République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Dr.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: Structures

Thème :Etude d'un batiment en 2 sous/sol +RDC+5 Etages

Etudié par :
Ould Terki Noureddine
Rahim Mohamed Amine

Encadré par :
Saidi Med Mouloud

Promotion Juin 2018

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à Mr .: SaidiMed Mouloud, Mr .: Abdellah el Hadj

Abd el Kader et Mr .: Rahim Ahmed Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire.

OuldTerkiNoureddine

Rahim Med Amine

Dédicace

Merci ***ALLAH*** *de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.*

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ;

MAMAN *que j'adore.*

A mon ***PERE****, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.*

A mes sœurs ***Meriem*** *et* ***Fatima Zohra****, mes belles fleurs que j'aime si fort.*

A Mes frères, ***Abdelmouin*** *et* ***Med Othman***

A ma nièce ***Amira*** *et mon neveu* ***Badiss*** *que j'adore,*

A toute la famille ***Ouldterki*** *et* ***Boukerma*** *spécialement mon oncle* ***Ibrahim****,* ***Sid ahmed, Mohamed, Boubaker***

Et a mes cher tante adorée ***Soumia*** *et* ***Bessma***

A mon binôme ***AMINE,*** *Merci pour les bons moments que nous avons passé ensemble.*

À mes amis et mes collègues, et à toute l'équipe de ***hamou***

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

«M. Noureddine»



Dédicace

Merci ***ALLAH*** *de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.*

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ;

MAMAN *que j'adore.*

A mon ***PERE****, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.*

A ma sœur ***Manel*** *que j'aime si fort.*

A Mon frère, ***AHMED*** *pour tout le soutien et la patience qui m'a offert*

A toute la famille Rahim et Sari spécialement mon oncle ***Ben youcef****,* ***Bougeroumi Abd el ghani***

Et a mes cher tante adorée ***Fatima Zohra****,* ***Khira*** *et specialment a ma tente* ***Ghania*** *dors en pais*

A mon binôme ***Noureddine*** *Merci pour les bons moments que nous avons passé ensemble.*

À mes amis et mes collègues, et à toute l'équipe de ***hamou***

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

«M. Amine»



.

ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابقين تحت ارضي + طابق ارضي+خمسة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية تيبازة (شرشال) المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIIحسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003)

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

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

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (SAP2000 version 19)

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

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment (2sous-sol+RDC+5 étages), il est implanté à la wilaya d'TIPAZA (CHERCHEL), cette région est classé en zone ***III*** selon le **(*RPA99 version 2003).***

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

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version19 »***.

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

Abstract

This project is a study and design of a structure (2basement +ground floor+5floors), will implanted in TIPAZA (CHERCHEL), this area is classified in area ***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

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

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

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version*19"**.

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Sommaire

Remerciement……
Résumé……
Sommaire……
Liste des Tableaux……
Liste des Figure……
Notation ……
Introduction Générale……

Chapitre I : Généralités

I .1 *Presentation de l'ouvrage* ……page 01
I .2 *Caracteristiques geometriques du batiment*……page 01
I.2.1*Dimensions en élévation*……page 01
I.2.2 *Dimensions en plan*……page 01
I.3 *Classification de l'ouvrage*……page 01
I.3.1*Classification des zones sismiques*……page 01
I.3.2 *Classifications des ouvrages selon leur importance*……page 01
I.3.3 *Classification des sols*……page 01
I.3.4 *Classification des systèmes de contreventement*……page 01
I.4 *Conception structurelle*……page 02
I.4.1 *Planchers*……page 02
I.4.2 *Escaliers*……page 02
I.4.3 *Maçonnerie*……page 03
I.4.4*Revêtement*……page 03
I.4.5 *L'acrotère*……page 03
I.4.6 *Le plafond*…… page 03
I.5*Hypotheses de calcul*…… page 03
I.5.1 *Acier*……page 03
I.5.2 *Béton*……page 04

Sommaire

Chapitre II :Calcul des éléments secondaires

II.1. Introduction……page 05

II.2. Pré-dimensionnement……page 05

II.2.1. Redimensionnement des planchers……page 05

II.2.1.1. Plancher à corps creux ……page 05

II.2.1.2. Plancher à dalle pleine……page 06

II.3. Evaluation des charges et surcharges……page 06

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible……page 06

II.3.1.1. Planche à corps creux……page 06

II.3.2. Plancher étage courant……page 07

II.3.2.1. Plancher à corps creux……page 07

II.3.2.2. Plancher dalle pleine……page 07

II.4. Maçonnerie ……page 07

II.4.1. Murs extérieur (Double cloison) ……page 07

II.4.2. Murs intérieurs (simples cloisons) ……page 08

II.5. Charges d'exploitation……page 08

II.6. Poutres……page 08

II.7. Les longrines……page 09

II.8. Les voiles……page 09

II.9. Les Poteaux……page 10

II.9.1. Pré-dimensionnement des poteaux……page 10

II.9.2. Choix du poteau le plus sollicité……page 11

II.9.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux……page 11

II.9.3.1. Détermination des charges permanente……page 11

II.9.3.2. Détermination des Surcharge d'exploitation ……page 12

II.9.4. Détermination de l'effort normal ultime……page 13

II.9.5. Vérification des conditions de l'RPA99V2003……page 14

II.9.5.1. Vérification des conditions de l'RPA99V2003……page 14

Sommaire

II.9.5.2. *Vérification aux zones nodales*……page 14

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

III .1. *Acroter*……page 15

III.1.1. *Introduction*……page 15

III.1.2 . *Calcul les efforts*……page 15

III.1.2.1. *Evaluation des charges et surcharges*……page 15

III.1.2.1.1. *Charge permanente*……page 15

III.1.2.1.2. *Charges d'exploitations*……page 15

III.1.2.1.3. *Combinaisons d'action*……page 16

III.1.3. *Ferraillage*……page 16

III.1.3.1 .*Détail de Ferraillage*……page 17

III.1.3.2 . *Vérification des contraintes de cisaillement*……page 18

III.2. *Escaliers*……page 18

III.2.1.*Introduction*……page 19

III.2.2.1. *Dimensionement*……page 19

III.2.3. *Détermination des charges et surcharges de l'escalier*……page 19

III.2.3.1. *Paillasse*……page 20

III.2.3.1. *Palier*……page 20

III.2.4. *Détermination des efforts*……page 20

III.2.5. *ferraillage de l'escalier*……page 21

III.2.6. *Vérification des contraintes*……page 23

III.2.7. *Poutre palier*……page 24

III.2.7.1. *Evaluation des charges*……page 25

III.2.7.2. *Calcul des efforts*……page 25

III.3. *Dalle pleine*……page 26

III.3.1. *Calcul des moments*……page 28

III.3.2. *Calcul du Travaille externe et interne*……page 28

III.3.3. *Calcul du ferraillage à l'ELU*……page 29

III.3.4.Vérification des contraintes à l'ELS……page 30
III.3.6.Vérification de l'effort tranchant……page 30
III.3.7.Condition de la flèche……page 31
III.4.Calcul des poutrelles……page 31
III.4.1.Introduction……page 31
III.4.2.Plancher à corps creux……page 33
III.4.2.1.La dalle de compression……page 33
III.4.2.2.Type des poutrelles……page 34
III.4.3 .Ferraillage des poutrelles……page 40
III.4.4 .Vérifications……page 41
III.4.4.1.Vérification des contraint……page 41
III.4.4.2.Vérification de l'effort tranchant……page 41
III4.4.3.Diamètre des armatures transversales……page 41
III.4.4.4.Espacement des armatures transversales……page 41
III.4.4.5.Vérification de la flèche……page 42

Chapitre IV :Etude dynamique

IV.1. Introduction……page 43
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique……page 43
IV.3.Classification dynamique de la structure……page 45
IV.3.1. Calcul d'excentricité……page 45
IV.3.1.1. Centre de masse……page 45
IV.3.1.2. Centre de torsion……page 45
IV.3.1.3. Excentricité……page 46
IV.4. Calcul dynamique du bâtiment……page 47
IV.4.1. Principe……page 47
IV.4.2. Modélisation……page 48
IV.4.3. Le spectre de réponse de calcul……page 48
IV.5. Résultats des vérifications de la structure……page 51

Sommaire

IV.5.1. Vérification de participation massique……page 51

IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……page 52

IV.5.2.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……page 52

IV.6. Vérification de la stabilité au renversement……page 54

IV.6.1. Le moment de renversement……page 54

IV.6.1.1. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur……page 55

IV.6.1.2 .Vérification des déplacements inter-étages……page 56

IV.7. Vérification de cisaillement des éléments……page 56

IV.7 .1. Les poutres……page 56

IV.7 .2. Les poteaux……page 57

IV.7 .3 . Les voiles……page 57

IV.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base……page 57

IV.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……page 57

Chapitre V :Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction……page 60

V.2Ferraillage des poutres……page 60

V.2.1. Introduction……page 60

V.2.2. Recommandation des règlements……page 60

V.2.2.1.Recommandations du [R.P.A99v2003] ……page 60

V.2.2.2.Recommandations du [CBA93] ……page 60

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC……page 61

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS……page 62

V.2.5. vérification des poutres selon les conditions [RPA et CBA] ……page 62

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……page 63

V.2.7. Calcul des armatures transversales……page 64

V.2.8. Vérification de la flèche……page 65

V.3. Ferraillage des poteaux……page 66

V.3.1.

