_0 > \frac{h}{2} - c$	***Oui***	$e_0 > \frac{h}{2} - c$	***Oui***
E	0,405 m	B_0	1030.15 cm²
M_1	0,96 $KN.m$	V_1	5,084 cm
μ	0,012	V_2	4,916 cm
μ_l	0,392	I_G	8542.60 cm²
$\mu < \mu_l$	***Oui***	$e_0 > \frac{I}{B_0 V_2}$	***Oui***
β	0,994	P	-3873.53 cm²
$\grave{A}$	0	Q	92093.84 cm²
A_1	0,30 cm²	C	- 29.18 cm
A	0.3 cm²	$y_2{}^3 + p.y_2 + q = 0$	
A_{min}	1cm²	y_2	33,94cm
$A > A_{min}$	Non donc A=A_{min}	y_1	-47.43 cm
Le choix	5 HA 8 = 2.35 cm².	S_{xx}	1037.939cm^3
A_r	4 HA 6 = 1.13 cm²	K	1.69 x 10^{-3}N/mm^3
S_t	20 cm	σ_b	0.08MPa
$S_t < S_{min}$	***Oui***	σ_s	0.69MPa
S_{tr}	15 cm	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	***Oui***
$S_{tr} < S_{min}$	***Oui***	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$	***Oui***
Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.			

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F"

qui est égale à: $T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$

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

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

On doit vérifier que: $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ MPa$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{f_{c28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}5\ MPa$

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme

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

Fp= 4.A.Cp.Wp

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 1b, zone sismique II b).

Cp = facteur de force horizontale.

Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.25

Cp = 0.3

Wp = 1,755 KN

Fp= 4.A.Cp.Wp= 4×0.25×0.3×1.755 =0.52 KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc:

L'acrotère résiste à la force sismique

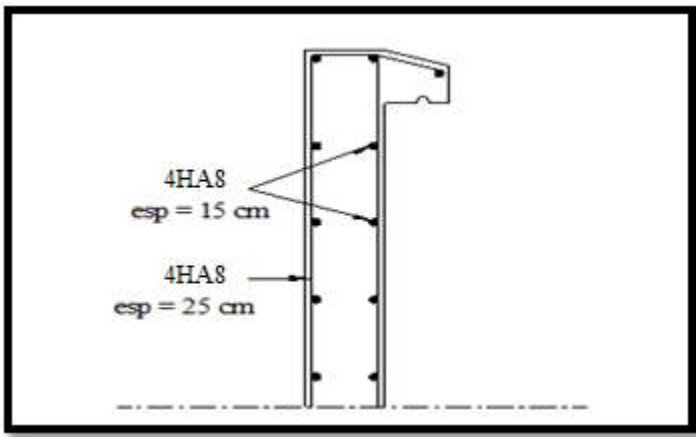


Figure.III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Etude des Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

III.2.1.Dimensions des poutrelles

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 16cm \quad ; \quad h_0 = 4cm \\ b = 65cm \quad ; \quad b_0 = 12cm \\ c = \dfrac{b - b_0}{2} = 26{,}5cm \end{cases}$$; *ht =20cm*

III.2.2.Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq Max\{1{,}05M_0 ; (1+0{,}3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée \text{ int } ermédiaire \\ (1{,}2+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée\, de\, rive \end{cases}$

Méthode forfaitaire

a.1.Domaine d'application

H_1 : $Q \leq Max\ \{2G\ ;\ 5kN/m^2\}$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

a.2.Exposé de la méthode :

Avec :

M_0 : La valeur minimale 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.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis

- *$M=0,2M_0$……appuis de rive*
- *$M=0,6M_0$……pour une poutre à deux travées*
- *$M=0,5M_0$……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée*
- *$M=0,4M_0$……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées*

b.1.Méthode de CAQUOT

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

b.2. Exposé de la méthode

Moment sur appuis :

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

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

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'appuis considérée.

q_e: Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, 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

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

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

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

III.2.3.Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1ère étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression.

1ère étape : Avant le coulage de la table de compression

Tableau.5: détermination du nombre d'étaiements

Etaiement	G	Q	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0,77	1	25	32164,19	4800	640000	52,717	0,96	Cnv
1	0,77	1	25	32164,19	2400	640000	3,294	0,48	Cnv
2	0,77	1	25	32164,19	1600	640000	0,733	0,32	Cnv
3	0,77	1	25	32164,19	1200	640000	0,275	0,24	Cnv
4	0,77	1	25	32164,19	960	640000	0,130	0,192	Cv

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 0.96 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

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

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Tableau III.6: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G(KN/m^2)	Q(KN/ m^2)	Pu K(N/ m$^{2)}$	Pser (KN/ m^2)
Plancher terrasse	6.37*0.65=4.14	1*0.65=0.65	6.57	4.79
Plancher courant	6.05*0.65=3.93	1.5*0.65=0.975	6.768	4.905
Plancher RDC	6.05*0.65=3.93	1.5*0.65=0.975	6.768	4.905

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles. Notre structure comporte deux (04) types de poutrelles et pour des raisons constructives.

1erTYPE: poutrelles à deux travées:

- ***Vérification des conditions de la méthode forfaitaire***

$$Q = 4.9\text{kN/m}^2 \leq \begin{cases} 2G=7.86\ \text{KN/ m}^2 \\ \\ 5\ \text{KN/ m}^2 \end{cases}$$ condition vérifie

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 0.89 \leq 1.25$ condition vérifie

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable

- ***Détermination des moments et les efforts tranchants :***

a-A L'ELU :

Tableau III.7: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELU)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$									
Travée	Pu	L	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	6,768	3,24	8,880	8,88	1,776	5,328	10,964	9,867	12,060
B-C	6,768	3,64	11,209	11,19	6,725	2,241	12,317	13,549	11,085

b-A L'ELS :

Tableau III.8: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELS)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$						
Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,905	3,6	7,9461	7,93	1,58922	4,76766
B-C	4,905	3,6	7,9461	7,93	4,76766	1,58922

2emeTYPE: *poutrelles à quatre travées:*

- ***Détermination des moments et les efforts tranchants :***

a-A L'ELU :

Tableau III.9: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELU)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$									
Travées	qu(KN)	L m	L'(m)	M_0(KN/m)	Mw(KN/m)	M_e(KN/m)	M_t	T_w	T_e
AB	6,77	3,2	3,2	8,665	1,733	10,113	2,742	8,213	-13,450
BC	6,77	4,8	3,84	19,497	10,113	8,854	10,013	16,510	-15,985
CD	6,77	2,1	1,68	3,731	8,854	4,130	-2,760	9,357	-4,859
DE	6,77	3,24	3.24	8,883	4,130	11,687	0,974	8,635	-13,299

b-A L'ELS :

Tableau III.10: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELS)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$							
travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4,905	3,2	3,2	6,278	1,255	7,327	1,986
BC	4,905	4,8	3,84	14,126	7,327	6,415	7,255
CD	4,905	2,1	1,68	2,703	6,415	2,992	-2,001
DE	4,905	3,24	3.24	6,436	2,992	8,467	0,706

3emeTYPE: poutrelles à cinq travées:

La méthode forfaitaire n'est pas applicable on applique la méthode de caquot

- ***Détermination des moments et les efforts tranchants :***

a-A L'ELU :

Tableau III.11: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELU)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$									
travées	qu(KN)	L m	L'(m)	M_0(KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6,77	3,2	3,2	8,665	1,733	10,113	2,742	8,213	-13,450
BC	6,77	4,8	3,84	19,497	10,113	8,813	10,034	16,518	-15,977
CD	6,77	2,3	1,84	4,476	8,813	4,248	-2,054	9,770	-5,800
DE	6,77	3,25	2,592	8,883	4,248	6,093	3,712	10,398	-11,536
EF	6,77	3,65	3.65	11,212	6,093	5,900	5,215	12,374	-12,268

b-A L'ELS :

Tableau III.12: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELS)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$							
Travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4,91	3,2	3,2	6,284	1,256	7,334	1,988
BC	4,91	4,8	3,84	14,140	7,334	6,392	7,277
CD	4,91	2,3	1,84	3,246	6,392	3,081	-1,490
DE	4,91	3,20	2,592	6,442	3,081	4,419	2,692
EF	4,91	3,65	3.65	8,131	4,419	4,279	3,782

4eme TYPE: poutrelles à une travée:

- ***Détermination des moments et les efforts tranchants :***

Tableau III.6: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELU)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$									
Travée	Pu	L	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	6,768	4.4	8,880	7.55	4.44	4.44	10,964	9,87	9.87

Tableau III.12: Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles (ELS)

$\alpha=\frac{Q}{Q+G}=0.198$						
Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,905	4.4	7,9461	7,93	1,58922	4,76766

III.2.4.Récapitulations

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

Tableau.III.13.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			**ELS**	
	M_a^{ult} (KN.m)	**M_t^{ult} (KN.m)**	**T_u (KN)**	**M_a^{ser} (KN.m)**	**M_t^{ser} (KN.m)**
Sollicitations	**11.68**	**11.19**	**16.518**	**8.467**	**7.93**
Référence	**Poutrelle à 4travées**	**Poutrelle à 2 travées**	**Poutrelle à 4 traves**	**Poutrelle à 4 travées**	**Poutrelle a 2 travées**

III.2.5.Ferraillage des poutrelles

Tableau.III.14 : donner de calcul

b m	b0 m	h m	h0 m	бs	бb	D	Fe	ϑs	ES	Es	εL
0,65	0,12	0,2	0,04	348	14,2	0,18	400	1,15	210000	2	3,5

Tableau.III.15. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	11.19	11.68
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14,2.(180-50/2)=$ 59.072 (KN.m)	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,037	0,038
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,981	0,980
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.82	1.90
	A_{min} (cm^2)	1,30	0,24
	Le choix	3HA10=2,35	2HA12 = 2.26

III.2.5.1.Vérification à L'ELS

Tableau.III.16 : Vérification des armatures à L'ELS

		En travée	Aux appuis
Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	7.93	8.467
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.910	5.255
	I_G (cm^4)	8293.273	8616.664
	K (N/cm^3)	72.861	80.735
	σ_b (MPa)	3.738	5.164
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

Tableau.III.17 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA10=2,35	A_a= 2HA12 =2.26

III.2.5.2.Calcul des armatures transversales

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont

Tableau III.18 : diamètre des armatures transversales

HA(mm)	HA adopte (mm)	$\alpha_t = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4}$(cm²)	At (cm²) =at.nt
5.71	8	0.2826	2 x 0.28=0.56

- **Espacement:**

St *m*in[0.9 d , 40 cm]=16.2cm → On adopte : St=15cm

III.2.5.3.Vérifications nécessaires : [1] (7.5.2.2)

$\frac{A_t . fe}{b_0 . St} = \frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} = 1.24 \geq 0.4$ MPa .

$A_{tmin} < 0.003$ St.b =0.003x15x12=0.54 cm²

A tmin = 0.54cm² ≤At=0.56cm² (C.V).

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\gamma_s . (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 fe . (cosa + sina)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 . d} = \frac{16.348 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.75$ MPa.

$$\frac{\gamma_s . (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 fe . (cosa + sina)} = \frac{1.15 . (0.75 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (cos90 + sin90)} = 0.00038$$

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} = \frac{0.56}{12 \times 15} = 0.0031.$

$0.0031 \geq 0.00038$…….(condition vérifie).

Tableau III.19: Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversale	Espacement
2HA8	15 cm

III.2.6.Vérifications:

III.2.6.1Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{16.513\times10^3}{120\times180} = 0,76\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,76\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

III.2.6.2.Vérification au voisinage de l'appui

Appui de rive: Mu = 11.68 KN.m> 0,9.Vu.d= 2.675 KN.m

Aucun prolongement à faire

III.2.6.3.Vérification de la compression dans la bielle de béton

$$V_u \leq 0,4\ \frac{f_{c28}}{1,5}\ b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0,9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\,0,9\times18\right] = 16,2\,\text{cm}$$

$$V_u = 16.513\text{KN} \leq 0,4\times\left(\frac{25}{1,5}\right)\times120\times162 = 129.6\ \text{KN} \qquad \text{(c.v)}$$

III.2.6.4.vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis

$$\sigma_m = \frac{2\,V_u}{b_0.a} < 1,3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times15.513\times10^3}{120\times162} = 1,595\ MPa < 1,3\times\frac{25}{1,5} = 21,667\ MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 2.26\,\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15\times15,513\times10^3}{400} = 0,44\,\text{cm}^2 \ \text{(c.v)}$$

III.2.6.5vérification de la flèche

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.20 : Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,20/4.8 = 0,041$ $M_t/(15.M_0) = 5.466/(15\times11.512) = 0,037$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2,35/(12\times18) = 0,0108$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches;

III.2.6.6.Évaluation détaillée de la flèche :

Tableau.III.21 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	P	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
7,93	2,35	7,097	0,0108	0,857	218,751	0,683	3,779	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(m)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20003,23	6139,675	10820,363	0,048	9.252	15.7493	6.5	9.6	**cv**

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

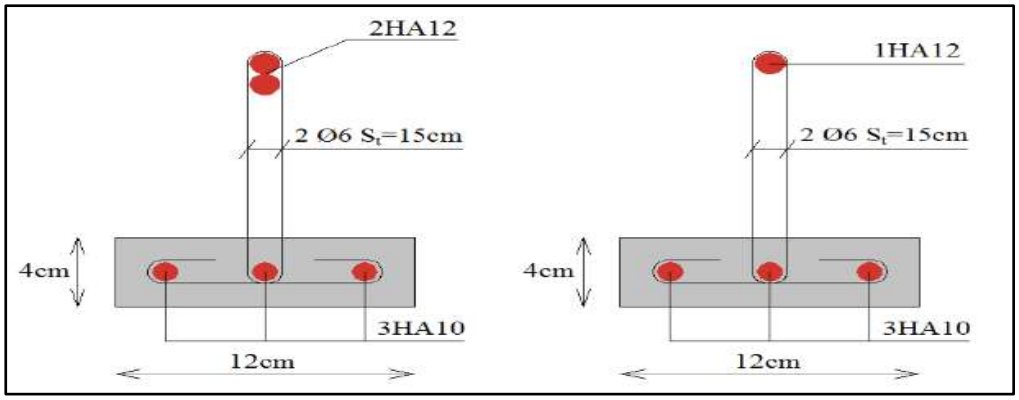


Figure.III.3. Ferraillage des poutrelles.

III.3-Escaliers

III.3.1. Introduction

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

III.3.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle le giron, « h » est la longueur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre, la dalle qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle contre marche, la cage est le volume circonscrit courbe en hélicoïdale qu'on appelle le limon, la projection horizontale d'un escalier laissé au milieu un espace appelé Jour.

Le collet est le bord qui limite l'escalier du côté du jour, la ligne de foulée est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier, on le suppose tracée à 0.50 en arrière du collet, on appelle échappée la hauteur libre verticale au-dessus de l'arrête ou nez d'un marché, sa valeur minimale est de 2,00m, une volée peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18à 20 marchés, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un palier de repos, à chaque étage, l'escalier aboutit à un palier d'arrivée, qui est en même temps palier de d'épart de l'étage au-dessus, la longueur d'un palier doit être de 3 marches au moins.