Sommaire

Introduction……page 66

V .3.2. *Détermination des armatures longitudinales*……page 67

V .3.3. *Vérification des contraintes à l'ELS*……page 68

V.3.4. *Armatures transversales*……page 68

V.4. *Ferraillage des voiles*……page 69

V.4.1. *Introduction*……page 69

V.4.2 *Les voiles pleins*……page 69

V.4.3. *Voiles avec files d'ouvertures*……page 70

V.4.3.1. *Les trumeaux*……page 70

V.4.3.2 *Les linteaux*……page 70

V.4.4. *Recommandations des règlements*……page 70

V.4.4.1. *Recommandation du [RPA99v2003]*……page 70

V.4.4.2. *Recommandations du[CBA93]*……page 71

V.4.4.3. *Recommandations pour les voiles et les trumeaux*……page 71

V.4.5. *Ferraillage des voiles pleins*……page 72

V.4.5.1 *Armatures verticales*……page 72

V.4.5.2 *Vérification des armatures à ELS*……page 73

V.4.5.3. *Calcul des armateurs horizontaux*……page 73

V.4.6 *Ferraillage des voiles avec ouverture*……page 74

V.4.6.1. *Les trumeaux*……page 74

V.4.6.1.1. *Armatures verticales*……page 74

V.4.6.1.2. *Vérification des armatures à ELS*……page 75

V.4.6.1.3. *Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux*……page 76

V.4.6.2. *Les linteaux*……page 76

V.4.6.2.1. *Recommandation du [Art 7.7.2.] [RPA99v2003]*……page 76

V.4.6.2.2. *Ferraillage des linteaux*……page 77

V.4.7. *calcul de voile périphérique*……page 80

VI.4.7.1. *Calcul de la poussée des terres*……page 80

VI.4.7.2. Vérification des contraintes à l'ELS…… page 82

VI.5.8. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… page 82

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction……page 83

VI.2. Choix du type de fondation……page 83

VI.3.Etude préliminaire du choix de type de semelle……page 83

VI.4.Choix de la fondation……page 83

VI.4.1.Semelle isolé……page 83

VI.4.1.1Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS)……page 83

VI.4.1.2 :Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) ……page 84

VI.4.1.3 :Vérification de l'interférence entre deux semelles……page 84

VI.4.2 .Semelle Filante……page 85

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filants……page 85

VI.4.2.2. Vérification de poinçonnement de la Semelle filante……page 86

VI.4.2.3 .Vérification de l'interférence entre deux semelles……page 86

VI.4.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage……page 86

VI.4.2.5. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage……page 87

VI.4.2.6.Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) ……page 87

VI.5 .Ferraillage……page 88

VI.5.1Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux……page 88

VI.5.1.1.Vérification de la stabilité au renversement……page 89

VI.5.1.2 .Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……page 89

VI.5.1.3. Ferraillage des semelles……page 89

VI.5.1.3.1. Armatures principales……page 89

VI.5.1.3.2.Armature derepartions……page 90

VI .5.2.Semelle filante (continue) sous un voile……page 90

VI.5.2.1.Vérification de la stabilité au renversement……page 90

Sommaire

VI.5.2.2.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile……page 91

VI.5.2.3.Ferraillage des semelles……page 91

VI.5.2.3.1. Armatures principales……page 91

VI.5.2.3.2. Armature de repartions……page 91

VI.5.3.Ferraillage de la Poutre de libage……page 92

VI.5.3.1.Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage……page 92

VI.5.3.2 .Valeurs de (M et T) pour la poutre de libage (ELS et ELU) ……page 93

VI.5.3.3. Ferraillage s de la poutre de libage à l'ELU……page 93

VI.5.3.3.1. Armatures longitudinales ……page 93

VI.5.3.3.2. Armatures de peau……page 93

VI.5.3.3.3. Armatures transversales……page 93

VI.5.3.4.Vérification des contraintes à l'ELS……page 94

VI.6 .Ferraillage des longrines……page 94

VI.6.1. Armatures longitudinales à l'ELU……page 95

VI.6.2. Calcul des armatures transversales……page 95

VI.6.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS……page 96

ChapitreVII : Métrie

VII.Devis quantitatif et estimatif de projet……page97

Sommaire

Liste des figures :

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires :

Fig. II.1 . *Plancher à corps creux*.....page05

Fig. II.2 . *surface de la planché supporté par poteau le plus sollicité*.....page11

Fig. II.3 : *Zones nodales*.....page14

Chapitre : III : Calcul des éléments secondaires

Fig.III.1 . *Démontions de l'acrotère*.....page15

Fig.III.2 . *Model de calcul de l'acrotère*.....page15

Fig.III.3. *ferraillage de l'acrotère*.....page18

Fig. III.4 *Dimensions de l'escalier*.....page19

Fig. III.5 *distribution des charges à l'ELU*.....page21

Fig. III.6. *Diagramme des moments retenus A l'ELU et A l'ELS*..... page21

Fig. III.7. *Ferraillage de l'escalier*..... page27

Fig. III.8. *Ferraillage du ferraillage de la poutre palière*..... page27

Fig.III.9. *lignes de rupture*.....page28

Fig.III.10. *Disposition des armatures de la dalle de compression*.....page34

Fig.III.11. *type des poutrelles*..... page34

Fig.III.12. *Poutrelle avant coulage*.....page35

Fig. III.13. *Poutrelle avec trois étais*..... page36

Fig. III.14. *Diagramme sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU) et(ELS)*..page37

Fig. III.15. *Diagramme sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) et(ELS)*.... page38

Liste des figures:

Fig. III.16. *Diagramme sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) et(ELS).....page39*

Fig. III.17. *Diagramme sollicitations dans la poutrelle à un seul travée (ELU) et(ELS)..page40*

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig. IV .1. *Vue de face et postérieur face de la structure (modèle en 3D).....page43*

Fig. IV.2. *Disposition des voiles contreventements (vue en 3D).....page44*

Fig. IV.3. *Spectre de réponse X, Y.....page48*

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Fig.V.1. *Ferraillage des poutres principale (Etage) / (Travée. Appui).....page65*

Fig.V.2. *Ferraillage des poutres secondaire (Etage) / (Travée. Appui)..... page66*

Fig.V.3. *Ferraillage des poutres chainage (Etage) / (Travée. Appui)..... page66*

Fig.V.4. *Ferraillage de Poteaux.....page69*

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fig.VI.1 *Disposition des semelles filante..... Page85*

Fig.VI.2. *Les bulbes de pression sous la semelle. Page86*

Fig.VI.3. *Schémas d'une semelle filante sous poteaux. Page88*

Fig.VI.4. *Schémas d'une semelle filante mur et poteaux page90*

Fig. ***VI.5.*** *Ferraillage des longrines..... Page96*

Liste des tableaux

Chapitre I : Introduction général

Tab.0.1. *Caractéristique de l'acier*.....page03

Tab.0.2 . *Hypothèses de calcul béton*.....page04

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires

Tab. II.1. *Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux*.....page06

Tab. II.2. *Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant*.....page07

Tab. II.3. *Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant*.....page07

Tab. II.4. *Charges du mur double cloison*.....page07

Tab. II.5. *Charges du mur simple cloison*.....page08

Tab. II.6. *Surcharges d'exploitation*.....page08

Tab. II.7. *Pré-dimensionnement des poutres*.....page09

Tab. II.8. *Calcul de l'effort N*.....page10

Tab. II.9. *Détermination des charges permanentes*.....page11

Tab. II.10. *Détermination des charges d'exploitation*.....page12

Tab. II.11. *Détermination de l'effort normal ultime*.....page13

Tab. II.12. *Vérification conditions [RPA99v2003]*.....page14

Tab. II.13. *Vérification aux zones nodales*.....page14

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tab.III.1. *Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS*.....page16

Tab.III.2. *Paramètre de calcul*.....page16

Tab.III.3. *Résultat de ferraillage A'ELU et vérification A'ELS*.....page17

Tab.III.4. *Vérification section partiellement comprimes*.....page17

Tab.III.5. *Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier*.....page20

Tab.III.6. *Charges et surcharge du palier de l'escalier*.....page20

Tab.III.7. *Combinaisons des charges de l'escalier*.....page21

Tab.III.8. *Réaction des appuis*.....page21

Liste des tableaux

Tab.III.9. *Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l'ELU*.....page22

Tab.III.10. *Résultat des moments*.....page22

Tab.III.11. *Les résultats*.....page23

Tab.III.12. *Les résultats du ferraillage des escaliers*.....page23

Tab.III.13. *Vérification de l'espacement*.....page23

Tab.III.14. *Vérification des contraintes*.....page24

Tab.III.15. *Vérification des flèches des escaliers*.....page25

Tab.III.16. *Les résultats des efforts*.....page26

Tab.III.17. *Les résultats du ferraillage de la poutre palière*.....page26

Tab.III.18. *Vérification des contraintes de la poutre palière*.....page26

Tab.III.19. *Les résultats du Travaille externe et interne*.....page29

Tab.III.20. *Les résultats du ferraillage de la dalle pleine*.....page30

Tab.III.21. *Vérification des contraintes à l'ELS*.....page30

Tab.III.22. *Vérification de la flèche de la dalle plaine*.....page32

Tab.III.23. *Nombre d'étaiement choisi*.....page35

Tab.III.24. *Vérification des conditions de la méthode forfaitaire*.....page36

Tab III.25. *Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU) et (ELS)*.....

……page37

Tab III.26. *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) et (ELS)*.....

……page38

Tab III.27. *Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) et (ELS)*.....

……page39

Tab III.28. *Différentes sollicitations dans la poutrelle une seule travée (ELU) et (ELS)*.....

……page39

Tab III.29. *Résultat des sollicitations*.....page40

Tab III.30. *Ferraillage des poutrelles*.....page41

Tab.III.31. *Vérification des flèches des poutrelles*.....page42

Liste des tableaux

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab. IV.1. Le comportement des trois premiers modes.....page44

Tab.IV.2. calcul du centre de Masse, centre de torsion.....page45

Tab. IV.3. Calcul de l'excentricité totale.....page46

Tab.IV.4 .calcul de l'excentricité accidentelle.....page47

Tab. IV.5 .coefficient de comportement R.....page49

Tab.IV.6 . Justification du coefficient de comportement R suivant X (%).....page49

Tab.IV.7 . Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%).....page50

Tab.IV.8. Facteur de qualité Q.....page50

Tab.IV.9. participation massique.....page52

Tab. IV.10. Calcul de la force sismique totale.....page53

Tab IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....page53

Tab. IV.12.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....page54

Tab. IV.13.les forces sismiques et calcul du moment de renversement, stabilisant.....page55

Tab. IV.14.Vérification de stabilisation.....page55

Tab. IV.15.Vérification des déplacements inter-étage suivant X, Y.....page56

Tab. IV.16.Vérification de cisaillement des poutres.....page56

Tab. IV.17.Vérification de cisaillement des voiles.....page57

Tab. IV.18.nouvelles section des poteaux.....page58

Tab. IV.19.Vérification de l'effort normal réduit à la base.....page58

Tab. IV.20.Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y.....page59

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tab. V.1. Ferraillage longitudinal des poutres.....page61

Tab .V.2 . Vérification des contraintes à l'ELS des poutres.....page62

Tab. V. 3. Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA].....page63

Tab. V.4. Calcul de $\bar{\tau}u$.....page63

Liste des tableaux

Tab .V.5. *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres*.....page64

Tab. V.6. *Calcul des armatures transversales et leur espacement*.....page65

Tab. V.7. *Vérifications de la flèche*.....page65

Tab. V.8. *Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux*.....page67

Tab. V.9. *vérification des armatures à ELS des poteaux*.....page68

Tab. V.10. *les armatures transversales et leurs espacements*.....page68

Tab. V.11.*Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins*.....page72

Tab. V.12.*Vérification des armatures des voiles à ELS*.....page73

Tab. V.13.*Calcul des armateurs horizontaux*.....page73

Tab. V.14. *calcul des armatures verticales*.....page74

Tab. V.15. *Vérification des armatures des trumeaux*.....page75

Tab. V.16. *Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux*.....page76

Tab. V.17. *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V1)*.....page77

Tab. V.18. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V1)*.....page77

Tab. V.19. *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V2)*.....page78

Tab. V.20. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V2)*.....page78

Tab. V.21. *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V3)*.....page78

Tab. V.22. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V3)*.....page79

Tab. V.23. *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V4)*.....page79

Tab. V.24. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V4)*.....page79

Tab. V.25. *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)*.....page80

Tab. V.26. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5)*.....page80

Tab. V.27.*La section d'armatures du voile périphérique*.....page81

Tab. V.28.*Vérification des contraintes* ***à l'ELS***.....page82

Tab. V.29.*Vérification des contraintes* ***à l'ELS***.....page82

Liste des tableaux

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab.VI.1. *Dimensionnement des semelles isolées* ***à l'ELS.***.....page84

Tab.VI.2 .*Vérification des contraintes sous la semelle isolées* ***à l'ELS.***.....page84

Tab. VI.3. *Vérification du chevauchement*.....page84

Tab. VI.4. *Dimensionnement des semelles filantes*.....page85

Tab.VI.5 .*Vérification du chevauchement*.....page86

Tab.VI.6. *Dimensionnement poutre de la poutre de libage*..... page87

Tab.VI.7.*Dimensionnement poutre de la poutre de libage*.....page87

Tab.VI.8. *Vérification de la stabilité au renversement*.....page89

Tab.VI.9. *Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau*.....page89

Tab.VI.10.*Ferraillage des armatures principales*.....page89

Tab.VI.11. *Vérification de la stabilité au renversement*.....page90

Tab.VI.12. *Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile*.....page91

Tab.VI.13. *Armature principale des semelles filantes*.....page91

Tab.VI.14. *valeurs de (F) pour la poutre de libage* ***(ELS et ELU)***.....page92

Tab.VI.15.*Valeurs de* ***(M et T)*** *pour la poutre de libage* ***(ELS et ELU)***.....page93

Tab.VI.16. *l'armature longitudinale de la poutre de libage* ***à L'ELU***.....page93

Tab.VI.17. *L'armature transversale de la poutre de libage*.....page94

Tab.VI.18 .*Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS*.....page94

Tab.VI.19. *Ferraillage longitudinal des longrines*.....page95

Tab.VI.20.*Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines*……

……page95

Tab.VI.21 .*Vérification de contrainte des longrines* ***à***

l'ELS.....page96

Chapitre VII : Métrie

Tab. VII. 1.*Devis quantitatif et estimatif de projet*……page97

Liste des tableaux

➢ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min}: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
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.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
R_a : réaction à gauche.
R_b: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.

➢ 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.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

➢ *Majuscules grecques :*

Δ : Variation.
Σ : 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.