Dans notre bâtiment elle se fait par l'escalier. On a un seule type d'escalier :

III.3.3. Pré dimensionnement d'escalier

Le palier aura la même épaisseur que l'escalier, l'angle de l'inclinaison de la paillasse est deα.= 34.01°

L'épaisseur de la paillasse doit satisfaire la relation suivante :

$$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$$

L_0 : La longueur de la paillasse = 1.19/sinα

$\Rightarrow$ L_0=2.157 m

L'épaisseur de l'escalier :

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

$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$ Avec $L= L_0 + L_{palier}$ L= 2.157+(1.35)=3.507m.

$$\frac{350.7}{35} \leq e_T \leq \frac{350.7}{30}$$

$$10.02 \leq e_T \leq 11.69cm \quad on\ prend \quad e_T = 15cm$$

- le nombre de contre marche …….. *n=18*

- le nombre des marches ……*n-3=15*

a. Vérification de l'équation de " BLONDEL " :

$$\begin{cases} (59 \le (g+2h) \le 66)cm \\ (16 \le h \le 18)cm \\ (22 \le g \le 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h+g=64cm \\ h=17cm \\ g=30cm \end{cases}$$ Vérifiée

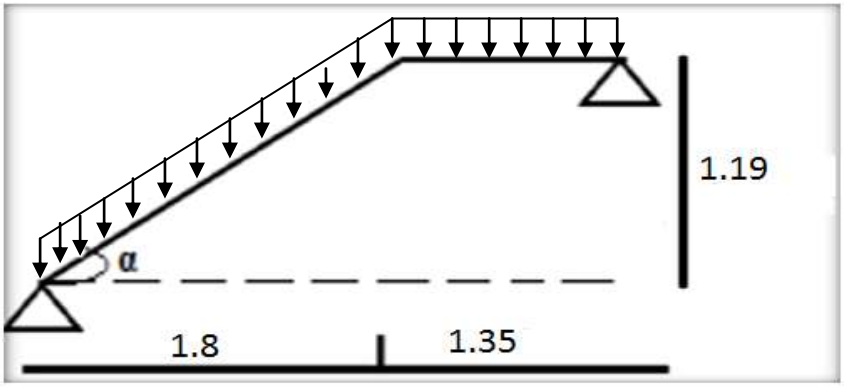


Figure III.4 : chema statique de l'escalier

III.3.4 Détermination de charge et surcharge

A) Charges Permanentes:

Palier de repos :

Tableau III.22 : Charges Permanentes.de Palier de repos

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
-1-	Carrelage	0,02	22	**0,44**
-2-	Mortier de pose	0,02	20	**0,4**
-3-	Lit de sable	0,02	18	**0,36**
-4-	Dalle en béton armé	0,15	25	**3,75**
-5-	Enduit en ciment	0,02	18	**0.36**
			Total	**5,31**

Tableau III. 23 : Charges Permanentes.de Paillasse

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (KN/m^3)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	22	**0.44**
-2-	Mortier de pose	0,02	20	**0.4**
-3-	Lit de sable	0,02	18	**0.36**
-4-	Poids de Marches	h/2=0.085	25	**2.125**
-5-	Poids de la Paillasse	$\frac{e}{cos\alpha}$=0.18	25	**4.5**
-6-	Enduit en ciment	0,02	18	**0.36**
			Total	**8.18**

B) Surcharge D'exploitation :

Ouvrage d'habitation : pour le palier et la Paillasse Q=2,50KN/m²

III.3.4.1. Combinaison Des Charges

- **E.L.U**

P_{u1}=1, 35Go+1,5Q

P_{u2}=1, 35G+1,5Q

- **E.L.S**

q_{ser1}=G_o +Qq_{ser2}=G+Q

- <u>Palier</u>

p_u = (1.35*5.31)+(1.5*2.5)=10.92 KN/m^2

p_{ser} = 5.31+2.5=7.81 KN/m^2

- <u>paillasse</u>

p_u = (1.35*8.18)+(1.5*2.5)=14.80 KN/m^2

p_{ser} = 8.18+2.5 = 10.68 KN/m^2

Tableau III. 24 : Charge à l'ELU et l'ELS

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
ELU	10.92	**14.80**
ELS	**7.81**	**10.68**

III.3.4.2. Calcul Des Efforts Internes

a- A l'E.L.U:

Les réactions d'appuis: R_A=21.71 KN $R_b = 24.94$ KN

Effort tranchant:

Pour $0 \leq x \leq 1.35$ m $T(x) = 21.71 - 10.92x$

Pour $1.35 \text{ m} \leq x \leq 3.507$ m $T(x) = 21.71 - 10.92(1.35) - 14.80(x - 1.35)$

Moment fléchissant:

Pour $0 \leq x \leq 1.35$ m: $M(x) = 21.71x - 10.92(x^2/2)$

Pour $1.35 \leq x \leq 3.507$m $M(x) = 21.71x - 10.92(1.35)(x - (1.35/2) - 14.80[(x-1.35)/2]^2$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: $1.35 \text{ m} \leq x \leq 3.307$ m.

$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = 21.71 - 10.92(1.35) - 14.80(x - 1.35) = 0$

$\Rightarrow x = 1.82$m

D'où: M max = M(x) = 21.82KNm

b-A l'E.L.S:

Les réactions d'appuis:

R_A=15.59 R_b=17.92 KN

Effort tranchant:

Pour $0 \leq x \leq 1.35$ m $T(x) = 15.59 - 7.81x$

Pour $1.35 \text{ m} \leq x \leq 3.507$ m $T(x) = 15.59 - 7.81(1.35) - 10.68(x - 1.35)$

Moment fléchissant:

Pour $0 \leq x \leq 1.35$ m: $M(x) = 15.59x - 7.81(x^2/2)$

Pour $1.35 \leq x \leq 3.507$m $M(x) = 15.59x - 7.81(1.35)(x - (1.35/2)) - 10.68[(x-1.35)/2]^2$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: $1.35 \text{ m} \leq x \leq 3.507$ m.

$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = 15.59 - 7.81(1.35) - 10.68(x - 1.35) = 0$

$\Rightarrow x = 1.82$ m

D'où: M max = M(x) = 15.72 KN.m

III.3.4.3.Ferraillage des escaliers

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau.III.25. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	**18.54**	**10.91**	**24.93**
E.L.S	**13.36**	**7.86**	/

III.3.4.4.1. Les armatures principales

Tableau.III.26. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.27. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	M	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	st	A_{adopt}(cm²)
En travée	**18.54**	**0.054**	**0.927**	**3.537**	**0**	**1.8**	**25**	**4HA12= 4.52**
En appuis	**10.91**	**0.031**	**0.984**	**2.05**	**0**	**1.8**	**25**	**4HA12= 4.52**

Condition de non fragilité:

On vérifie que: A $\geq A_{min} = \frac{B}{1000}$ = A_{min} =15/1000

En travées: A= 7.92 cm² $\geq$ =1.50 cm² (cv)

En appuis: A= 3.92 cm² $\geq$=1.50 cm² (c.v)

III. 3.4.2. Les armatures de répartition

Tableau.III.28 : Calcul Les armatures de répartition et leur espacement.

	Arep ≥A/4	Qrep<Q	St rep	St max cm	St min cm	st min≤st	st≤st max
travées	1.41	5HA8=2.51	25	33	25	Cv	Cv
appuis	0.98	3HA8=1.5	33.33	45	25	Cv	Cv

Vérification de l'effort tranchant: **[4](A.5.2.2)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}$$

Tableau.III.29 : Vérification de l'effort tranchant.

T max	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
26.42	0.21	1.16	Cv

Vérification à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.30 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	**4.52**	**4.52**
M_{ser} (KN.m)	**18.54**	**10.61**
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4{,}39$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.65$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 9682.59$	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 6843.41$
$\bar{\sigma}_b$ **(MPa)**	**15**	
σ_b **(MPa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=4.37**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=2.81**
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	**C.V**	**C.V**

Tableau.III.31 : les donner de calcule de flèche

h cm	L cm	Mt	Mx	A	B	D	fe
15	3.507	18.54	21.82	4.52	100	12.5	400

Tableau.III.32 : Vérification des flèches

h/L	Mt/(20,M0)	A/b,d	2/fe	h/L≤Mt/20,M0	A/b,d≤2/fe
0.0048	0.052	0.0029	0.005	Cv	cv

III. 3.5.Calcul de la poutre palière

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

La longueur de la poutre: L = 4.557 m

III.3.5.1 Pré dimensionnement

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm2

***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*[1]**

b = 30 cm ≥ 20 cm……..(cv)

h = 30cm ≥ 30 cm…...…(cv)

h/b = 1.33 <4 ……..(cv)

III.3.5.2.charge revenants à la poutre palière

les charges revenantes à la poutre palière peuvent être calculées par la juxtaposition des charges suivantes :

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

R_u = 29.06 KN R_{ser} = 20.89 KN

Poids propre de la poutre : (0.3×0.3×25)=2.25 KN /m

Donc : P_u=(2.25×1.35)+29.06= 32.435 KN/m

P_{ser}=(2.25) +20.89 = 23.14 KN /m

III.3.5.3 calcule des efforts

On a pris la valeur donnes par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

M_t = 0.85 M. M_a=0.6 M.

Les efforts de la poutre palière aux états ultime de service

Tableau.III.33 : Efforts de la poutre palière.

	T(KN)	M_t(KNm)	M_a(KNm)
E.L.U	36.952	5.96	8.418
E.L.S	26.56	4.255	6.01

III.3.6.Ferraillage de la poutre palière

III.3.6.1.Armateur longitudinales

Tableau.III.34 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.

	Mu	μ	ß	A	A'	Aa
En travée	5.96	0.0191	0.9905	0.64	0.9	2.35
En appuie	8.418	0.027	0.986	0.95	0.95	2.35

Tableau III.35 : Vérification à ELS.

	$\sigma_b\ (MPa)$	$\overline{\sigma_b}\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	0.65	15	Vérifier
En appuis	1.65	15	Vérifier

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues[1]

- Amin = 0,5% b×h
- Amax = 4% b×h zone courante
- Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.36 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	**A min=4.5 cm²**	**A max=3.6 cm²**	**Correction**
Travées	**4.7**	**C.V**	**C.V**	**3HA12=3,39cm²**
Appuis		**C.V**	**C.V**	**3HA12=3,39cm²**

b. Vérification de l'effort tranchant:

Tableau.III.37 : Vérification de l'effort tranchant

Poutre	**section**	**Vu (KN)**	**τ_u (MPa)**	**$\overline{\tau_u}$ (MPa)**	**$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$**
Pp	**30*30**	**36.95**	**0.45**	**3,33**	**C.V**

c.1. Vérification des armatures longitudinales

$$A = 3{,}39\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 36.95 \times 10^3}{400} = 1{,}22\ cm^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton

$$a = \min[b - c - 2\,;\, 0{,}9d] = 24{,}3cm$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right) b_0 . a$$

$$V_u = 36.95KN \leq 486KN \quad (cv)$$

V.3.6.2.Calcul des armatures transversales

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

Tableau. V.38 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93		**RPA 99 Ver 2003**			**$S_{t\ adopte}$ (cm)**		
Section	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
30x30	**24.3**	**0.502**	**10**	**20**	**1.35**	**10**	**20**	**4HA8**

a. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0{,}1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}1 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}037 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{30 \times 27} = 0.004 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

III.4 Etude des dalles pleines

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

Dalles appuyées sur 03 cotés.

III.4.1 Méthode de calcul

Une dalle est un élément, généralement rectangulaire dont une dimension (épaisseur) Est faible vis-à-vis des deux autres (dimension en plan).

Dans un plancher, en appelle panneaux de dalle les parties de dalle bordées par les poutre-supports (poutrelle est poutres du plancher).

Tableau.III.39. Les actions sur la dalle.

	G *(KN/m²)*	Q *(KN/m²)*	q_u*(KN/m²)*	q_{ser}*(KN/m²)*
Plancher terrasse	8.11	3.5	16.06	11.61
Plancher courant	7.61		15.52	11.11

III.4.2. Méthode de calcul

- ✓ **La méthode forfaitaire :**

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

1) La surcharge d'exploitation (Q) ne doit pas dépasser le double des charges permanentes

- ✓ ou bien 5000 *N/mm².*

$$Q = 5\ KN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 7.51 = 15.22 \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$ ……condition vérifie**.**

2) le rapport entre les travées successives doit être compris entre (0.8 et 1.25)

On a $\frac{1.65}{4.205} = 0.39$donc le rapport n'est pas vérifié… .Condition non vérifie**.**

3) la fissuration peu nuisible……condition vérifie.

Donc : la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

- ✓ **Méthode des lignes de rupture :**

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à Leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur Le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

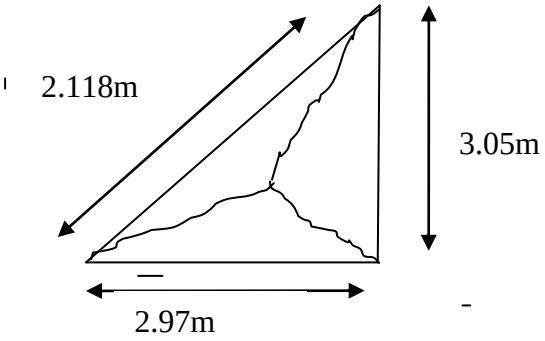
Tableau.III.40. Travail externe.

Eléments	Aire de chargement	Déplacement d GC	Travail externe
1	$\frac{lx}{2}y = 0.78y$	$\frac{f}{3}$	$0.26\times y\times P_u\times f$
2	$\frac{lx}{2}y = 0.78y$	$\frac{f}{3}$	$0.26\times y\times P_u\times f$
3	$lx \times (ly-y)=6.56-1.56y$	$\frac{f}{2}$	$P_u\times f\times(3.28-0.78y)$
		$\sum$	$P_u\times f\times(3.28-0.26y)$

Tableau.III.41. Travail interne.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne M.L. θ
1	+	M	1.56	$\frac{f}{y}$	$1.56\times\frac{f}{y}\times M$
	-	0.5M	1.56	$\frac{f}{y}$	$0.78\times\frac{f}{y}\times M$
2	+	M	Y	$\frac{f}{1.56}$	$M\times Y\times\frac{f}{1.56}$
	-	0.5M	Y	$\frac{f}{1.56}$	$M\times Y\times 0.32f$
				$\sum$	$M\times F\times(\frac{2.34}{y}+0.96y)$

*III.4.5.*Calcul des dalles triangulaires



• ***travail externe***

$T_{ext} = T_1+T_2+T_3$

$T_{ext} = 1.51$ P.f

• ***Travail interne***

$T_{int} = T_1+T_2+T_3$

$T_{int} = M \times f \times (1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx-2x} + 2\frac{Lx}{ly-2y})$

• ***Principe du travail virtuel***

$T_{int} = T_{ext}$ donc $P = \frac{M(1.5\frac{Lx}{y}+2\frac{Ly}{x}+2\frac{Ly}{lx-2x}+2\frac{Lx}{ly-2y})}{1.51}$

$$\text{alors} : \begin{cases} Mu = 1.22\ KN.m \\ Mser = 1.18\ KN.m \end{cases}$$

III.4.2.1. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.42. Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 25Mpa		M_u (KN.m)	F_{tj}=2.1MPa	Fe= 400 MPa	$\overline{\sigma_b}$=14.2MPa	$\overline{\sigma_s}$=348MPa	S_t (cm)
Sens X	En travée	1.22	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=4HA10=3.14cm²		A_{min}=1.5cm²	25
	En appui	1.18	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=4HA10=3.14cm²		A_{min}=1.5cm²	25
Sens Y	En travée	1.22	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=4HA10=3.14cm²		A_{min}=1.5cm²	25
	En appui	1.18	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=4HA10=3.14cm²		A_{min}=1.5cm²	25

Tableau III.43 : Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS				**Vérification de cisaillement**		
Sens X	En travée	σ_b=0.12MPa	$\overline{\sigma_b}$=15MPa	Vérifiée	τ=0.16MPa	$\bar{\tau}$=1.17MPa	Vérifiée
	En appui	σ_b=0.08MPa		Vérifiée			
Sens-Y	En travée	σ_b=0.12MPa		Vérifiée	τ=0.16MPa		Vérifiée
	En appui	σ_b=0.08MPa		Vérifiée			

Tableau III.44. Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20.M_0}$		$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e}$	
0.031>0.0005	Vérifiée	0.003<0.005	Vérifiée

CHAPITRE IV :

ÉTUDE DINAMIQUE

IV.1.Introduction

L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure

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

Le centre de Masse (C_G).

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

- Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers,
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse

Voiles…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher
- L'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans Rotation.
- Un 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 les Formules suivantes :

$$\begin{cases} \text{XR} = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ \text{YR} = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

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

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par

Rapport au repère global choisi.

XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global Choisi.

Il est rappelé que :

Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est Confondu avec son centre de gravité ;

Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de Torsion est confondue avec ce centre de symétrie.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

Pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

an: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

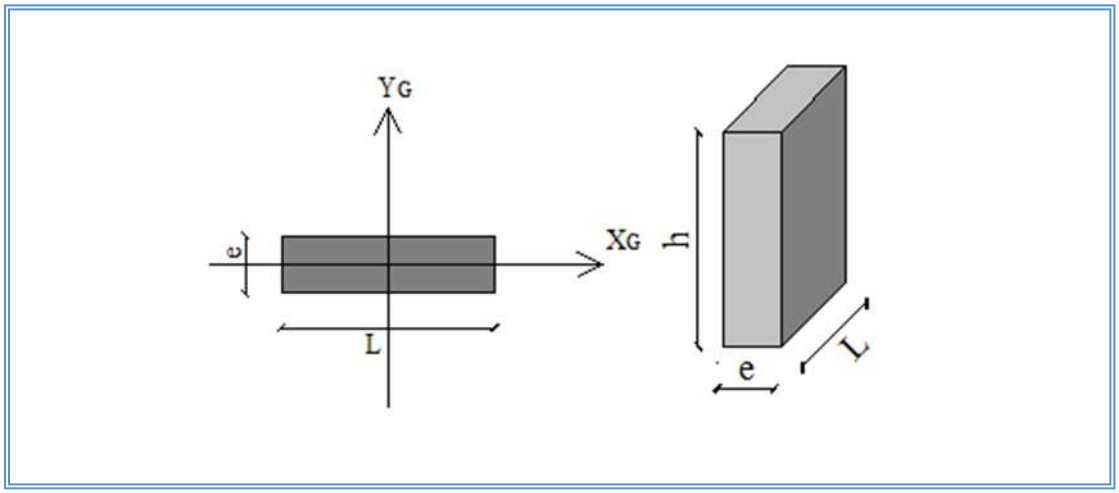


Figure .IV.2. Voile plein.

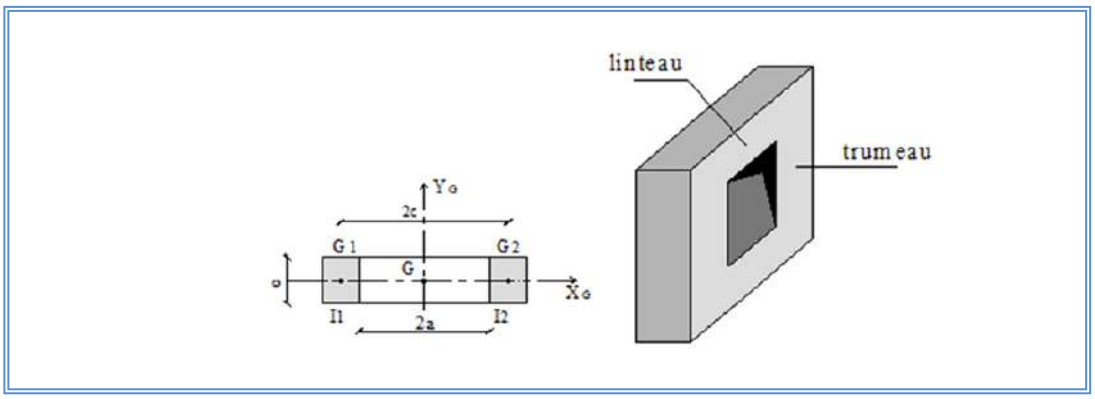


Figure .IV.3. Voile avec une seule ouverture.

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{8}{20n} \quad \frac{1}{30n^2} \quad \frac{1}{30n^3} \quad \frac{20}{11} \ldots \qquad \text{si } n \leq 11$$

$$a_n = 1 \qquad \text{si } n > 11$$

- a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.
- n: nombre de niveaux,
- I: inertie totale du refend.
- E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.
- m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

  - I_i : moment d'inertie des trumeaux.
  - A_i: aire des éléments du refend.
  - 2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
  - a: demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$:voile à une seul file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$:voile à une deux d'ouvertures.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \text{ si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

- H: hauteur d'étage.
- H_0: hauteur totale du refend.
- α : (coefficient des monolithismes des voiles).

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau .IV.1. Calcul de centre de masse.

Niveau		Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)
G_ DIAPH_	3.06	6090.003	13.112	14.653
F_ DIAPH_	6.12	5102.484	13.240	14.655
E_ DIAPH_	9.18	4955.494	13.211	14.555
D_ DIAPH_	12.24	4854.963	13.253	14.514
C_ DIAPH_	15.3	4853.859	13.206	14.560
B_ DIAPH_	18.36	4865.522	13.184	14.699
A_ DIAPH_	21.42	4007.214	13.114	14.802

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion.

Niveau		Inertie et centre d'inertie	
Diaphragme N°	Niveau (m)	XR (m)	YR (m)
G_ DIAPH_ 3.06	3.06	14.536	13.695
F_ DIAPH_ 6.12	6.12	14.380	13.558
E_ DIAPH_ 9.18	9.18	14.103	13.894
D_ DIAPH_ 12.24	12.24	13.905	14.145
C_ DIAPH_ 15.3	15.3	13.766	14.322
B_ DIAPH_ 18.36	18.36	13.660	14.460
A_ DIAPH_ 21.42	21.42	13.574	14.579

IV.2.3.Excentricité

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction **:**

L'excentricité statique est donnée par : $\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [1] :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.16 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 4.16 m

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricité statique.

	Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	EX_{adm}=EY_{adm} (m)	Vérification
G_ DIAPH_	3.06	1.424	0.958	4.16	Ok
F_ DIAPH_	6.12	1.140	1.097	4.16	Ok
E_ DIAPH_	9.18	0.892	0.661	4.16	Ok
D_ DIAPH_	12.24	0.652	0.369	4.16	Ok
C_ DIAPH_	15.3	0.560	0.238	4.16	Ok
B_ DIAPH_	18.36	0.476	0.239	4.16	Ok
A_ DIAPH_	21.42	0.460	0.223	4.16	Ok

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle [1](*Art.4.2.7)*

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction,

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

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

Tableau. IV.4. Calcul d'excentricité accidentelle.

	Direction X		**Direction Y**	
Niveau(m)	LX	EXa	LY	EYa
21.42	**27.75**	**1.3875**	**27.75**	**1.3875**
18.36	**27.75**	**1.3875**	**27.75**	**1.3875**
15.30	**27.75**	**1.3875**	**27.75**	**1.3875**
12.24	**27.75**	**1.3875**	**27.75**	**1.3875**
9.18	**27.75**	**1.3875**	**27.75**	**1.3875**
6.12	**27.75**	**1.3875**	**27.75**	**1.3875**
3.06	**27.75**	**1.3875**	**27.75**	**1.3875**

IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle: [1] (Art 4.3.7)

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

Tableau. IV.5. Calcul d'excentricité totale.

	Direction X			**Direction Y**		
Niveau(m)	Ex t (m)	Exa	$e_{xtheo} \pm e_{xacc}$	Ey t(m)	EYa	$e_{ytheo} \pm e_{yacc}$
21.42	1.424	1.387	2.811	0.958	1.387	2.345
18.36	1.140	1.387	2.527	1.097	1.387	2.484
15.30	0.892	1.387	2.279	0.661	1.387	2.048
12.24	0.652	1.387	2.039	0.369	1.387	1.756
9.18	0.560	1.387	1.947	0.238	1.387	1.625
6.12	0.476	1.387	1.863	0.239	1.387	1.626
3.06	0.460	1.387	1.847	0.223	1.387	1.610

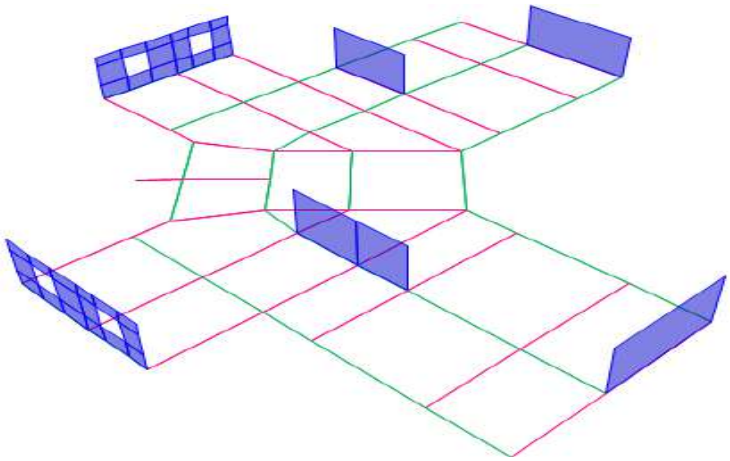


Figure .IV.1. DISPOSITION DES VOILES 3D

IV.4. Modélisation de la structure

IV.4.1.Choix de la méthode de calcul

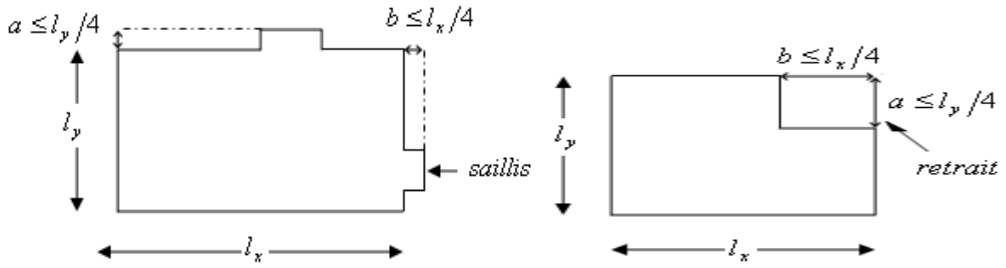
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente

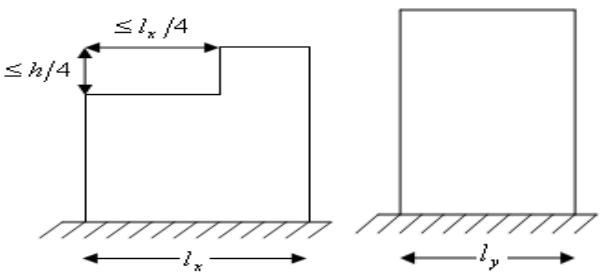
1. En **zone II.b** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 65 m **(C.N.V)**

a)Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de $L_x$et L_y**(C.N.V)**.

b) Régularité en élévation :



- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation

✓ Donc, selon (*Art.4.1.2: RPA 99 VERSION 2003*), les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP2000. V18'**.

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.3.1. 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 effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.3.2.Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, La Théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est Donné par le mouvement du plancher.

IV.4.3.3.Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A :*[1]*.

A = fct (zone IIb, groupe d'usage 2) = 0,20.

b. facteur de correction d'amortissement η: [*1*]

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$.

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. Coefficient de comportement R : [1] (Tab.4.3)

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Donc : R = 3.5

c.1 Justification du coefficient de comportement R :

Suivant X :

Tableau. IV.6. Justification du coefficient de comportement R

Niveau (m)	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids N_z (KN)	*N_z /Poteaux (KN)*	*N_z/Voiles (KN)*	*Effort tranchant T_x (KN)*	*T_x/Poteaux (KN)*	*T_x/Voiles (KN)*
21.42	6090.003	*5483.730*	*1915.021*	*1837.638*	*0.000*	*1837.638*
18.36	5102.484	*11275.341*	*3803.369*	*3140.482*	*0.000*	*3140.482*
15.30	4955.494	*17350.200*	*5609.356*	*4189.029*	*0.000*	*4189.029*
12.24	4854.963	*23156.069*	*7389.088*	*5034.150*	*0.000*	*5034.150*
9.18	4853.859	*30126.232*	*8814.335*	*5743.498*	*0.000*	*5743.498*
6.12	4865.522	*37093.587*	*9758.885*	*5974.592*	*0.000*	*5974.592*
3.06	4007.214	*39083.587*	*9958.885*	*6185.556*	*0.000*	*6185.556*

Valeurs en pourcentage :

Tableau. IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Niveau (m)	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids N_z (KN)	N_z /Poteaux (KN)	N_z /Voiles (KN)	Effort tranchant T_x (KN)	T_x/Poteaux (KN)	T_x/Voiles (KN)
21.42	100 %	74.117	25.883	100 %	0 %	100 %
18.36	100 %	74.777	25.223	100 %	0 %	100 %
15.30	100 %	75.569	24.431	100 %	0 %	100 %
12.24	100 %	75.809	24.191	100 %	0 %	100 %
9.18	100 %	77.365	22.635	100 %	0 %	100 %
6.12	100 %	79.171	20.829	100 %	0 %	100 %
3.06	100 %	81.185	22.521	100 %	0 %	100 %

Suivant Y :

Tableau IV.8 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids N_z (KN)	*N_z /Poteaux (KN)*	*N_z /Voiles (KN)*	*Effort tranchant T_y (KN)*	*T_y /Poteaux (KN)*	*T_y/Voiles (KN)*
21.42	6090.003	5483.730	2663.943	2042.746	0.000	2042.746
18.36	5102.484	11275.341	5472.503	3514.521	0.000	3514.521
15.30	4955.494	17350.200	7759.043	4561.567	0.000	4561.567
12.24	4854.963	23156.069	10240.447	5417.218	0.000	5417.218
9.18	4853.859	30126.232	12109.563	6081.125	0.000	6081.125
6.12	4865.522	37093.587	14573.480	6409.054	0.000	6409.054
3.06	4007.214	*39083.587*	*9958.885*	6608.061	*0.000*	6608.061

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
21.42	100 %	67.304	32.696	100 %	0 %	100 %
18.36	100 %	67.324	32.676	100 %	0 %	100 %
15.30	100 %	69.099	30.901	100 %	0 %	100 %
12.24	100 %	69.337	30.663	100 %	0 %	100 %
9.18	100 %	71.329	28.671	100 %	0 %	100 %
6.12	100 %	71.793	28.207	100 %	0 %	100 %
3.06	100 %	72.483	27.157	100 %	0 %	100 %

d. facteur de qualité Q:[*1*].*(tab. 4.4*).

Le facteur de qualité est égal à 1’ additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum^{6} P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant

Tableau. IV.10. facteur de qualité Q .

Critère q	p_q			
	Suivant x		**Suivant y**	
	Observé	N.observé	Observé	**N.observé**
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	Oui	0,	Oui	**0**
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	**0,00**
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	**0,05**
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	**0**
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	**0**
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	Oui	0	Oui	**0**
Σ	**0,05**		**0,05**	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}05$
$Q_Y = 1 + 0{,}10 = 1{,}05$

Périodes caractéristiques : [*1*].*(tab. 4.7*).

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 2.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

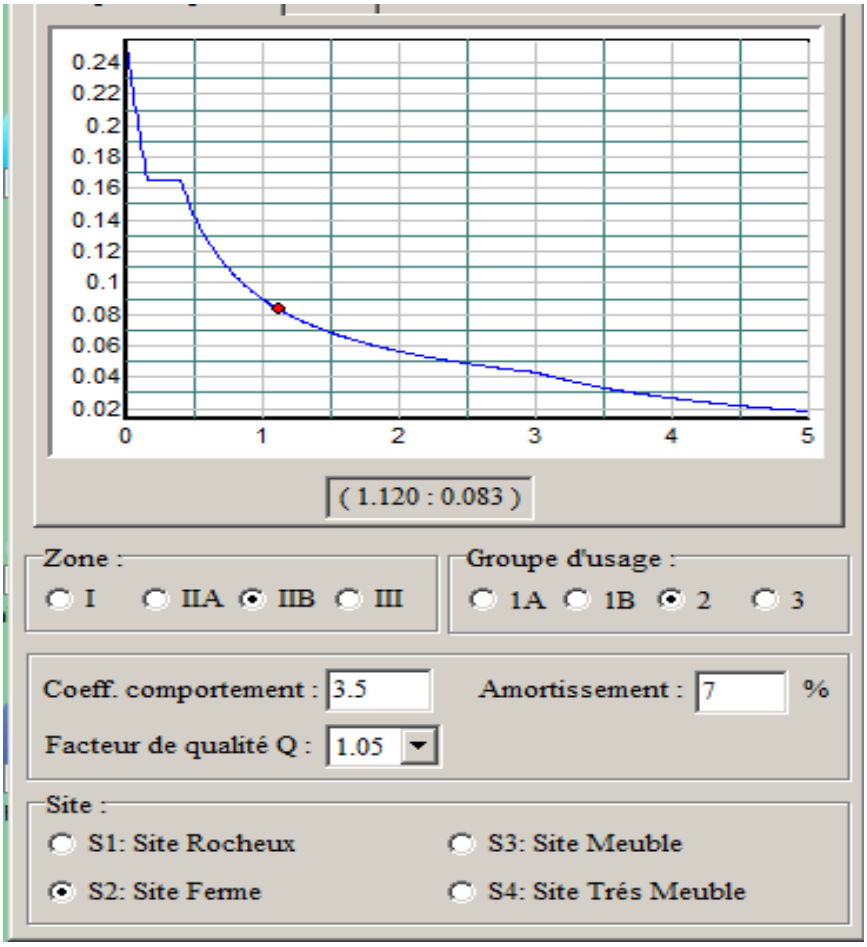


Figure .IV.4. Spectres de réponse.