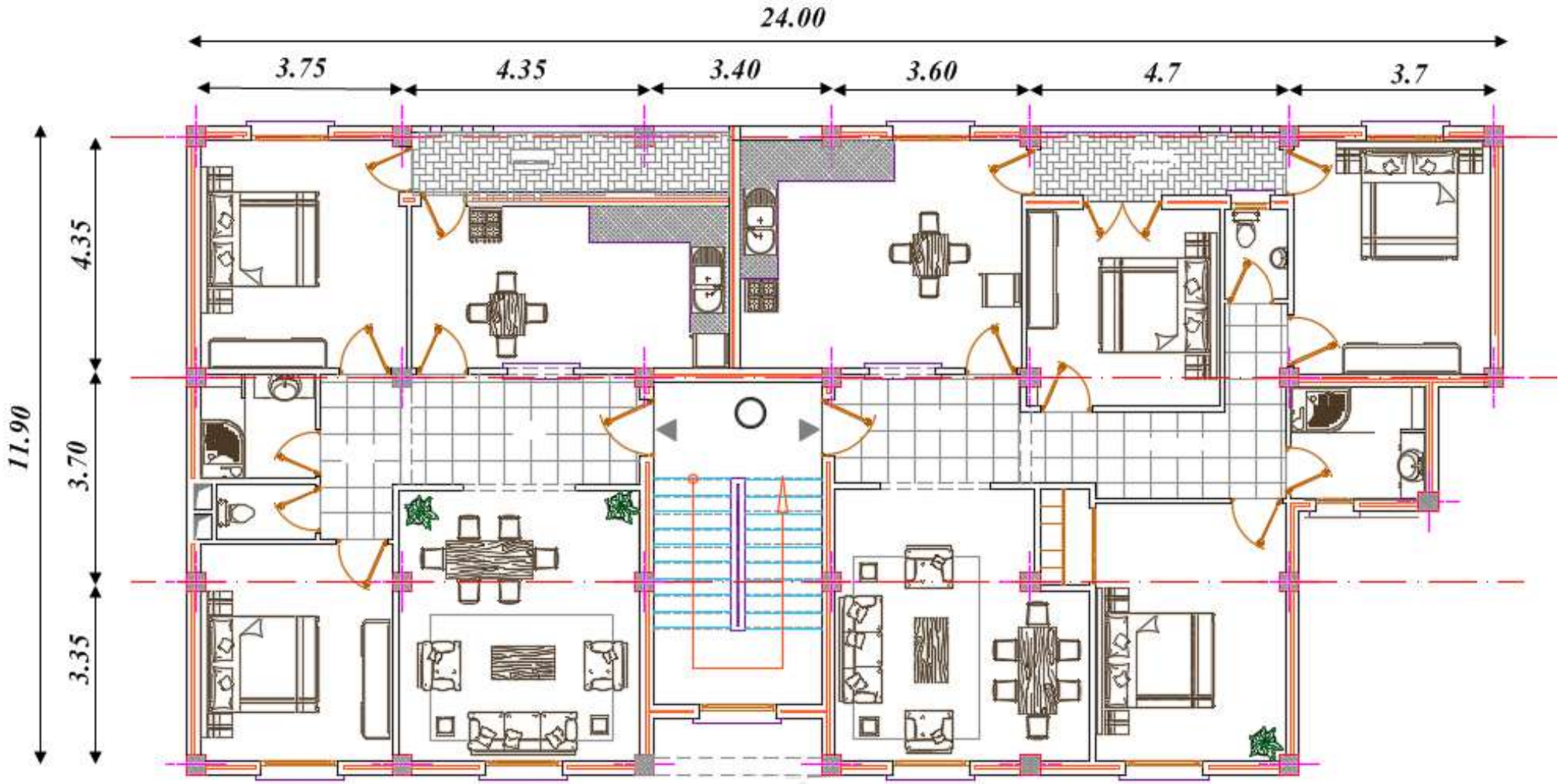


Fig.1. *Etage courant.*

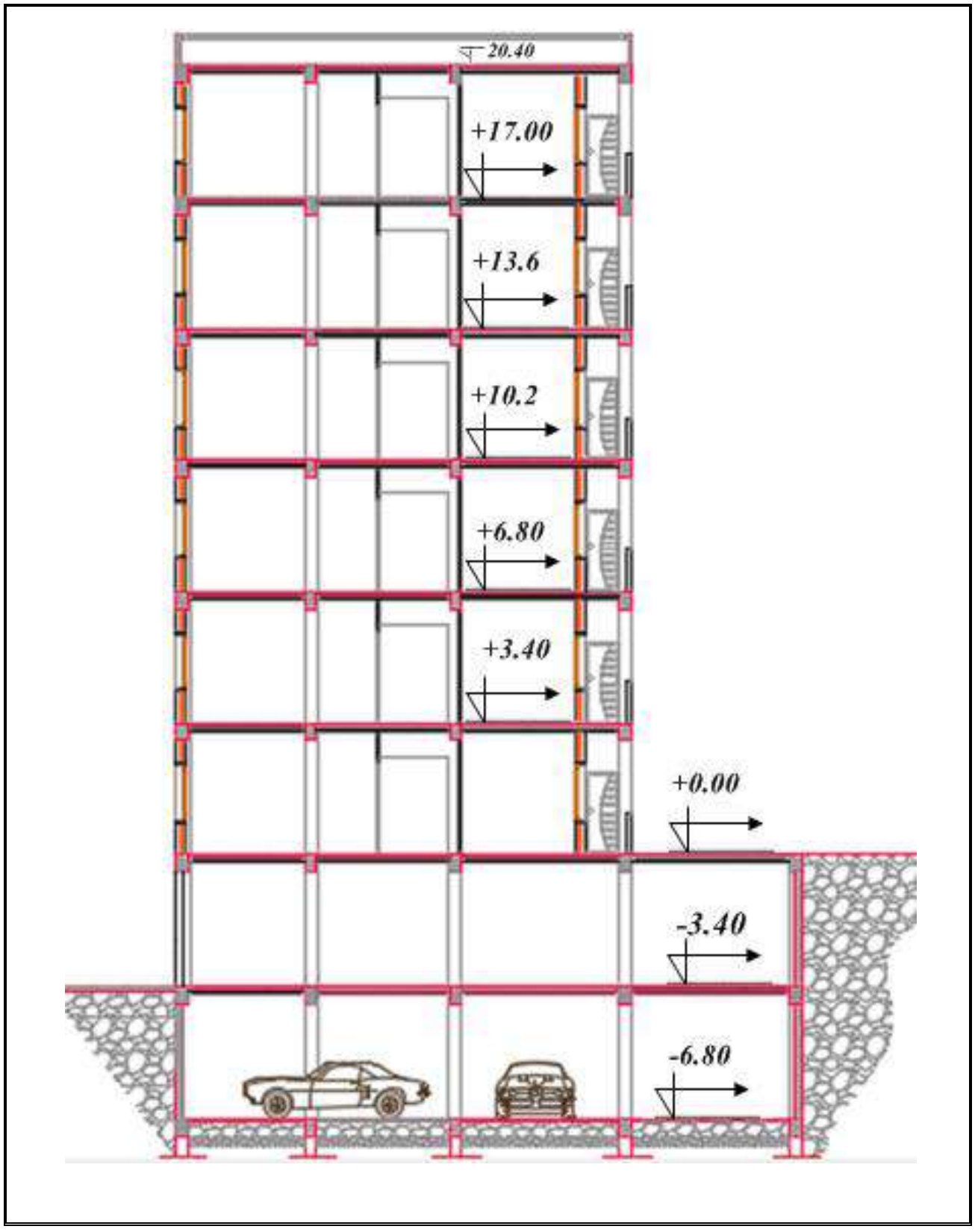


Fig.2.*Coupe A-A*

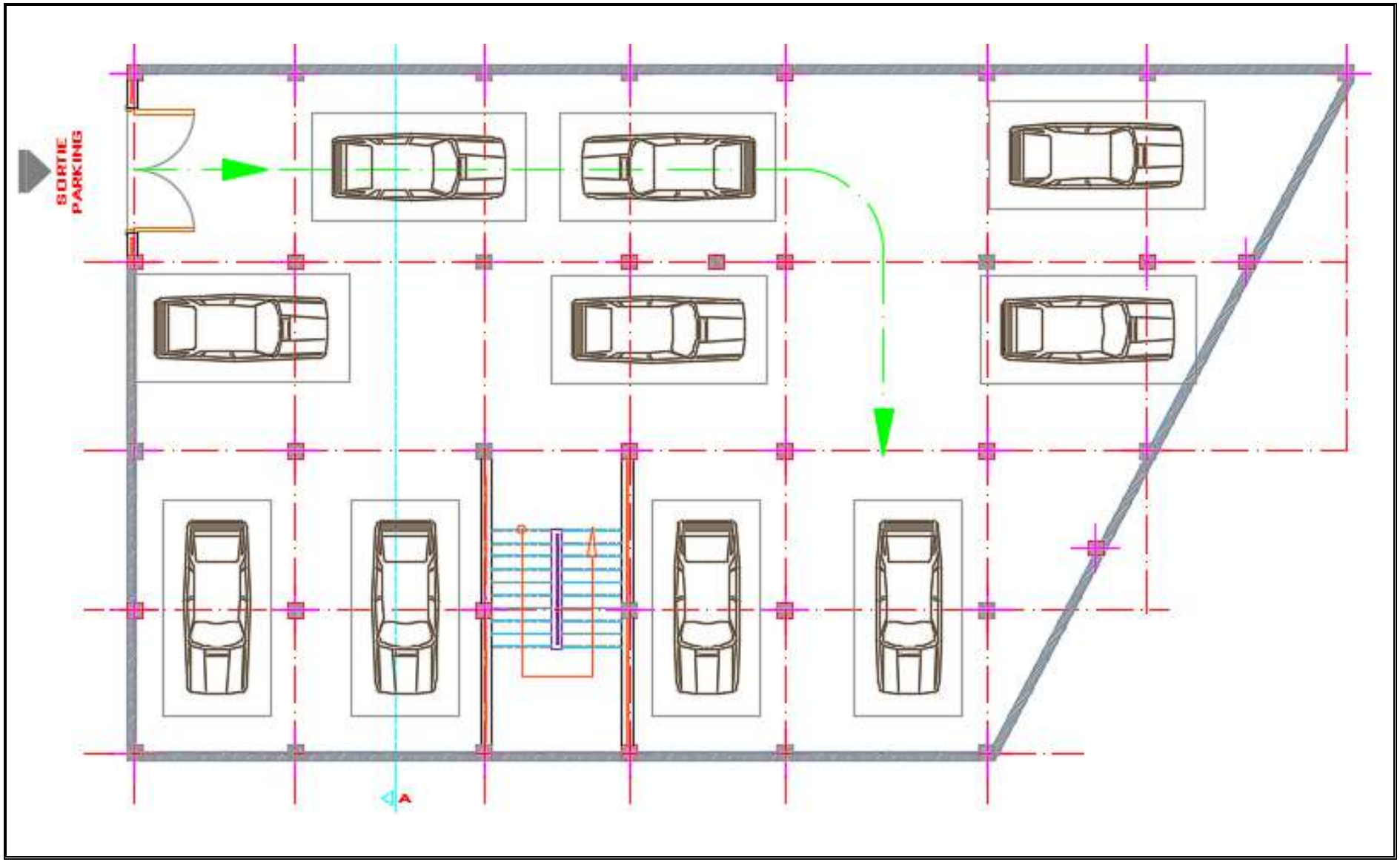


Fig.4.*Sous-sol 2.*

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bloc en ***2sous-sol+RDC+5*** implanté dans une zone de forte sismicité ***(zone III),*** le bloc est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre Project sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***SAP2000 V19.2***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***
- ✓ La dernière étape consiste à faire un devis quantitative et estimative du projet

Chapitre :

I

Généralités

I.1. Presentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confiée par le ***B.E.T GC PLUS***, est un bâtiment en ***2S-Sol+RDC+5*** à usage ***[habitation],*** composé de deux sous-sol à usage ***[Parking + Service]*** le rez-de-chaussée et les autres étages à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté à ***CHERCHEL (TIPAZA).***

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens en vigueur à savoir :

- ✓ Règle de conception et de calcul de structures ***[CBA93] et BAEL 91***
- ✓ Charges permanentes et surcharges d'exploitations ***[DTR.B.2.2]***
- ✓ Le règlement parasismique ***[RPA99 version 2003]***
- ✓ Règle de calcul des semelles superficielles ***[DTR-BC 2.331]***

I.2. Caracteristiques geometriques du batiment :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : ... ... H_t= 21.00 m ***(y compris l'acrotère)***
- ✓ Hauteur d'étage courant : ... ... H_{Etage}= 03.40 m.
- ✓ Hauteur du RDC : ... ... H_{RDC}= 03.40 m.
- ✓ Hauteur totale du sous-sol : ... ... H_{ts}= 06.80 m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : ... ... H_{s-sol}= 03.40 m.

I.2.2. Dimensions en plan :

- ✓ Sens transversal : ... ... L_x=28.50 m.
- ✓ Sens longitudinal : ... ... L_y=16.15m.

I.3. Classification de l'ouvrage :

I.3.1. Classification des zones sismiques : *[Art 3.1 RPA99 v2003]*

Le bâtiment sera implanté ***à CHERCHEL*** zone classée par le règlement parasismique Algérien ***[RPA99V2003]*** comme une zone de forte sismicité *« **Zone III** »*.

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance : *[Art 3.2 RPA99 v2003]*

L'ouvrage appartient au ***groupe d'usage 2*** bâtiments d'habitation collective,la hauteur de 21.00 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.3.3. Classification des sols : *[Art 3.3 RPA99 v2003]*

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme ***meuble (S3).***

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement : *[Art 3.4 RPA99 v2003]*

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en ***zone III***. Le contreventement par portique est donc écarté ***[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]*** et le choix va se porter sur :

- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ***[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003]***.
- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles ***[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003]***.
- ✓ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé ***[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003]***.

I.4. Conception structurelle :

I.4.1. Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ✓ Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- ✓ Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

I.4.2. Escaliers :

On a un seuletype d'escalier :

- ✓ Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du sous-sol jusqu'au dernier étage.
- ✓ Toutes les marches seront revêtues en carrelage.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués de deux parois :
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - ➢ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs: ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4.5. L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.6. Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.5. Hypotheses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1. Acier :

Tab. I.1 : *caractéristique de l'acier .*

$\rho = 7.85\ t/m3$	*La masse volumique de l'acier*	*Source*
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	*fe = 400 MPA*	***[ART A.2.2.1 CBA93]***
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	*Es=200000 MPA*	***[ART A.2.2.1 CBA93]***

I.5.2. Béton :

Tab. I.2 : *hypothèses de calcul béton.*

La masse volumique de béton	$\rho = 2.5\ t/m3$	***[ART A.3.1.2.1 CBA93]***
La résistance du béton à la compression à 28 jours	*fc28 = 25 MPA*	***ART A.2.1.1.2 CBA93]***
La résistance du béton à la traction	*ft28 = 2.1 MPA*	***[ART A.2.1.1.2 CBA93]***
Le module d'élasticité (instantané) : ***Le module d'élasticité (différé)***	*Eij = 32164.195 MPA* *Eij = 10818.860 MPA*	***[ART A.2.1.2 CBA93]***
efficient de poisson ***- pour le calcul des sollicitations*** ***- pour le calcul des déformations***	*υ= 0* *υ= 0.2*	***[ART A.2.1.2 CBA93]***
Coefficient de dilatation	*θ=1x10-5*	***[ART A.3.1.3.3. CBA93]***
Module de déformation transversal (mo²dule de cisaillement)	$G=\frac{E}{2(1+v)}$	***[ART A.2.1.3 CBA93]***

Chapitre :

II

Pré-dimensionnement

II.1.Introduction :

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

[RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A].

II.2.Pré-dimensionnement :

II.2.1.Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1.1.Plancher à corps creux :

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

D'après la condition suivant :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

L= 440 cm.

Alors :

$$\frac{440}{25} \leq ht \leq \frac{440}{20} \rightarrow 17.6 \leq ht \leq 22 \rightarrow h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19.55cm$$

On prend alors l'épaisseur h_t***=20= (16+4)*** tel que :

D =16 (épaisseur du corps creux ***(poutrelles Hourdis)***).

e = 4 (épaisseur de la table de compression).