IV.5. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

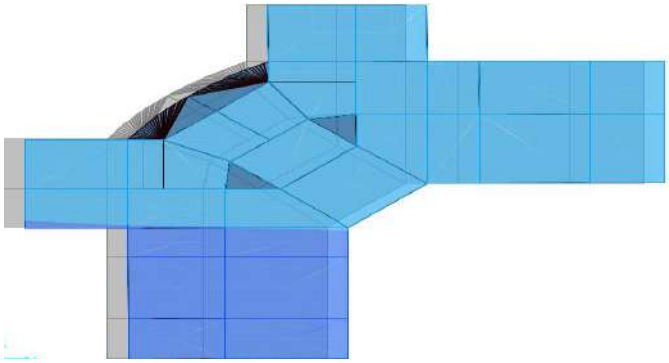
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la période.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

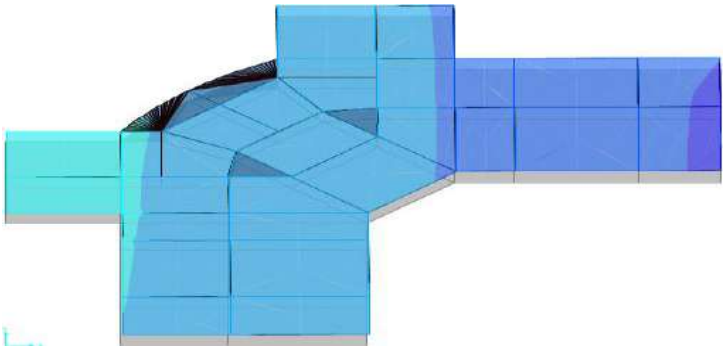
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales. Justification de la largeur du joint sismique.

IV.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode 1



Mode 2



Mode 3

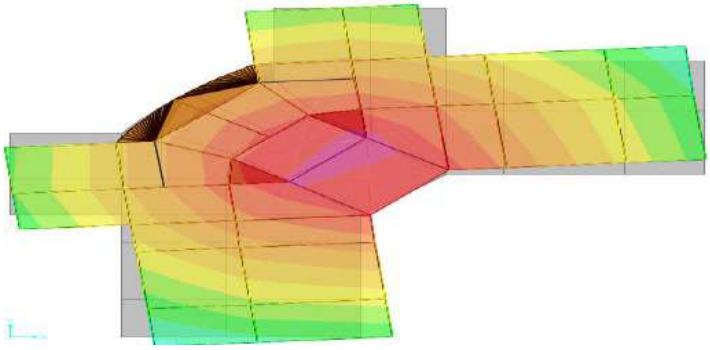


Figure .IV.5. Le comportement des trois premiers modes.

Tableau .IV.11. Le comportement des trois premiers

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)	**Le comportement**
Mode 1	**60.02%**	0.07 %	0,07%	Translation suivant l'axe (X)
Mode 2	0.04%	**60.12%**	0,25%	Translation suivant l'axe (Y)
Mode 3	0,15%	0,35%	**59,35%**	Rotation auteur de l'axe (Z)

IV.5.2.vérification de participation massique [1] *(Art. 4.3.4.)*

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

Tableau. IV.12. Coefficient de participation massique.

Modes	**Périodes (S)**	**Cumulé Ux (%)**	**Cumulé Uy (%)**	**Cumulé Rz (%)**
1	**0,453**	**60,024**	**0,068**	**0,072**
2	**0,36**	**60,066**	**60,22**	**0,32**
3	**0,245**	**60,216**	**60,569**	**59,713**
…….	**…….**	**……..**	**…….**	**…….**
90	**0,03**	**88,071**	**87,736**	**89,865**
91	**0,029**	**88,261**	**87,772**	**90,07**
……..	**……..**	**……**	**……**	**……..**
96	**0,028**	**89,172**	**87,848**	**90,142**
97	**0,028**	**89,172**	**91,092**	**90,142**
…….	**……..**	**……..**	**……**	**……**
110	**0,024**	**89,948**	**91,331**	**90,15**
111	**0,024**	**89,994**	**91,351**	**90,15**
112	**0,024**	**90,003**	**91,413**	**90,151**

Remarque : la somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure,

- Au 112eme mode suivant l'axe (X)
- Au 97 ^{eme} mode suivant l'axe (Y)
- Au 91 ^{eme} mode auteur de l'axe (Z)
- Le nombre de modes totales =1394 modes
- Le nombre des modes retenus =112 modes
- Le temps des modes retenus = 5.77s

IV.5.3.Vérification de la période :[1](*Art.4.2.4.4)*

Les valeurs de T calculées à partir de **sap2000** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%

T : période fondamentale suivant les deux directions, on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

- $\mathbf{T=C_T.h_N^{3/4}}$

$\mathbf{C_T=0,05 \rightarrow Tx=Ty=0,05\times 21.42^{3/4}=0,49\ s}$

- $\mathbf{T=0,09h_N/D^{1/2}}$
  - D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
  - hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\begin{cases} T_X = 0{,}49s \\ T_Y = 0{,}49s \end{cases}$$

$1{,}3\times T_{Emp} = 1{,}3\times 0{,}49 = 0{,}637$ s

$T_{Num} = 0{,}497$s

$T_{Num} \leq 1{,}3\times T_{SE}$ (c.v)

Tableau .IV.13. Vérification de la période

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	**0.49**	**0.497**	**0.637**	**OUI**
Y	**0.49**	**0.497**	**0.637**	**OUI**

IV.5.4.Vérification de la forces sismiques a la base [1](*Art.4.3.6*)

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

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

❖ **Calcul de la force sismique totale :** (*Art.4.2.3: RPA 99 VERSION 2003*)

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0,4 s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).
(Avec site S_2)
η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)
T : période fondamentale suivant les deux directions
Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases} T_X = 0{,}49s \\ T_Y = 0{,}49s \end{cases} \in [0; 0{,}5s]$
Alors: Dx=Dy=2,5**η**

Donc

$$\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).

W= 38308,83 KN

Tableau .IV.14. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_{sx} (KN)	V_{sy} (KN)
0,20	**2,205**	**2,205**	**3,5**	**1,05**	**1,05**	**38308,83**	**5068.258**	**5068.258**

Tableau .IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} > 0,8$
X	**5068.258**	**4162.313**	**0.821**	**C.v**
Y	**5068.258**	**4194.835**	**0.827**	**C.v**

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport ($0{,}8V/V_t$).

IV.5.5.Vérification de la stabilité au renversement

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

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

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.MS MR

- La structure est stable au renversement si : $\frac{MS}{MR} \geq 1.5$

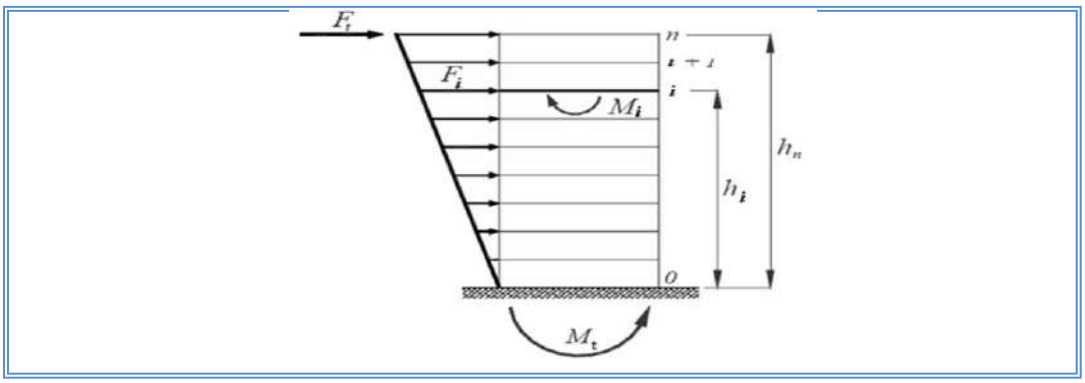


Figure .IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.5.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[1]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0,49 s → F_t = 0
- Ty = 0,49s → F_t = 0

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_y = \alpha_y . V_y$$

Tableau .IV.16. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Diaphragme N°	V_X (kN)	Wi (kN)	h_i (m)	Wi.hi (kN.m)	α_x	F_{iX}
DIAPH1	4162.313	6090,003	21,42	130447,864	0,29250	1217,489
DIAPH2	4162.313	5102,484	18,36	93681,606	0,21006	874,344
DIAPH3	4162.313	4955,494	15,3	75819,058	0,17000	707,630
DIAPH4	4162.313	4854,963	12,24	59424,747	0,13324	554,620
DIAPH5	4162.313	4853,859	9,18	44558,425	0,09991	415,870
DIAPH6	4162.313	4865,522	6,12	29776,994	0,06676	277,913
DIAPH7	4162.313	4007,214	3,06	12262,074	0,02749	114,443
Somme				445970,771	**1**	4162,312

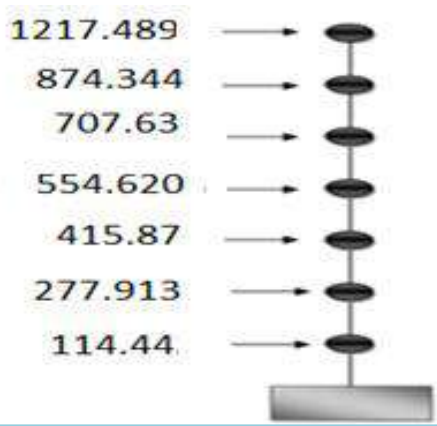


Figure .IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

Tableau .IV.17. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Diaphragme N°	V_y	Wi (kN)	h_i (m)	Wi.hi (kN.m)	A_y	F_{iy}
DIAPH1	4194.835	6090,003	21,42	130447,864	0,2925	1227,002
DIAPH2	4194.835	5102,484	18,36	93681,606	0,2100	881,176
DIAPH3	4194.835	4955,494	15,3	75819,058	0,1700	713,159
DIAPH4	4194.835	4854,963	12,24	59424,747	0,1332	558,953
DIAPH5	4194.835	4853,859	9,18	44558,425	0,0999	419,119
DIAPH6	4194.835	4865,522	6,12	29776,994	0,0667	280,084
DIAPH7	4194.835	4007,214	3,06	12262,074	0,0274	115,338
	Somme			445970,771	**1**	4194,834

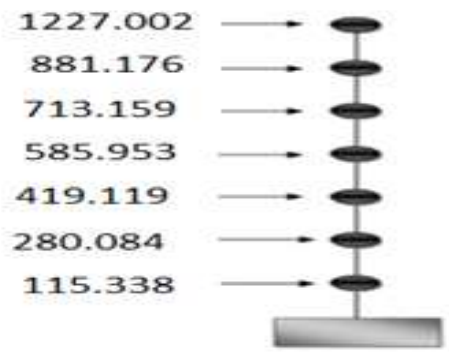


Figure .IV.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.5.5.2.Moment de renversement

Tableau .IV.18. Calcul du moment de renversement.

h_i (m)	F_{IX} (kN)	F_{IY} (kN)	M_{0xi} (kN.m)	M_{0Yi} (kN.m)
21,42	**1217,489**	**1227,002**	26078,61438	26282,38284
18,36	**874,344**	**881,176**	16052,95584	16178,39136
15,3	**707,63**	**713,159**	10826,739	10911,3327
12,24	**554,62**	**558,953**	6788,5488	6841,58472
9,18	**415,87**	**419,119**	3817,6866	3847,51242
6,12	**277,913**	**280,084**	1700,82756	1714,11408
3,06	**114,443**	**115,338**	350,19558	352,93428
Somme			**65615,56776**	66128,2524

IV.5.5.3.Moment stabilisant

Tableau .IV.19. Calcul du moment stabilisant.

Niveau(m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
3.06	6090,003	13,112	14,653	79852,11934	89236,81396
6.12	5102,484	13,24	14,655	67556,88816	74776,90302
9.18	4955,494	13,211	14,555	65467,03123	72127,21517
12.24	4854,3	13,253	14,514	64334,0379	70455,3102
15.3	4853,859	13,206	14,56	64100,06195	70672,18704
18.36	4865,522	13,184	14,699	64147,04205	71518,30788
21.42	4007,214	13,114	14,802	52550,6044	59314,78163
$\sum M_t$				458007,785	508101,5189

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau .IV.20. Vérification de stabilisation.

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
458007,785	**508101,5189**	**65615,56776**	**66128,2524**	**6.981**	**7.683**	**C.V**

- La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stables vis-à-vis le renversement.

IV.5.6.vérifications du déplacement en tête du bâtiment [1] (Art 5.8)

Déplacement réel=R. Déplacement théorique.

Coefficient de comportement R=3.5

Déplacement suivant x sous la force Edx :

Er.x=R.Ex= 5.36 cm<H/250 = 7.34 cm

Déplacement suivant y sous la force Edy :

Er.y=R.Ey= 3.71 cm<H/250 = 7.34 cm

- Les déplacements en tête de bâtiment sont inférieurs aux déplacements admissibles Donc il est vérifié

IV.5.7. Vérification des déplacements inter-étage [1](Art 5.10)

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.
-

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

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

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*):le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

Δ k limite = 0,01× h_e

Tableau.IV.21. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Diaphragme N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰	Vérification
A_ DIAPH_	**21,42**	**1,53**	**5,36**	**/**	**/**	**/**	**3,43**	**3,5**	**Ok**
B_ DIAPH_	**18,36**	**1,23**	**4,31**	**1,05**	**3,06**	**Ok**	**3,43**	**3,5**	**Ok**
C_ DIAPH_	**15,3**	**0,93**	**3,26**	**1,05**	**3,06**	**Ok**	**3,43**	**3,5**	**Ok**
D_ DIAPH_	**12,24**	**0,63**	**2,21**	**0,91**	**3,06**	**Ok**	**2,97**	**3,5**	**Ok**
E_ DIAPH_	**9,18**	**0,37**	**1,3**	**0,77**	**3,06**	**Ok**	**2,52**	**3,5**	**Ok**
F_ DIAPH_	**6,12**	**0,15**	**0,53**	**0,46**	**3,06**	**Ok**	**1,5**	**3,5**	**Ok**
G_ DIAPH_	**3,06**	**0,02**	**0,07**	**0,07**	**3,06**	**Ok**	**0,23**	**3,5**	**Ok**

Tableau.IV.22. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰	Vérification
A_ DIAPH_	**21,42**	**1,06**	**3,71**	**0,73**	**3,06**	**Ok**	**2,39**	**3,5**	**Ok**
B_ DIAPH_	**18,36**	**0,85**	**2,98**	**0,74**	**3,06**	**Ok**	**2,42**	**3,5**	**Ok**
C_ DIAPH_	**15,3**	**0,64**	**2,24**	**0,7**	**3,06**	**Ok**	**2,29**	**3,5**	**Ok**
D_ DIAPH_	**12,24**	**0,44**	**1,54**	**0,63**	**3,06**	**Ok**	**2,06**	**3,5**	**Ok**
E_ DIAPH_	**9,18**	**0,26**	**0,91**	**0,52**	**3,06**	**Ok**	**1,7**	**3,5**	**Ok**
F_ DIAPH_	**6,12**	**0,11**	**0,39**	**0,32**	**3,06**	**Ok**	**1,05**	**3,5**	**Ok**
G_ DIAPH_	**3,06**	**0,02**	**0,07**	**0,07**	**3,06**	**Ok**	**0,23**	**3,5**	**Ok**

IV.5.8.Vérification de cisaillement des éléments [1](Art 7.4.3.2)

IV.5.8.1.. Les poutres [4] (Art A.5.1)

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciabl}$$

Tableau IV. 23: Vérification de cisaillement des poutres

Section	b(cm)	h(cm)	T(v2) (kN)	Comb	Situation	ϒb	Position	τ (mpa)	τ_{adm} (mpa)	verification
pp30x40	30	45	144,36	ELU	Durable	1,5	Inter	1,132	3,33	vérifier
ps30x35	30	40	62,568	ACC	accidentelle	1,15	Iner	0,556	4,35	vérifier
P palier	30	30	18,707	ACC	Accidentelle	1,15	Inter	0,227	4.35	vérifier
long30x30	30	30	7,372	ELU	Durable	1,5	Inter	0,089	3,33	vérifier

IV.5.8.2. Les poteaux [1] (Art 4.3.2)

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement R=3.5.