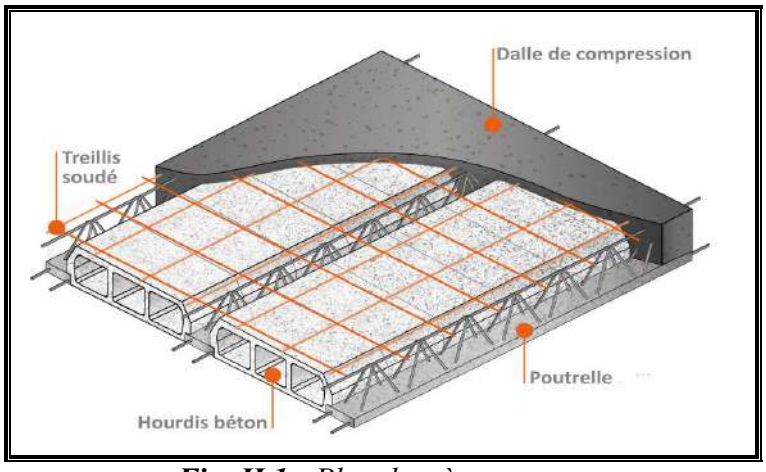


Fig. II.1 : *Plancher à corps creux.*

II.2.1.2.Plancher à dalle pleine :

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

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

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

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{h_t}{45} \leq e \leq \frac{h_t}{40}$$

Avec : ***Lx*** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=470 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{470}{45} \leq e \leq \frac{470}{40} \rightarrow 10.44 \leq e \leq 11.75$$

On adopte ***e = 15cm***.

II.3.Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1.Planche à corps creux :

Tab. II.1**:** *Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Gravillon roulé de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyâne	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.016
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
/	**G (charges permanentes)**	6.336KN/m²		

II.3.2.Plancher étage courant :

II.3.2.1.Plancher à corps creux :

Tab. II.2: *Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en ciment	0.10 0.01 x 2	09 18 x 2	0.90 0.18 x 2
	G (charges permanentes)	5.43 KN/m2		

II.3.2.2.Plancher dalle pleine :

Tab. II.3: *Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en ciment	0.10 0.01 x 2	09 18 x 2	0.90 0.18 x 2
	G (charges permanentes)	6.53 KN/m2		

II.4.Maçonnerie :

II.4.1.Murs extérieur (Double cloison) :

Tab. II.4: *Charges du mur double cloison.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.01	18	0.18 x 2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9 x 2
3	Lame d'aire	0.10	-	-
	G (charges permanentes)	2.34KN/m^2		

II.4.2.Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tab. II.5: *Charges du mur simple cloison.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.01	18	0.18 x 2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
	G (charges permanentes)	1.44KN/m2		

II.5.Charges d'exploitation :

Tab. II.6 : *Surcharges d'exploitation*

PLANCHER Niveau(m)	USAGE	Q (KN/m^2)	Article
20.40	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
17.00	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
13.60	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
10.20	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
06.80	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
03.40	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
00.00	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
-03.40	Commerce	5	[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]
-06.80	Parking	2.5	[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]

II.6.Poutres :

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tab. II.7: *pré-dimensionnement des poutres.*

Elément	***Poutre principale***	***Poutre secondaire***	***Poutre palier et chainage***
Longueur	*L=4.70m*	*L=4.40m*	*L=3.40m*
Pré-dimensionnement	$31.33 \leq h \leq 47$ *H =40cm* $12 \leq b \leq 28$ *B =30cm*	$29.33 \leq h \leq 44$ *H =35cm* $10.5 \leq b \leq 24.5$ *B =30cm*	$22.66 \leq h \leq 34$ *H =30cm* $6.8 \leq b \leq 23.8$ *B =30cm*
Section choisir	*30cm* x *40cm*	*30cm* x *35cm*	*30cm* x *30cm*
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{40}{30} = 1.3$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{35}{30} = 1.16$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{30}{30} = 1$
Conclusion	***30cm x 40cm***	***30cm x 35cm***	***30cm x 30cm***

II.7.Longrines : *[ART 10.1.1 RPA99V2003]:*

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

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

25 cm x 30 cm : sites de catégorie ***S2*** et ***S3.***

On le site S2 donc la section des longrines : ***30cm x 30cm.***

II.8.Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article ***[ART.7.7.1 RPA 99V2003]***:

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

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 12.20\text{cm}$

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 13.86\text{cm}$

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 15.25\text{cm}$

On prend : ***e =15 cm***.

II.9.Poteaux:

II.9.1. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

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

Min (b, h) $\geq$ 30 cm ***(en zone III)***

Min (b, h) $\geq$ h_e / 20

1/4 $\leq$ b / h $\leq$ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

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

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

Tab. II.8: *calcul de l'effort N.*

	(a*a)	Lf (m)	i (m)	λ	f_{c28} (Mpa)	B (cm2)	Br(cm²)	AS (cm²)	α	NU (kN)
5	(40*40)	2.38	0.11	20.6	25	1600	1444	1.6	0.79	2169.8
4	(40*40)	2.38	0.11	20.6	25	1600	1444	1.6	0.79	2169.8
3	(40*40)	2.38	0.11	20.6	25	1600	1444	1.6	0.79	2169.8
2	(45*45)	2.38	0.13	18.3	25	2025	1849	2.025	0.81	2816.0
1	(45*45)	2.38	0.13	18.3	25	2025	1849	2.025	0.81	2816.0
RDC	(45*45)	2.38	0.13	18.3	25	2025	1849	2.025	0.81	2816.0
S-s1	(50*50)	2.38	0.14	16.5	25	2500	2304	2.5	0.81	3543.3
S-s2	(50*50	2.38	0.14	16.5	25	2500	2304	2.5	0.81	3543.3

II.9.2. Choix du poteau le plus sollicité :

On' a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_t=16.80 m²

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

S_P=14.43 m²

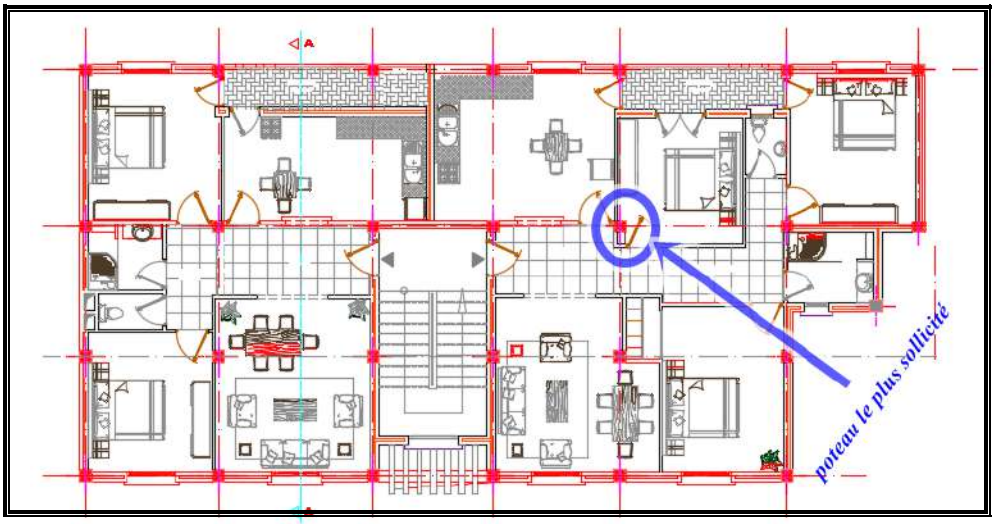


Fig. II.2 : *surface de la planché supporté par poteau le plus sollicité.*

II.9.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II.9.3.1. Détermination des charges permanente :

G $_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x S $_{\text{plancher t ou c.}}$

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

G $_{\text{(poteau)}}$= b x h x h_ex poids volumique du béton armé.

Tab. II.9: *Détermination des charges permanentes.*

	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G(KN)	G cum(KN)
5	91.428	13.6	14.100	11.55	130.678	169.928
4	86.0028	13.6	14.100	11.55	125.253	295.181
3	86.0028	13.6	14.100	11.55	125.253	420.434
2	86.0028	17.2125	14.100	11.55	128.865	549.299
1	86.0028	17.2125	14.100	11.55	128.865	678.165
RDC	86.0028	17.2125	14.100	11.55	128.865	807.030
S-s1	86.0028	21.25	14.100	11.55	132.903	939.933
S-s2	86.0028	21.25	14.100	11.55	132.903	1072.836

II.9.3.2. Détermination des Surcharge d'exploitation :

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

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

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

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

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

Tab. II.10: *Détermination des charges d'exploitation*

Etage	Q plancher (KN)	St (m^2)	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
5eme étage	1	16.80	0	16.8	16.8
4eme étage	1.5	16.80	1	25.2	42.0
3eme étage	1.5	16.80	0.95	25.2	64.7
2eme étage	1.5	16.80	0.90	25.2	84.8
1er étage	1.5	16.80	0.85	25.2	102.5
RDC	1.5	16.80	0.80	25.2	117.6
S-s1	5	16.80	0.75	84	174.3
S-s2	2.5	16.80	071	42	196.7

II.9.4. Détermination de l'effort normal ultime :

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

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q \rightarrow Nu= N_{ultime} + 10\% N_{ultime} =1.1N$

Tab. II.11 : *Détermination de l'effort normal ultime*

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	Getg (KN)	Gcum (KN)	Q_{etg} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N (KN)	Obs
5eme étage	pp	14.01	126.17	126.17	16.8	16.8	195.52	215.08	1604.98	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	9.19								
	Plancher	91.42								
4eme étage	pp	14.01	120.75	246.92	25.2	42	396.34	435.97	1604.98	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	9.19								
	Plancher	86								
3eme étage	pp	14.01	120.75	367.67	25.2	67.2	597.15	656.86	1604.98	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	9.19								
	Plancher	86								
2eme étage	pp	14.01	123.56	491.23	25.2	92.4	801.76	881.93	2169.77	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	12								
	Plancher	86								
1er étage	pp	14.01	123.56	614.79	25.2	117.6	1006.36	1107.0	2169.77	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	12								
	Plancher	86								
RDC	pp	14.01	123.56	738.35	25.2	142.8	1210.97	1332.0	2169.77	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	12								
	Plancher	86								
S/Sol 1	pp	14.01	126.75	865.1	42	184.8	1445.08	1589.5	2816.01	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	15.19								
	Plancher	86								
S/Sol 2	pp	14.01	126.75	991.85	42	226.8	1679.19	1847.1	2816.01	Vérifiée
	ps	11.55								
	Poteau	15.19								
	Plancher	86								

II.9.5. Vérification des conditions de l'RPA99V2003

II.9.5.1. Vérification des conditions de l'RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

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

Tab. II.12 : *Vérification conditions* **[RPA99v2003].**

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) $\geq \frac{he}{20} = 15.3$	1/4 < $\frac{b1}{h1}$ < 4	Obs
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥15.25cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥15.25cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥15.25cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

II.9.5.2. Vérification aux zones nodales l'RPA99v2003 [ART.7.5.1]:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b\,max \leq 1{,}5h1 + b1$

$d \leq \text{Max}\left(\frac{b1}{2}; \frac{h1}{2}\right)$

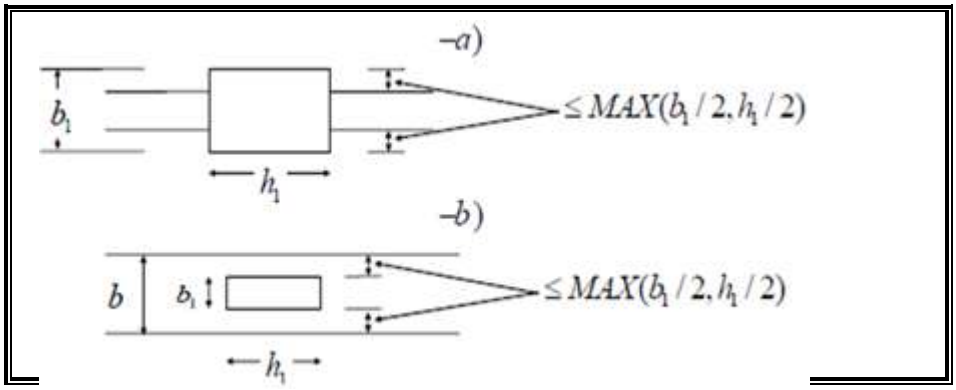


Fig. II.3 : *Zones nodales.*

Tab. II.13 *: Vérification aux zones nodales.*

Etage	B_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$B_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/)	D ≤ Max (b1/2;h1/2)
4^{eme}, 5^{eme} et 3^{eme}	30	35	35	Vérifiée	2.5	17.5	Vérifiée
1^{er}, 2^{eme} et RDC	30	40	40	Vérifiée	5	20	Vérifiée
S-s1 et S-s2	30	45	45	Vérifiée	7.5	22.5	Vérifiée

Chapitre :

III

Calcul des éléments secondaires

III .1 .Acroter :

III.1.1 .Introduction :

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

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Un effort normal dû à son poids propre ***(G).***
- ✓ Un moment dû à la surcharge ***(Q)***

IL a pour rôle de :

- ✓ Servant comme garde-corps.

Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

- ➢ ***Principe de calcul :***

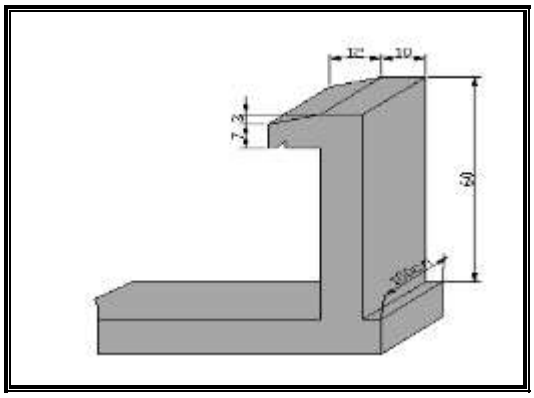


Fig.III.1 : *Dimensions de l'acrotère.*

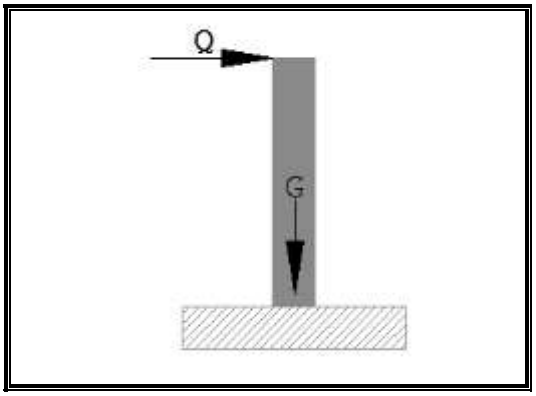


Fig.III.2 : *Model de calcul de l'acrotère.*

III.1.2 .Calcul les efforts :

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.1.2.1.1. Charge permanente *(poids propre) :*

$$G = 25 \text{ x } (0.10 \text{ x } 0.60 + \left(\frac{0.15 \text{ x } 0.03}{2} + 0.07 \text{ x } 0.15\right) \text{x } 1\text{ml}) = 1.82 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.1.2. Charges d'exploitations :

Q = 1 x 1ml =1KN/ml.

III.1.2.1.3. Combinaisons d'action:

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

Etat limite ultime : ELU	
Effort normal :	*Nu =1.35x G=1.35x1.82=2.46 KN*
Effort tranchant :	*Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN*
Moment d'encastrement :	*Mu =1.5 x Q x h=1.5x1x0.6=0.9 KN.m*
Etat limite de service : ELS	
Effort normal :	*Nser = G=1.82 KN*
Effort tranchant :	*Vser =Q= 1 KN.m*
Moment d'encastrement :	*Mser = Qx h=1x0.6=0.6 KN.m*

III.1.3. Ferraillage :

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

Avec :

Tab.III.2 *: Paramètre de calcul.*

Dimensions			***Caractéristiques***		
Notations	***Valeurs***	***Unités***	***Notations***	***Valeurs***	***Unités***
b	*100*	***cm***	***Fc28***	*25*	***MPa***
h	*10*	***cm***	***Fe***	*400*	***MPa***
c	*2.5*	***cm***	***σb***	*14.2*	***MPa***
c'	*2.5*	***cm***	***σs***	*348*	***MPa***
d	*7.5*	***cm***	***γs ; γb***	*1.15 ; 1.5*	*/*

À l'ELU :

- ***Calcul de l'excentricité :***

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.46} = 36.6 \text{ cm}$$

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

$e \geq 2.5\ cm$

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

- ***Calcul au Flexion simple:***

Le moment fictief:

$$e = e_1 + (\frac{h}{2} - c) = 36.6 + 2.5 = 39.1\ cm = 0.39\ m$$

$$M_1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96\ KN.m$$

III.1.3.1. Détail de Ferraillage :

Tab.III.3 : *résultat de ferraillage* ***A'ELU*** *et vérification* ***A'ELS.***

Etat limite ultime : ELU					
$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma b}$	A_1' *(cm²)*	A_1*(cm²)*	A_{min}*(cm²)*	$A_{adobté}$*(cm²)*	A_r*(cm²)*
0.012	*0*	*0.29*	*1*	***5HA10=3.93***	***5HA8=2.51***
Etat limite de service : ELS					
$\sigma_{b\ admi}$	$\sigma_{b\ admi}$	σ_b	σ_s	***Obs***	
15	*201.63*	*0.77*	*21.3*	***Vérifiée***	