IV.5.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base [1](Art 7.1.3.3)

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Tableau IV. 24: Vérification de l'effort normal réduit à la base

		N_d (KN)	Bc(cm^2)	Combinaison	υ	$\upsilon \leq 0.3$
POT 45X45	Suivant x	1297.114	184900	G+Q+EdX	0.277	Vérifiée
	Suivant y	1197.457	184900	G+Q+EdY	0.259	Vérifiée

IV.5.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [1](*Art.5.9:*)

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 :

$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Tableau.IV.25. Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau k	Niv (m)	Pk (kN)	Dx	dx*R	Δkx (cm)	WIHI	Vkx (kN)	hk (cm)	Θkx	θkx ≤ 0,10
A_ DIAPH_	**21.42**	**4010**	**1,53**	**5,36**	**1,05**	**8588820**	**866,34**	**306**	**0,0159**	**Vérifiée**
B_ DIAPH_	**18.36**	**4871**	**1,23**	**4,31**	**1,05**	**8942293**	**902**	**306**	**0,0185**	**Vérifiée**
C_ DIAPH_	**15.30**	**4859**	**0,93**	**3,26**	**1,05**	**7434071**	**749,86**	**306**	**0,0222**	**Vérifiée**
D_ DIAPH_	**12.24**	**4860**	**0,63**	**2,21**	**0,91**	**5948603**	**600,03**	**306**	**0,0241**	**Vérifiée**
E_ DIAPH_	**9.18**	**4961**	**0,37**	**1,3**	**0,77**	**4553739**	**459,33**	**306**	**0,0272**	**Vérifiée**
F_ DIAPH_	**6.12**	**4974**	**0,15**	**0,53**	**0,46**	**3043806**	**307,02**	**306**	**0,0244**	**Vérifiée**
G_ DIAPH_	**3.06**	**5806**	**0,02**	**0,07**	**0,07**	**1776737**	**179,22**	**306**	**0,0074**	**Vérifiée**

Tableau IV.26. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

Niveau k	Niv (m)	Pk (kN)	Dy	dy*R	Δky (cm)	WIHI	Vky (kN)	hk (cm)	Θky	Θky≤ 0,10
A_ DIAPH_	21.42	4010	1,06	3,71	0,73	8588820	891,06	306	0,0107	Vérifiée
B_ DIAPH_	18.36	4871	0,85	2,98	0,74	8942293	927,73	306	0,0127	Vérifiée
C_ DIAPH_	15.30	4859	0,64	2,24	0,7	7434071	771,26	306	0,0144	Vérifiée
D_ DIAPH_	12.24	4860	0,44	1,54	0,63	5948603	617,15	306	0,0162	Vérifiée
E_ DIAPH_	9.18	4961	0,26	0,91	0,52	4553739	472,43	306	0,0178	Vérifiée
F_ DIAPH_	6.12	4974	0,11	0,39	0,32	3043806	315,78	306	0,0165	Vérifiée
G_ DIAPH_	3.06	5806	0,02	0,07	0,07	1776737	184,33	306	0,0072	Vérifiée

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

CONCLUSION :

On garde les même dimensions des éléments structuraux adopte dans le chapitre de Pré- dimensionnement sauf les voiles on augmente leur épaisseur à 20cm

CHAPITRE V :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du [**4]** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- ❖ les combinaisons données par les règles [*RPA99 version 2003.Art5.2]*
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- ❖ G : charges permanentes.
- ❖ Q : charges d'exploitations.
- ❖ E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

- ❖ **Les sections:**
  - Poutres principales :**(bxh)** = (30x45) cm^2
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x40) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

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_{c28}=25 MPa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	**σ s=348 MPa**	$\overline{\sigma_b}$ **=18,50MPa**	**σ s=400 MPa**

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales [1] 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 des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 de40ϕ en Zone IIa.

❖ A Travée et appui ≥ A_{min} CBA et A_{min} RPA

❖ A Travée et appui ≤ A_{max} RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] Art [7.5.2.2]:

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$S_t \leq h/2$ en Zone courante

$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$ Zone nodale

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 [A.7.1.2]:**

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales est tel que :

$S_t \leq \min[0,9d; 40cm]$

$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$

$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0,3f_{c28}.K)}{0,9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales

Les résultats obtenus sont résumé dans les tableaux suivants :

Tableau. V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).

	Section	**Comb**	**M_u (KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**A'_s (cm^2)**	**A_{chois} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**		**A choisis**
							CB	RPA	
Travée	**30*45**	ELU	78.08	5.7	0	6.47	1.35	6.75	**3HA12+ 2CH14**
Appuis	**30*45**	ACC	139.82	8.9		9.55	1.35	6.75	**3HA12+ 4CH14**

Tableau. V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.

	Section	Comb	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A choisis
							CBA	RPA	
Travée	**30*40**	G+Q+Ex	71.184	5.00	0	5.65	1.20	6.00	**3HA12+ 2CH12**
Appuis	**30*40**	G+Q+Ey	-86.149	6.10		6.47	1.20	6.00	**3HA12+ 2CH14**

V.2.4.Vérification :

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$=0.6f_{c28} =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier :

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau. V.4.Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Travée	57.566	6.45	7.5	15	C.V	-	-	-
Appuis	**-94**	**9.55**	**10.8**	**15**	**C.V**	-	-	-

Tableau.V.5.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Travée	35.156	5.65	5.1	15	C.V	-	-	-
Appuis	**-38.99**	**6.47**	**5.4**	**15**	**C.V**	-	-	-

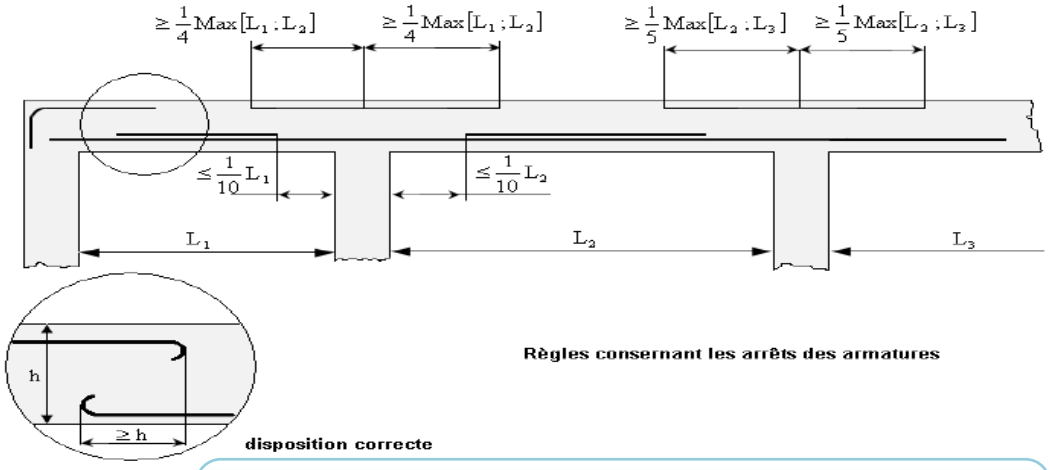


Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse.

❖ **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau. V.6. Calcul de $\overline{\tau_u}$.

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	**les fissurations est peu nuisibles**
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0,2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
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.7.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutre	Sectin	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Pp	30*45	INTE	144.28	1,35G+1,5Q	1.13	3,33	**C.V**
Ps	30*40	INTE	73.831	1,35G+1,5Q	0.60	4.53	**C.V**

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haut adhérence de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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

Tableau. V.8. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93		**RPA 99 Ver 2003**			**$S_{t\ adopte}$ (cm)**		
Section	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
30x40	33.75	1.72	10	20	1.8	10	20	**4HA8**
30x45	38.25	1.95	11.25	22.5	1.8	10	20	**4HA8**

V.2.6.Vérification de la flèche :

Fadm=$\frac{L}{500}$ Si L ≤5m.

Fadm=0.5cm+ $\frac{L}{1000}$ Si L>5m.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.V.9. Vérification de la flèche des poutres

	Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ(%)	σ_s (MPa)	μ	λ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
Pp	6.47	3.39	57.78	5.4	0.77	231.4	0.46	4.14	286402.5	4	10.4	Cv
Ps	5.65	3.39	35.16	3.2	0.88	296.3	0.35	6.95	204987.1	0.7	6.4	Cv

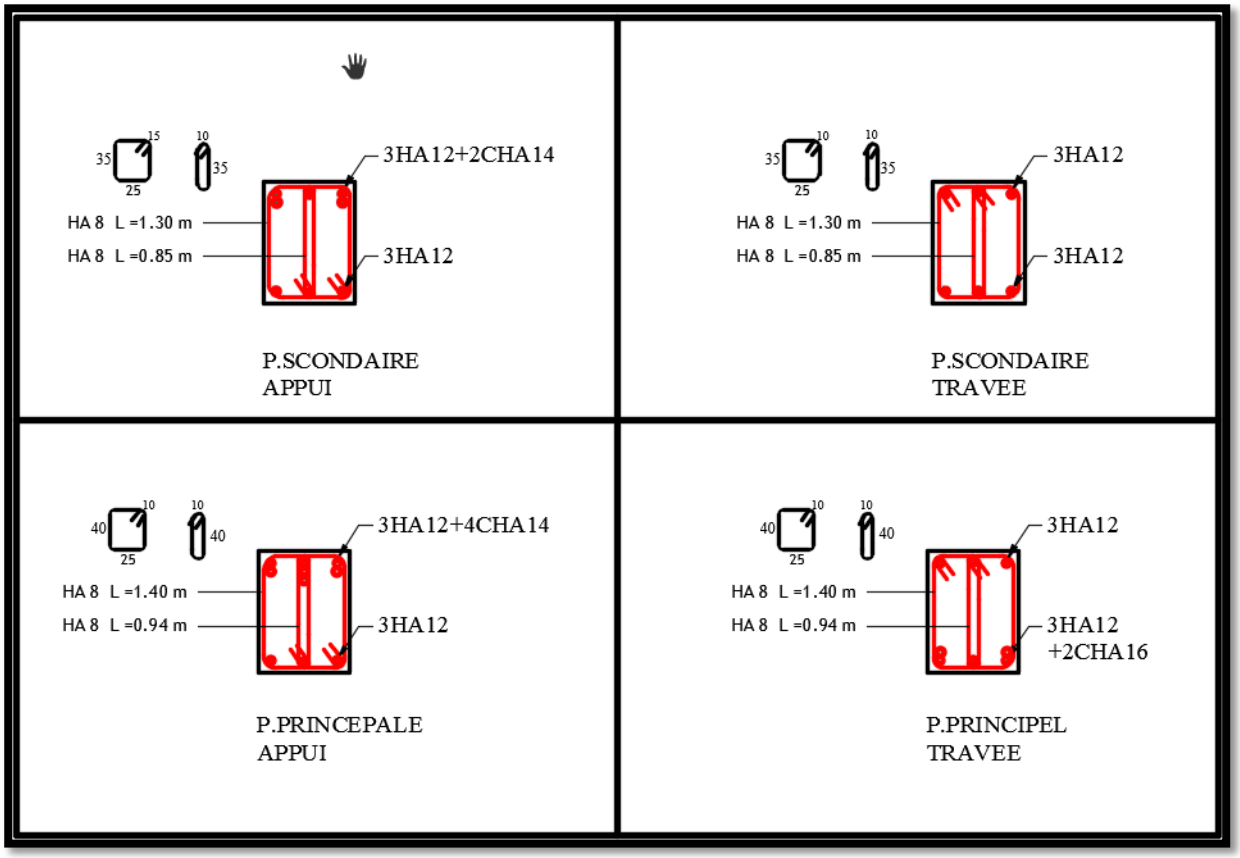


Figure. V.2. Ferraillage des poutres.

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les 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.

2

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales.

Tableau. V.10.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux a l'ELU.

Section	Cas	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	A cal	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
SS (45x45)	Nmax-Mcorr	1477.844	5.23	1.5	2.3	1.3	3.6	18.22	12HA16 =24.13
	Nmin-Mcorr	-37.549	0.688	1.147	1.8	1.8	3.6		
	Mmax-Ncorr	275.717	0.968	29.377	0.3	3.3	3.6		
	Mmax-Ncorr	1035.129	31.6557	5.76	2.3	1.3	3.6		
RDC (45x45)	Nmax-Mcorr	1238.202	15.517	5.589	2	1.2	3.6	18.22	12HA16 =24.13
	Nmin-Mcorr	-22.138	0.906	2.603	1.8	1.8	3.6		
	Mmax-Ncorr	1065.324	3.8718	52.097	2.3	1.3	3.6		
	Mmax-Ncorr	1083.173	48.812	38.88	2.3	1.3	3.6		
1éme (40x40)	Nmax-Mcorr	1021.069	5.96	10.7357	2	1.2	3.2	14.4	8HA16 =16.08 Cm²
	Nmin-Mcorr	-16.12	0.6201	2.797	2	1.2	3.2		
	Mmax-Ncorr	870.55	3.1357	38.2245	2	1.2	3.2		
	Mmax-Ncorr	845.972	38.1335	7.4024	2.0	1.2	3.2		
2éme (40x40)	Nmax-Mcorr	804.343	9.933	16.7166	2	1.2	3.2	14.4	8HA16 =16.08 Cm²
	Nmin-Mcorr	-16.12	3.852	14.0168	2	1.2	3.2		
	Mmax-Ncorr	631.101	15.371	46.116	2	1.2	3.2		
	Mmax-Ncorr	661.034	45.267	11.2018	2.0	1.2	3.2		
3éme (35x35)	Nmax-Mcorr	593.765	7.956	11.4404	1.8	1.1	2.9	11.025	8HA14 =12.35 Cm²
	Nmin-Mcorr	-16.035	3.4777	14.1645	0.9	1.9	2.8		
	Mmax-Ncorr	457.209	12.6405	32.3776	1.8	1.1	2.9		
	Mmax-Ncorr	479.963	31.957	9.39	1.1	1.8	2.9		
4éme (35x35)	Nmax-Mcorr	392.888	10.1055	13.3096	1.8	1.1	2.9	11.025	8HA14 =12.35 Cm²
	Nmin-Mcorr	-18.687	3.97	13.572	0.8	2	2.8		
	Mmax-Ncorr	287.425	15.8349	37.2635	0.8	2	2.8		
	Mmax-Ncorr	306.551	37.6268	12.445	1.8	1.1	2.7		
5ére (30x30)	Nmax-Mcorr	196.253	7.237	8.7059	1.5	0.9	2.4	8.10	8HA12 =9.05 Cm²
	Nmin-Mcorr	-6.592	8.2008	1.0799	1	1.4	2.4		
	Mmax-Ncorr	124.086	11.3419	27.8977	1	1.4	2.4		
	Mmax-Ncorr	136.024	24.936	8.5239	2.0	0.4	2.4		

.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS [4]

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 Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G}\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Tableau. V.11.Vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Бb (MPa)	б's (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	Véri
SS (45x45)	Nma-Mc	1077.1	3.80	1.098	4.3	63.3	0	15.00	201.63	C.V
	Nmi-Mc	-27.338	0.449	0.8266	0	0	8.4	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	765.86	22.97	4.17	4.1	56.5	0	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	202.01	0.71	21.708	4.2	58.2	0	15.00	201.63	C.V
RDC (45x45)	Nma-Mc	902.59	11.26	4.068	4.4	62.7	0	15.00	201.63	C.V
	Nmi-Mc	166.55	4.91	0.061	0.8	14.9	0	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	793.54	35.58	2.87	4.7	64.3	0	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	780.24	2.89	37.84	4.8	65.7	0	15.00	201.63	C.V
1éme (40x40)	Nma-Mc	745.12	4.33	7.76	4.5	64.6	0	15.00	201.63	C.V
	Nmi-Mc	119.04	4.83	1.93	1	39	0	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	618.98	27.632	2.87	5.1	68.3	0	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	637.41	11.27	33.479	5.5	69.9	5.1	15.00	201.63	C.V
2éme (40x40)	Nma-Mc	586.64	7.24	12.14	4.3	58.7	0	15.00	201.63	C.V
	Nmi-Mc	93.368	6.72	0.289	0.9	12.1	0	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	483.71	32.868	8.22	5.1	66.3	0	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	461.7	11.27	33.479	5.5	69.9	5.1	15.00	201.63	C.V
3éme (35x35)	Nma-Mc	433.27	5.8	8.3	4.3	57.9	0	15.00	201.63	C.V
	Nmi-Mc	52.049	5.52	1.069	1.1	12.8	5	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	351.86	23.2	6.9	5.4	67.3	5.4	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	334.53	9.26	23.56	5.8	71.4	11.9	15.00	201.63	C.V
4éme (35x35)	Nma-Mc	287.1	7.36	9.66	3.7	46.9	0	15.00	201.63	C.V
	Nmi-Mc	28.804	6.14	0.079	0.9	10.21	10.8	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	224.49	27.31	9.13	5.8	66.9	38.9	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	210.36	11.6	27.03	6.5	73.1	52.4	15.00	201.63	C.V
5éme (30x30)	Nma-Mc	143.82	5.27	6.23	3.3	39.3	4.9	15.00	201.63	C.V
	Nmi-Mc	4.826	6.006	0.79	3.4	29.4	60.04	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	99.737	18.86	6.25	6.4	64.5	75.4	15.00	201.63	C.V
	Mma-Nc	90.927	8.30	20.33	8.1	76.0	109.0	15.00	201.63	C.V

V.3.2.Détermination des armatures transversales:

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u [4] :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

V.3.2.c. Calcul des armatures transversales :

Tableau. V.12.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les

Section	Combinaison	T (kN)	Nc (kN.m)	A_t (mm^2)	St z-n	St z-c	ϕ (mm)	Achoisi (cm^2)
(45x45)	ELU	21.269	919.275	2,01	10	15	8	4HA8=2.01
(40x40)	ELU	17.415	750.604	2,01	10	15	8	4HA8=2.01
(35x35)	ELU	28.211	297.72	2,01	10	15	8	4HA8=2.01
(30x30)	ELU	18.632	131.682	2,01	10	15	8	4HA8=2.01

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] (Art 7.4.2.2):**

Tableau. V.13.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0,3\%$
30x30	Z.C	0.56	**C.V**
	Z.N	0.84	**C.V**
35x35	Z.C	0.48	**C.V**
	Z.N	0.72	**C.V**
40x40	Z.C	0.42	**C.V**
	Z.N	0.62	**C.V**
45x45	Z.C	0.37	**C.V**
	Z.N	**0.59**	**C.V**

Figure. V.3. Disposition des armatures pour les poteaux.

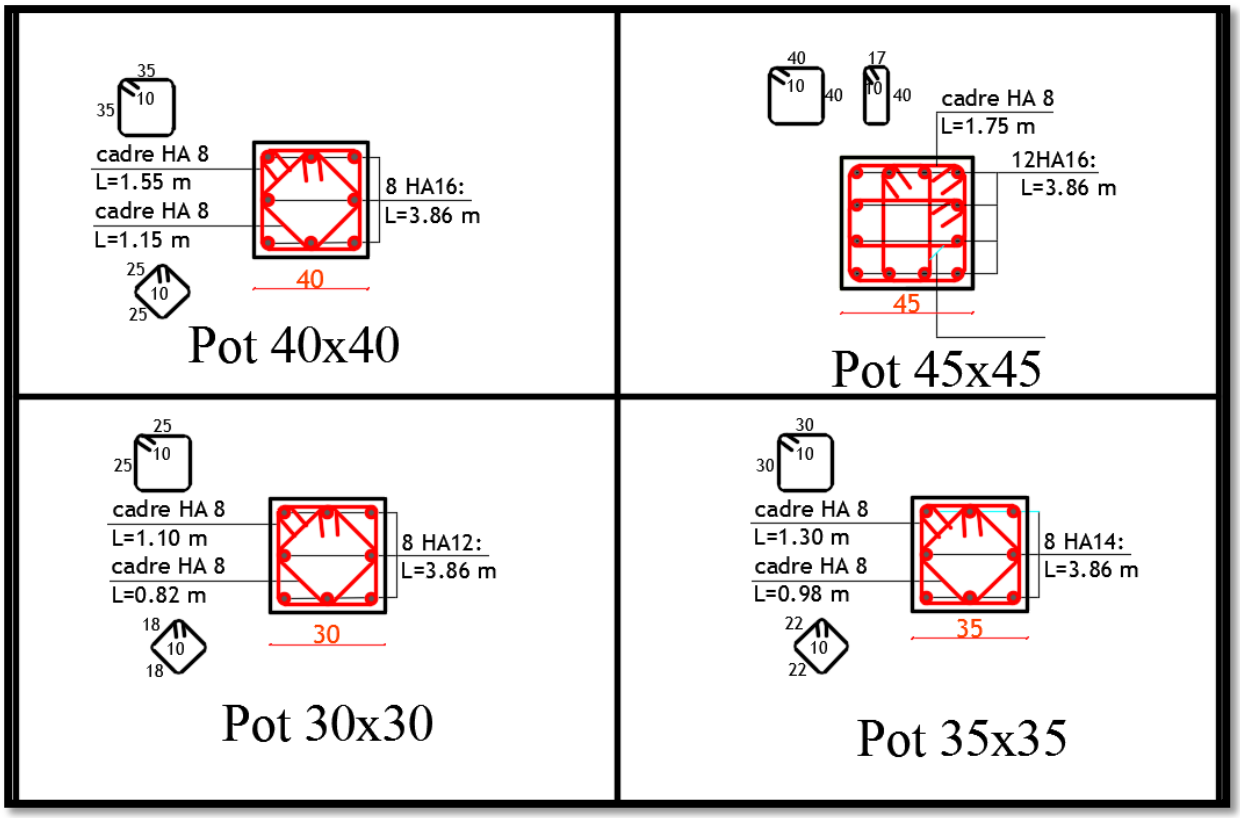


Figure. V.4. Ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Combinaisons

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants:

G+Q±E

0.8G±E

V.4.1 Les voile plein

V.4.1. Les armatures verticales

- Détermination des armatures de résistance :

  Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

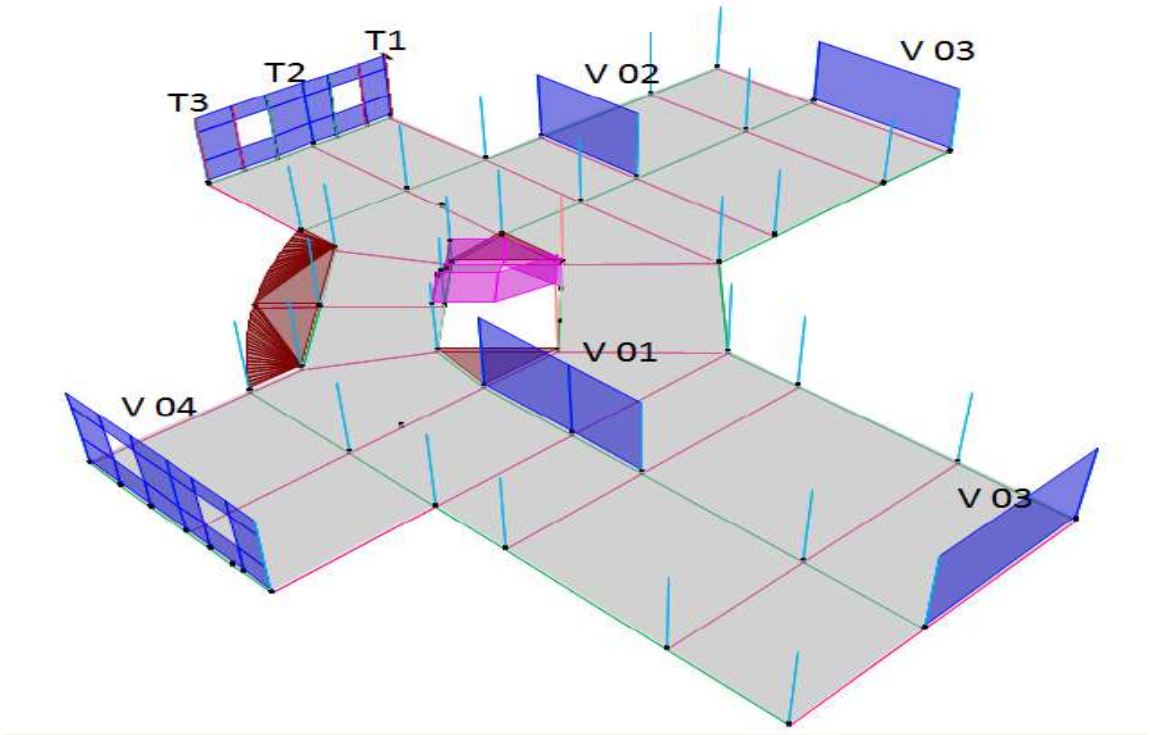


Figure. V.5. les positions des voiles

Tableau V.14. calcul les armatures verticales des voiles plains

Niveau	Voile	S	N	M	T	Nt	situ	A_{cal}	Amin RPA 0.15%* b*e	Amin CBA B/1000	Sv	Choix
SS	V1	20*535	1610.44	-3220.64	512.56	312.768	0.8G-Edy	37.16	16.05	7.7	20	2x(27HA10) =41.42cm^2
	V2	20*415	301.38	1417.58	358.25	290.28	0.8G-Edy	27.58	12.42	8.55	20	2x(21HA10) =32.99.cm^2
	V3	**20*540**	467.91	3323.66	211.49	636.41	0.8G-Edy	60.93	16.2	11.15	20	2x(27HA12) =61.07 cm^2
	V4	**20*690**	307.89	11523.7	-979.63	2392.47	0.8G-Edx	105.55	20.7	16.7	20	2x(35HA14) =107.76 cm^2
RDC 1er 2eme	V1	20*535	1384.28	-5035.47	-878.07	832.977	0.8G-Edy	58.87	16.05	7.7	20	2x(27HA12) =61.07cm^2
	V2	20*415	1148	3268.74	-887.51	826.002	0.8G-Edy	60.45	12.42	8.55	20	2x(21HA14) =64.65
	V3	**20*540**	830.31	7977.18	-1226.26	1636.94	0.8G-Edy	81.31	16.2	12.1	20	2x(27HA14) =83.13cm^2
3eme 4eme 5eme	V1	20*535	968.13	-3255.39	-894.79	535.47	0.8G-Edy	39.83	16.05	7.7	20	2x(27HA10) =42.41 cm^2
	V2	20*415	659.48	1304.56	505.05	239.76	0.8G-Edy	23.25	12.42	8.55	20	2x(21HA10) =32.99 cm^2
	V3	**20*540**	455.5	3252.88	732.65	584.16	0.8G-Edy	38.15	16.2	11.55	20	2x(27HA10) =42.41cm^2

V.4.1.2.Vérification à E.L.S

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification des armatures a ELS de Voile plains

Niveau	Voile	S	N	M	*Aadop*	***σb*(MPa)**	***σs*(MPa)**	$\sigma_b \leq [\sigma_b]=15$ MPa	$\sigma_s \leq [\sigma s]=202$ MPa
SS	V1	20*535	1610.44	-3220.64	56.16	4.6	68.7	**Oui**	**Oui**
	V2	20*415	301.38	1417.58	56.16	2.4	29.8	**Oui**	**Oui**
	V3	**20*540**	467.91	3323.66	81.36	2.3	32.3	**Oui**	**Oui**
	V4	**20*690**	307.89	11523.7	141.62	3.8	35.1	**Oui**	**Oui**

V.4.1.3 Calcul des armateurs horizontaux

- contraintes limites de cisaillement : $\tau b \leq \tau b$ = 0.2 fc28 [ART RPA] **7.7.2.**
Ou : $\tau b = V / b*d$

Avec V =1.4V*calculé*

b0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq (1/10).a$ ϕt =1 cm
$Sh \leq A*h/0.003$
$Sh \leq \min(1.5a ; 30)$ [Art 7.7.4.3]

Tableau V.16. Calcul les armatures horizontaux des voiles plains

	E (cm)	H (cm)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification	A cal 2/3Av (cm)	Sh (cm)	Amin RPA 0.15%*h*e	Choix	A final cm^2
V1	**20**	**266**	**512.56**	**0.53**	**5**	**Oui**	**18.72**	**20**	**7.98**	**2x (14HA10)**	**21.99**
V2	**20**	**261**	**358.25**	**0.48**	**5**	**Oui**	**18.72**	**20**	**7.83**	**2x (14HA10)**	**21.99**
V3	**20**	**266**	**211.49**	**0.22**	**5**	**Oui**	**27.12**	**15**	**7.98**	**2x (18HA10)**	**28.27**
V4	**20**	**266**	**979.63**	**0.79**	**5**	**Oui**	**41.18**	**10**	**7.98**	**2x (27HA10)**	**42.41**

V.4.1.3.Armatures transversales :

On dispose 4 épingles HA8/m

V.4.2.1. les voile avec ouverture :

a. les trumeaux :

- **Las armateurs verticales :**

on doit vérifier que : $\begin{cases} St \leq Min\ [0.9d\ ,40\ cm] \\ St \leq min\ (1.5\ a\ ,30\ cm)\ RPA\ [ART\ 7.7.4.3] \end{cases}$

Tableau V.17.calcul les armatures verticales des trumeaux

Niveau	Voile	S	N	M	T	Nt	Situ	A_{cal}	Amin RPA 0.15%* b*e	Amin CBA B/1000	Sv	Choix
RDC	T1	20*97	1093.78	177.60	143.86	1116.23	0.8G-EdX	27.92	2.91	4.85	10	2x(10HA14) =30.8cm^2
	T2	20*224	150.95	827.97	831.65	368.68	0.8G-EdX	29.25	6.72	5.1	10	2x(15HA12) =33.93cm^2
	T3	**20*128**	1025.36	291.95	346.45	1216.32	0.8G-EdX	39.56	3.84	6.4	10	2x(13HA14) =40.82cm^2
1er 2eme	T1	20*97	1160.43	439.89	379.64	756.25	0.8G-EdX	29.85	2.92	4.85	10	2x(10HA14) =30.8cm^2
	T2	20*224	255.52	1873.10	1121.67	1190.54	0.8G-EdX	62.301	6.72	5.35	10	2x(22HA14) =67.77
	T3	**20*128**	1047.97	507.03	387.14	1212.43	0.8G-EdX	37.82	3.84	6.4	10	2x(13HA14) =40.04 cm^2
3eme 4eme 5eme	T1	20*97	496.11	303.52	260.81	788.915	0.8G-EdX	27.03	2.91	2.8	10	2x(10HA14) =30.8 cm^2
	T2	20*224	188.95	1201.79	813.68	762.48	0.8G-EdX	40.27	6.72	5.03	10	2x(22HA12) =49.72cm^2
	T3	**20*128**	555.12	431.59	350.95	790.61	0.8G-EdX	28.09	3.84	4.1	10	2x(13HA12) =29.38 cm^2

V.4.2.2 Vérification à E.L.S

Tableau V.18. Vérification à E.L.S des trumeaux

Niveau	Voile	S	N	M	*Aadop*	σb(MPa)	σs(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$=15MPa	$\sigma_s \leq [\sigma s]$=202 MPa
SS	T1	20*97	1093.78	177.60	30.8	2.4	36	Oui	Oui
	T2	20*224	150.95	827.97	23.4	2.1	31.6	Oui	Oui
	T3	**20*128**	1025.36	291.95	40.82	3.5	67.4	Oui	Oui

- **Las armateurs horizontaux**

- contraintes limites de cisaillement : $\tau b \leq \tau b$ = 0.2 fc28 [ART RPA] **7.7.2.**

Tableau V.19.calcul les armateurs horizontaux.

	E (cm)	H (cm)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification	Acal 2/3Av (cm)	Sh (cm)	Amin RPA 0.15%*h*e	Choix	Afinal cm^2
T1	**20**	**266**	143.86	**0.82**	**5**	**Oui**	**10.26**	**20**	**7.98**	**2x (14HA10)**	**14.07**
T2	**20**	**266**	831.65	**2.06**	**5**	**Oui**	**7.8**	**20**	**7.98**	**2x (14HA10)**	**14.07**
T3	**20**	**266**	346.45	**1.51**	**5**	**Oui**	**13.60**	**20**	**7.98**	**2x (14HA10)**	**14.07**

V.4.2.3. Les Linteaux

V.4.2.4. Ferraillage des linteaux

Tableau V.20. Calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	M (KN.m)	τ_b (Mpa)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1éré	20	166	120	982.65	560.28	4.6	Traction/compression
1ère-2ème	20	166	120	820	460.61	3.47	Traction/compression
2ème-3ème	20	186	120	769.06	444.43	3.24	Traction/compression
3ème- 4ème	20	186	120	608.51	351.91	2.56	Traction/compression
4ème-5ème	20	186	120	417.8	231.54	1.76	Traction/compression
5ème	20	186	120	123.45	63.47	0.52	Flexion simple

Tableau V.21. Calcul des armatures des linteaux.

Niveau	A calculé (cm^2)					$A_{choisie}$ (cm^2)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	15.31	4.98	0.75	6.64	10	2x(4HA16) =16.08	2x(4HA14) =6.15	2x (12HA10) =18.85	2x(7HA10) =11.00
1ère - 2ème	12.78	4.98	0.75	6.64	10	2x(4HA16) =16.08	2x (4HA14) =6.15	2x(12HA10) =18.85	2x(7HA10) =11.00
2ème - 3ème	11.99	4.98	0.75	6.64	10	2x(4HA14) =12.31	2x (4HA14) =6.15	2x(12HA10) =18.85	2x(7HA10) =11.00
3ème - 4ème	9.48	4.98	0.75	6.64	10	2x(4HA14) =12.31	2x(4HA14) =6.15	2x(12HA10) =18.85	2x(7HA10) =11.00
4ème - 5ème	6.51	4.98	0.75	6.64	10	2x(4HA12) =9.05	2x(4HA14) =6.15	2x(12HA10) =18.85	2x(7HA10) =11.00
5ème	/	4.98	0.75	/	10	/	2x(4HA14) =6.15	2x(12HA10) =18.85	/

V.5.Ferraillage des voiles du sous-sol

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.06m et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

ρ=0.79>0.4 donc le panneau se travaille suivant les deux directions

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires ELU: v=0 $\Rightarrow \mu x$=0.057 μy=0.57

ELs: v=0.2 $\Rightarrow$ μx=0.063 μy=0.69

VI.5.1. Calcul de la poussée des terres

$P1=1/2\times\gamma\times K\gamma\times h^2$

Avec : h=3.06 m $K\gamma=\tan^2(\pi/4-\varphi/2)$ Et : φ=20o Donc : $K\gamma=0.490$

$P1=1/2\times18.5\times0.490\times3.06^2=42.44$ KN/ml

$qu=1.35\times(42.44/2)=28.65$ KN/ml

$qs=42.44/2=21.22$ KN/ml

VI.5.2.Calcul des moments

• Détermination des moments a l'ELU :

$Mx=\mu x\times qu\times Lx^2=18.53$ KN.m $My=\mu y\times Mx=10.71$ KN.m

En travée :

Mtx=0.75Mx=13.89 KN.m Mty=0.85My=9.10 KN.m

Aux appuis :

Max=0.3Mx=5.55 KN.m May=0.5My=5.35 KN.m

• Détermination des moments a l'ELS :

$Mx=\mu x\times qser\times Lx^2=15.11$KN.m My=μy×Mx=10.53 KN.m

En travée :

Mtx=0.75Mx=11.33 KN.m Mty=0.75My=7.89 KN.m

Aux appuis :

Max=0.3Mx=4.53 KN.m May=0.5My=3.94 KN.m

VI.5.3.Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur

Tableau V.22. Calcul les armatures longitudinales

Élément		Mu (KN.m)	E (cm)	A (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Travée	13.89	20	6.4	15	7HA12=7.92 cm^2
	Appui	5.55		6.4		7HA12=7.92 cm^2
Suivant Y	Travée	9.10		8	10	10HA12=11.31
	Appui	5.35		8		10HA12=11.31

VI.5.4.Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que :

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \sigma_s$'
Suivant X	Travée	11.33	6.4	0.1	0.4	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	4.53	6.4	0.1	0.2				
Suivant Y	Travée	7.89	8	0.1	0.2				
	Appui	3.94	8	0.1	0.1				

VI.5.5. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier ;

$\tau < \overline{\tau_b}$

$\tau = \frac{Tu}{b.d} < 0.07 x fc28 \gamma b = 1.16$ MPA

$Tmax = \frac{qulxly}{2ly+lx} = 35.71$ KN

$\tau = \frac{35.71*1000}{1000*200} = 0.17$ MPA$< \tau = 1.16$ MPA……Vérifiée

CHAPITRE VI :

Etude De L'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

- **Classification des fondations**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

Les charges et surcharges transmises par la structure.

La capacité portante du sol.

La distance entre les axes des poteaux.

Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;

VI.2Etude préliminaire du Choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.bar** pour une profondeur de **2.0m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

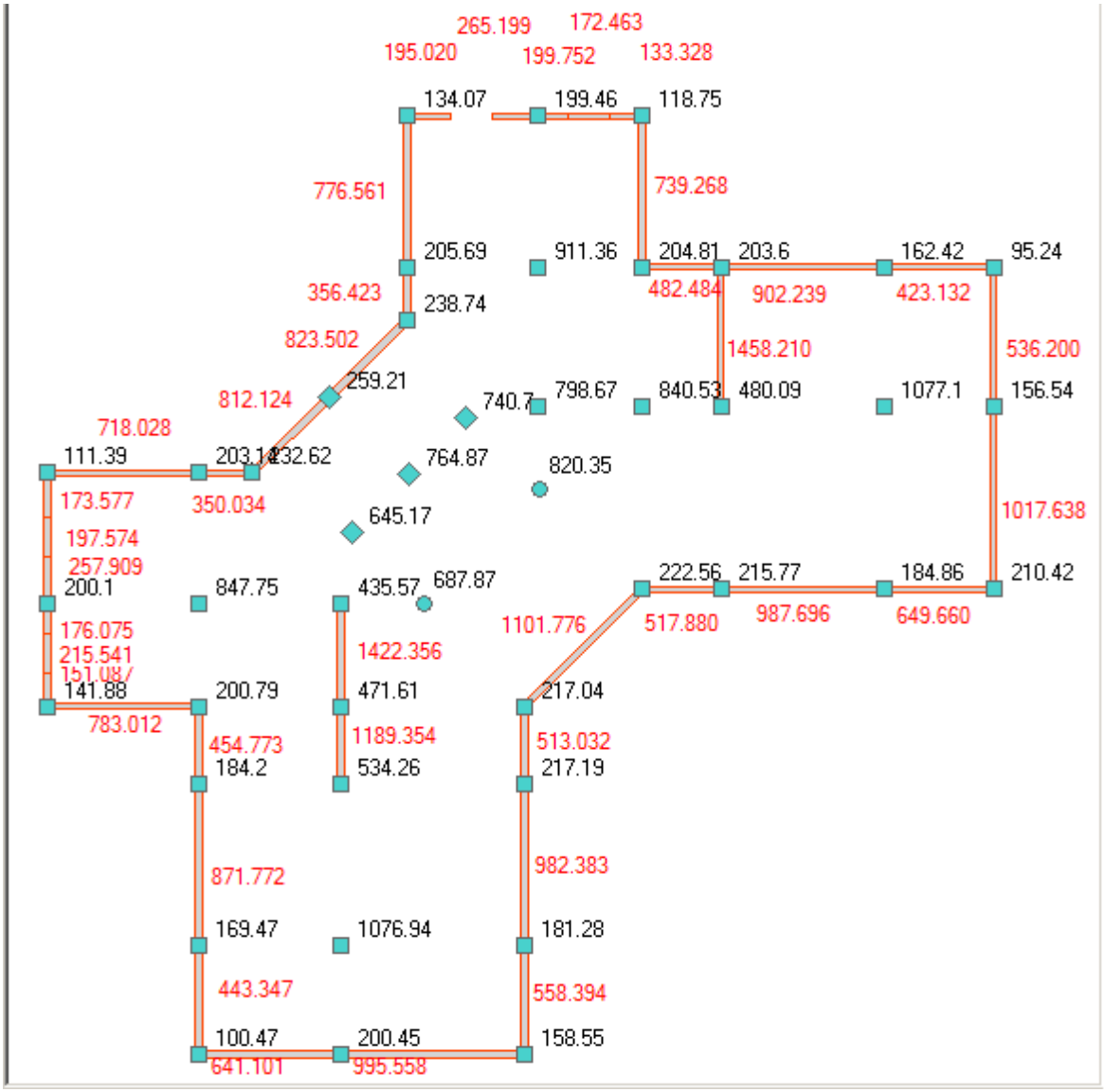


Figure.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.3.1. Dimensionnement des semelles isolées

$S=A\times B=\frac{Nser}{\sigma sol}$, $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}\Rightarrow$ $A=\frac{a}{b}\times B$, $B=\sqrt{\frac{Nser\times b}{\sigma_{sol}\times a}}$, $h\geq\frac{B-b}{4}+c$

$L\geq\frac{1.5(B+B')}{2}$

σ_{sol} = 0.2 MPa, a= b =45 cm, c = 3 cm.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées

Semelles	N_{ser}	A(m)	B(m)	A_{choisi}(m)	B_{choisi}(m)	h (cm)	h_{choisi} (cm)
Si_groupe1	1152.22	2.4	2.4	2.5	2.5	54	55
Si_groupe2	875.92	2.1	2.1	2.2	2.2	47	50
Si_groupe3	761.63	1.95	1.95	2	2	47	50
Si_groupe4	626.4	1.9	1.9	2	2	42	45

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles** :

Il faut vérifie que : $L \geq B \times 1.5$

Tel que : L est l'entre axe deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle (B=2,5m).

On a 2.5×1.5 m=3.75>L =2.3m……non vérifie

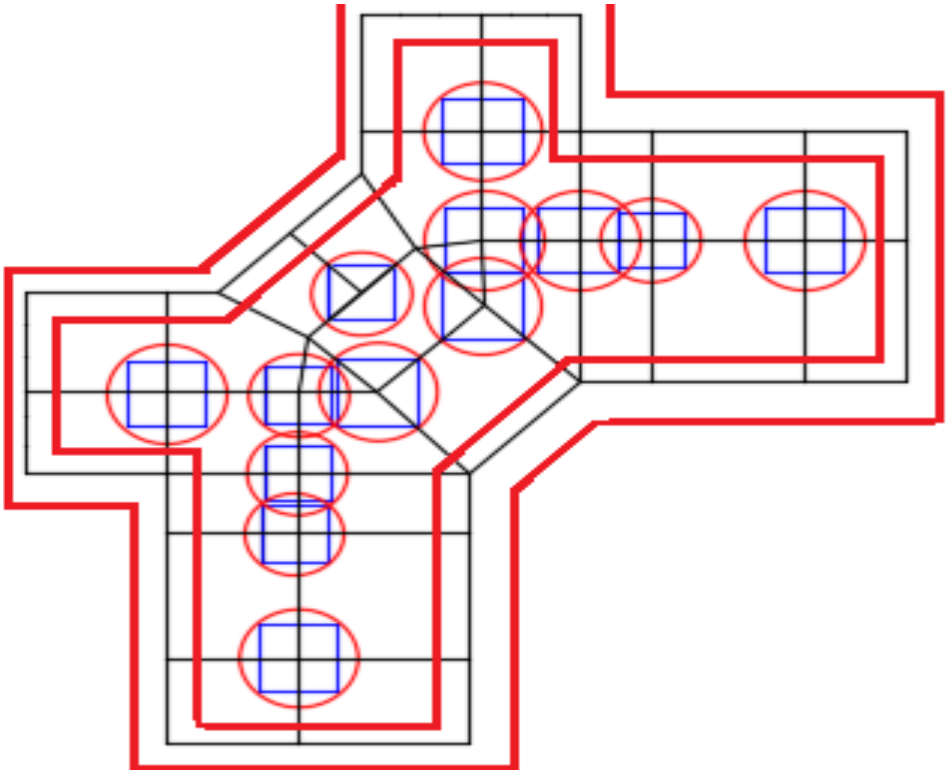


Figure.VI.2: schéma représente Les chevauchements entre les semelles.

Remarque:

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous avons remarqué des chevauchements Entre les semelles **S1, et S2, S3.** Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées Obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.4.Semelle filante sous voiles et poteaux

VI.4.1.Dimensionnement :

a. La largeur " B " de la semelle :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}] \qquad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$$

σ_{sol} = 0.2 Mpa (donnée par le rapport du sol).

b. Hauteur " h " de la semelle :

$$\mathbf{d \geq \frac{B-b}{4}} \quad , \qquad \mathbf{h = d + c}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI 2 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux.

Semelles	L (m)	N_{ser} (kN)	N_{ser} (kN/ml)	B_{cal} (m)	B_{choi} (m)	H_{choi} (m)	$\sigma_{semelle}$	σ_{sol}	$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$
SF1	7.63	2658.02	348.36	1.25	1.3	0.3	0.18	0.200	CV
SF2	7.21	2053.23	284.74	1.08	1,3	0.3	0.17	0.200	CV
SF3	8.08	1819.77	225.12	0.92	1.3	0.3	0.14	0.200	CV
SF4	5.65	1012.35	179.17	0.9	1.3	0.3	0.14	0.200	CV
SF5	11.5	2356.86	204.94	0.97	1.3	0.3	0.17	0.200	CV
SF6	10.75	1990.93	185.20	0.87	1.3	0.3	0.15	0.200	CV
SF7	11.5	2946.44	256.21	1.21	1.30	0.3	0.19	0.200	CV
SF8	6	1410.05	235.01	1.10	1.30	0.3	0.18	0.200	CV
SF9	19.98	6040.31	302.31	1.51	1.60	0.35	0.19	0.200	CV
SF10	8.78	2559.89	291.55	1.53	1.60	0.35	0.18	0.200	CV
SF11	5.85	1831.38	313.06	1.54	1.60	0.35	0.19	0.200	CV

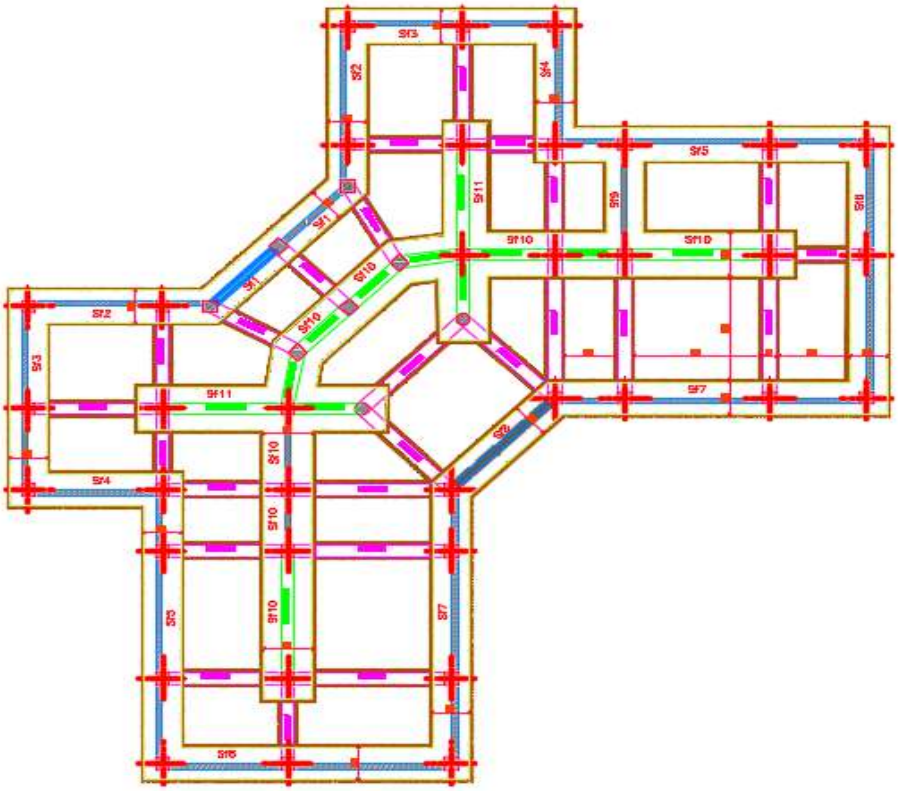


Figure VI.3: La proposition finale des semelles.

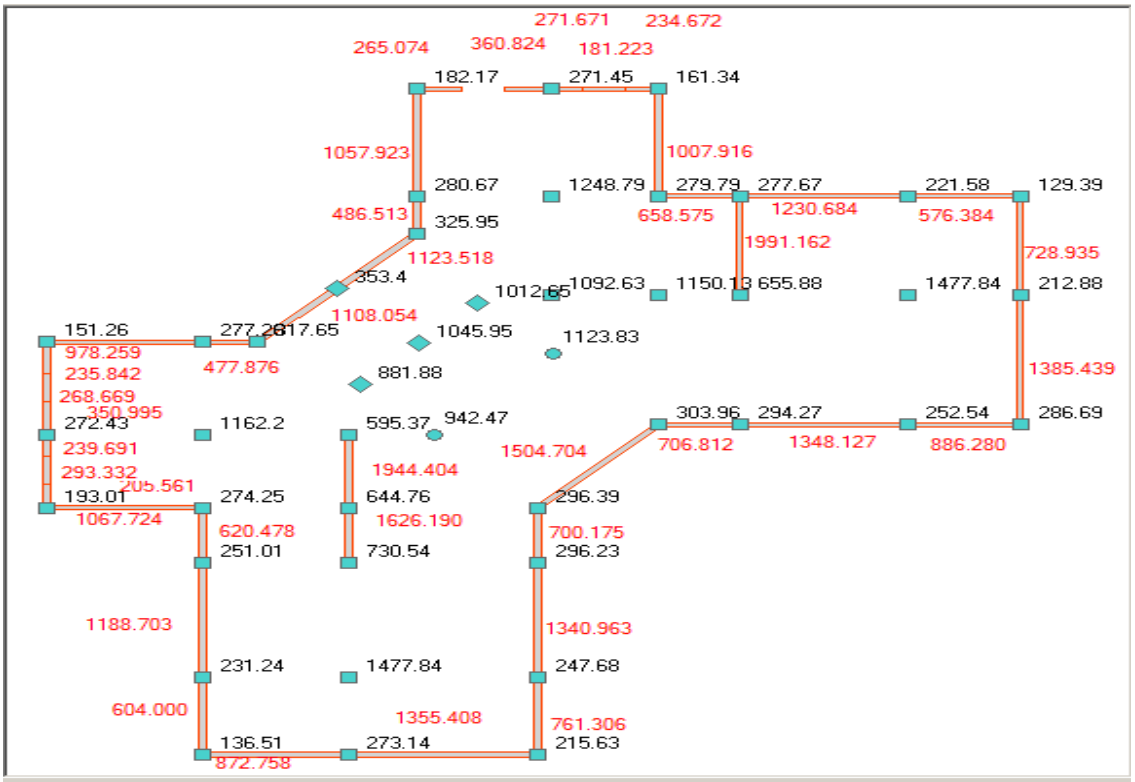


Figure.VI.4 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

VI.5.Ferraillage des semelles

VI.5.1.Armatures principale des semelles filantes

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$F=\frac{N(B-b)}{8d}$, $F=A\times \overline{\sigma_s}$ => $A=\frac{F}{\overline{\sigma_s}}$ => $A=\frac{N(B-b)}{8\times d\times \overline{\sigma_s}}$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites ultime,

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3 : Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L(m)	N_{ul} (KN)	N_{ul} (KN/ml)	**M_u (KN)**	**M_u/ml (KN)**	A_{cal}/ ml (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP
SF1	**7.63**	**2888.51**	**378.57**	**36.86**	**4.83**	**4.36**	**7HA12=7.92**	15
SF2	**7.21**	**2120.57**	**298.27**	**19.56**	**2.71**	**3.86**	**7HA12=7.92**	15
SF3	**8.08**	**1757.41**	**217.5**	**17.82**	**2.21**	**3.05**	**7HA12=7.92**	15
SF4	**5.65**	**1228.15**	**217.37**	**2.38**	**0.42**	**3.5**	**7HA12=7.92**	15
SF5	**11.5**	**3030.58**	**263.49**	**33.67**	**2.92**	**3.8**	**7HA12=7.92**	15
SF6	**10.75**	**2535.21**	**235.83**	**5.43**	**0.51**	**3.22**	**7HA12=7.92**	15
SF7	**11.5**	**3783.59**	**328.97**	**97.93**	**8.51**	**5.6**	**7HA12=7.92**	15
SF8	**6**	**1815.12**	**302.52**	**38.85**	**6.47**	**5.4**	**7HA12=7.92**	15
SF9	**19.98**	**9083.53**	**454.63**	**48.64**	**2.43**	**4.36**	**7HA12=7.92**	15
SF10	**8.78**	**4647.20**	**529.29**	**12.98**	**1.47**	**4.51**	**7HA12=7.92**	15
SF11	5.85	2785.37	499.17	4.77	0.81	5.39	7HA12=7.92	15

VI.5.2.Armatures de répartition " $A_{rép}$ "

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$A_{rép}=\frac{A\times B}{4}$; B en [m] , A et $A_{rép}$ en [cm^2]

Tableau VI. 4 : l'armature de répartition.

Semelle	**L (m)**	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép}$ choisie (cm^2)	Esp (cm)
SF1_ SF8	1.30	4.32	7HA12 = 7.92	15
SF9_ SF11	1.60	4.84	8HA12 = 9.05	15

VI.5.3. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence : τ_s=2.8 MPa

$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Tableau VI. 5 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	***HA**(mm)*	*L_S (m)*	*$\frac{B}{4}$(m)*	*$L_S > \frac{B}{4}$*	*Ancrage*
SF1_ SF8	*12*	*0.43*	*0,32*	*CV*	*Courbe*
SF9_ SF11	*12*	*0.43*	*0,4*	*CV*	*Courbe*

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.6.1.Ferraillage des poutres de libage

VI.6.2.Dimensionnement

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant **:**

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$ Et $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E=11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$= 32164.19MPa).

L_{max}: La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3). (Pour un sol moyen σ_s= 0.2 Mpa)

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b \times h^3}{12}$

h_p: La hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \times K \times L_{max}{}^4}{E}}$

Tableau VI. 6 : Dimensionnement du poutre de libage.

Pouter de libage	b(m)	L_{max} (m)	h(m)	I(m^4)	$\pi/2 \times l_e$	$L_{max} \leq \pi/2 \times l_e$
PL	0.45	480	0.65	0.011	9.18	Cv

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer La réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{L} (KN/m^2)$$

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. 7 : détermination de la valeur q dans les semelles filantes.

Poutre de libage	$\sum N_i$ (ELU)(KN)	$\sum N_i$ (ELS)(KN)	L(m)	q_u(KN/ml)	$\mathbf{q_{ser}}$**(KN/ml)**
PL	6652.64	5027,264	23.6	332.63	**252.09**

VI.6.3.Calcul des moments

On utilise la méthode de Caquot.

$$M_a = -\frac{q(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \qquad \text{Et} \qquad M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

a)En appuis :

À l'ELU: $$M_a = -\frac{q_{elu}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

À l'ELS : $$M_a = -\frac{q_{ser}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

b) En travées :

À l'ELU: $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

À l'ELS : $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Tableau VI. 8: Détermination des moments de la poutre de libage.

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL1	-488.217	342.72	-345.11	242.26

VI.6.4.Armatures longitudinales :

VI.6.4.1.Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$ Et $c = c' = h - d$

$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b} \times b \times d^2}$ $\mu \leq \mu_l = 0.392$ alors : $A' = 0$ $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$ (cm^2)

Tableau VI. 9: Les résultats du calcul des armatures à l'ELU.

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)	Vérification
PL	Travée	342.72	61	17	2	14.62	4HA16+ 6CH16=20.11	Cv
	appui	-488.22	61	25.5			4HA16+6CH16=26.89	Cv

VI.6.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable :

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$ ⇨ $\overline{\sigma_b} = 15MPA$

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$ ⇨ $\overline{\sigma_s} = 201.63$ Mpa

Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Travée	**242.26**	**6.45**	**5.4**	**15**	**C.V**	**201.6**	**201.7**	**Oui**
Appuis	**-345.11**	**9.55**	**10.8**	**15**	**C.V**	**201.6**	**201.7**	**Oui**

VI.6.4.3.Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u = T\,(KN)}{b_0 \times d}$ et $\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$ = 2.5 Mpa **:** Fissuration Préjudiciable

$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$ et $T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

Tableau VI .11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage.

Elément	v_u (KN)	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PL	672.62	2.41	2.5	Condition vérifiée

VI.6.4.4.Le calcul des armatures transversales [1]

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\ 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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 VI 12 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			**A_t choisi et $S_t$choisi**		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)
PL(45×65)	2.41	40	1.53	16.25	32.5	2.7	10	20	4HA10 =3.14

VI.6.4.5.Armatures de peau [4] (A.7.3)

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 65cm le CBA93 exige en plus les armatures Longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre Moyenne de la poutre. Ap=3*0.65 = 1.95 cm², donc on adopte 2HA12= 2.26cm².

VI.6.4.6.Vérification de la flèche

Fadm=$\frac{L}{500}$ Si L ≤5m.

Fadm=0.5cm+ $\frac{L}{1000}$ Si L>5m.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI .13: Vérification de la flèche du poutre de libage.

	L (m)	B (cm)	H (cm)	**Mt ser (kN. m)**	**Ats1 (cm^2)**	**Ats2 (cm^2)**	**f_i (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$f_i < f_{adm}$**
PL	4.8	45	65	242.2	20.11	8.04	2.3	9.6	Cv

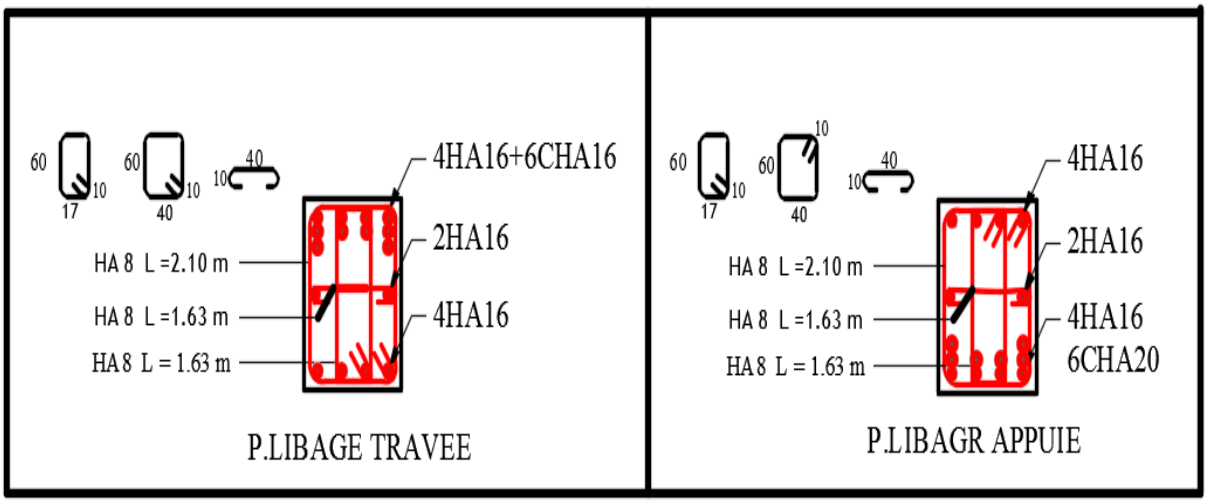


Figure.VI.5: ferraillage de poutre libage.

VI.7. LES LONGRINES

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.7.1. Dimensionnement : [1] (Art10.1.1)

Pour un sol de fondation de catégorie S2, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25*30 cm². On a choisi une section de dimensions 30*30 cm2.

VI.7.3. Détermination des sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une

Force " F " égale à : $\begin{cases} F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN \\ F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELS.

α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI. 14: Valeurs de α.

Site	Zone I	Zone II	Zone III
S_3	-	15	12

$$F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1477.84}{12} = 123.15KN \geq 20\ KN \ldots\ldots\ldots\ldots cv$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1077.1}{12} = 89.75KN \geq 20KN \ldots\ldots\ldots\ldots cv$$

VI.7.4. Calcul du ferraillage

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales Doivent pouvoir équilibrer la force de traction F **:**

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par **:**

$A_{ult} = \frac{F_{ult}}{\sigma_s}$

Où : F_{ult} = 123.15 KN.

Alors: $A_{ult} = \frac{123.15\times10^3}{400/1.15}$ = 3.54 cm^2

VI.7.5.Recommandation des règlements [1]

Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] **:**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm ; 15$\emptyset_l$).

Selon le CBA93 [A.7.1.2] :

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{100}$

Tableau VI. 15: ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_{ult} (KN)	F_{ult}(KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisir}$ (cm^2)	Vérification
30×30	1477.84	123.15	3.54	0.9	5.4	6HA12=6.79	CV

VI.7.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} **:**

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

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{chiosir}}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$; $\overline{\sigma_s} = 201.63$ Mpa

on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI. 16: ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F_{ser} (KN)	A choisir (cm^2)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	Vérification
30×30	1077.1	89.75	6HA12 = 6.79	201.63	132.3	C.V

VI.7.7.Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{V_u = Tu\ (KN)}{b_0 \times d}$ et $\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] = 2.5$ Mpa : Fissuration Préjudiciable

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{7.37 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.0089$ Mpa $\leq$ 2.5 Mpa ……cv

VI.7.8.Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI .17 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			A_t choisi et $S_t$choisi		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)
(30×30)	0.18	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	3HA8=1.51

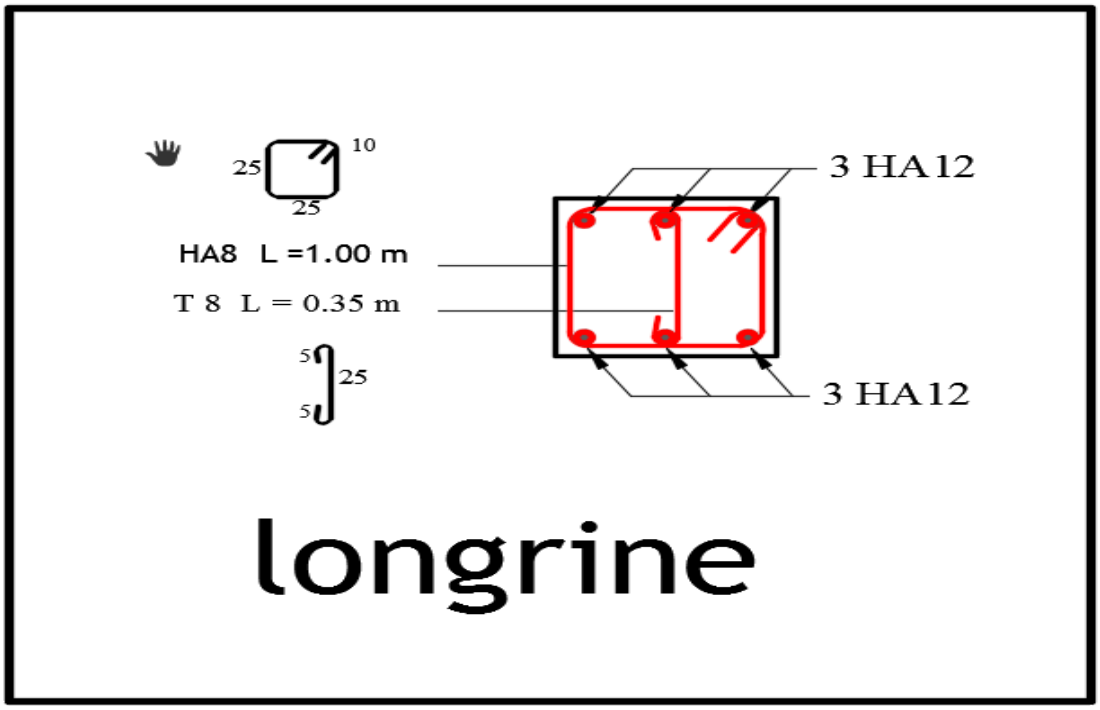


Figure VI 6: Ferraillage de longrine.

CONLUSION GENERALE

L’objectif principal de l'ingénieur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale, tout ça en assurant l’économie et sur tous la sécurité des usagers.

La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l’analyse d’une structure en béton armé :

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l’analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l’étude.

L’analyse dynamique est l’étape la plus importante dans l’analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)

Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre formation universitaire, de les améliorer Surtout dans L’analyse et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs

REFERENCES :

[1] : Le règlement parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).

[2] : BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000

[3] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[4]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.

[5]: Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

Sap2000 v19

AUTO CAD 2018

ROBOT EXPERT 2011