À l'ELS :

- ***Calcul de l'excentricité :***

$$e_0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.82} = 32.97\ cm.$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 32.97\ cm.$$

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

Tab.III.4 : *Vérification section partiellement comprimes*

/	***Formule***	***Résultat***
M_G'	$Nser.G'c$	*0.60 KN.m*
G'_c	$G'G + Gc$	*31.33 cm*
G'_G	$v1 - \frac{h}{2}$	*0.14cm*
N_{ser}	*1.82 KN*	*1.82 KN*
I_G	$\frac{b}{3}(v\ 13 + v23) + 15\ [A2\ (v\ 2 - c)\ 2 + A1(v1 - c')\ 2]$	*8691.25cm*
B_0	$b.h + 15\ (A + A')$	*1058.95 cm*
v_1	$\frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2} + 15(A_1 x\ c_1 + A_2 x\ d\right)$	*5.15cm*
v_2	$h - v1$	*4.86cm*
Observation	$\frac{M_G'}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$	***verifiée***

Conclusion :

- ✓ $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
- ✓ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$

Donc :

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

III.1.3.2 .Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ Mpa} \quad / \quad \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

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

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

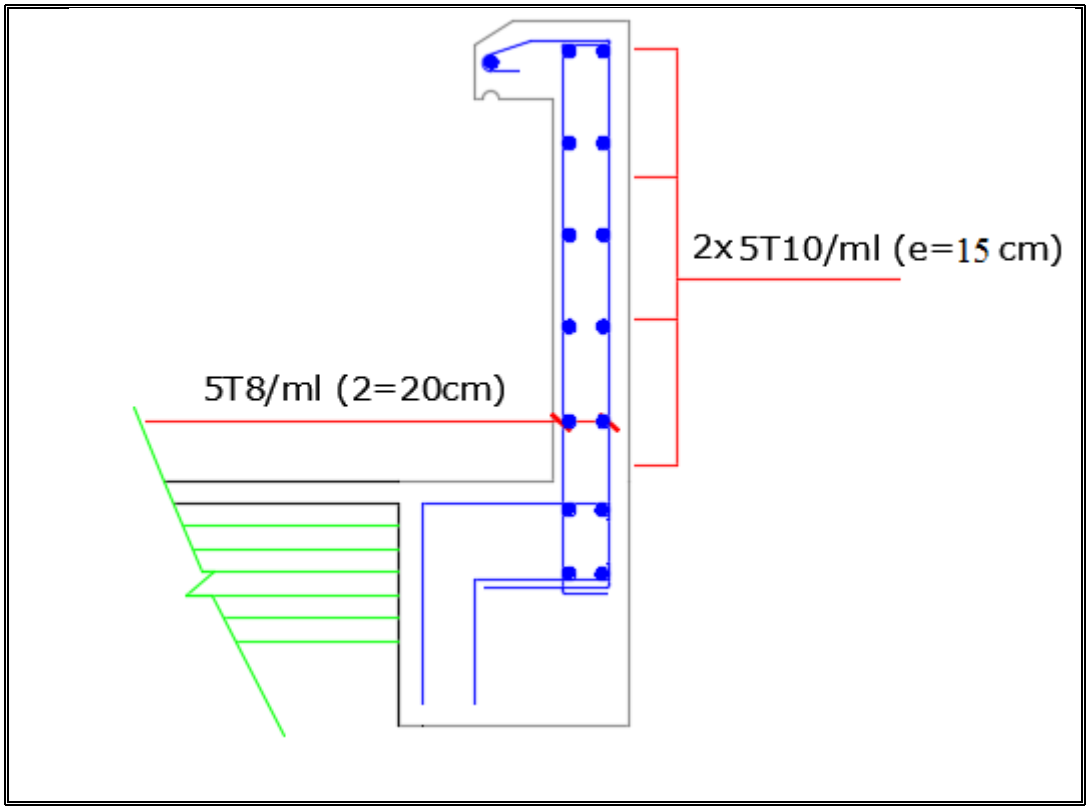


Fig.III.3*.ferraillage de l'acrotère.*

III.2.Escaliers:

III.2.1. Introduction:

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

III.2.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaires:

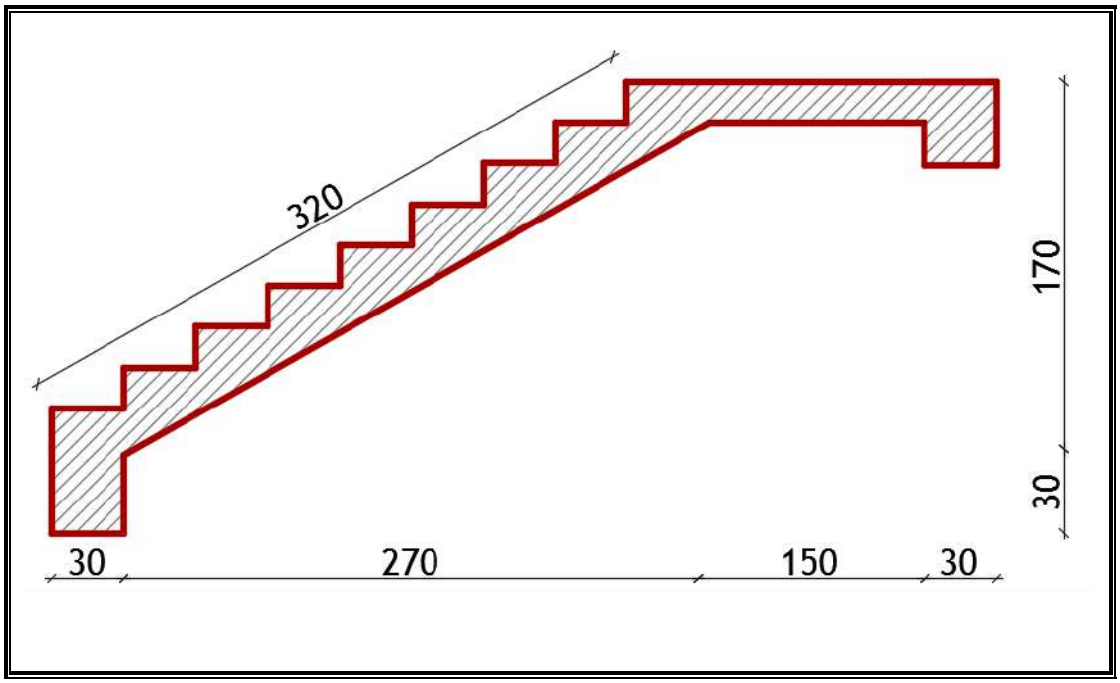


Fig. III.4*Dimensions de l'escalier.*

III.2.2.1. Dimensionement :

- ***L'inclinaison de la paillasse :***

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = \frac{17}{27} = 0.629 \alpha = \tan^{-1} 0.629 = 32.17°$$

- ***La longueur de la paillasse et du palier :***

$$L_{paillasse} = \sqrt{170^2 + 270^2} = 319\ cm = 3.19\ m$$

$$L_{total} = \sqrt{170^2 + 270^2} + 1.50 = 469\ cm = 4.70\ m$$

➢ ***Epaisseur de la paillasse et de palier :***

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{470}{35} < ep < \frac{470}{30}$

D'où : $13.42 < e_p < 15.66$

On adopte : $e_{palier} = e_{paillasse} = 17cm$.

III.2.3 Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

III.2.3.1Paillasse :

Tab.III.5: *Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.*

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	5.02
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits en ciment	0.01	10	0.10
/	G (charges permanentes)	8.69 KN/m2		
/	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m2		

III.2.3.1Palier :

Tab.III.6: *Charges et surcharge du palier de l'escalier.*

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.17	25	4.25
5	Enduits en ciment	0.01	10	0.10
/	G (charges permanentes)	5.69 KN/m2		
/	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m2		

II.2.4 Détermination des efforts :

Tab.III.7: *Combinaisons des charges de l'escalier.*

/	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	P_u (KN/m2)	P_{ser} (KN/m2)
Palier	5.79	2.5	11.57	8.29
Paillasse	8.79	2.5	15.62	11.29

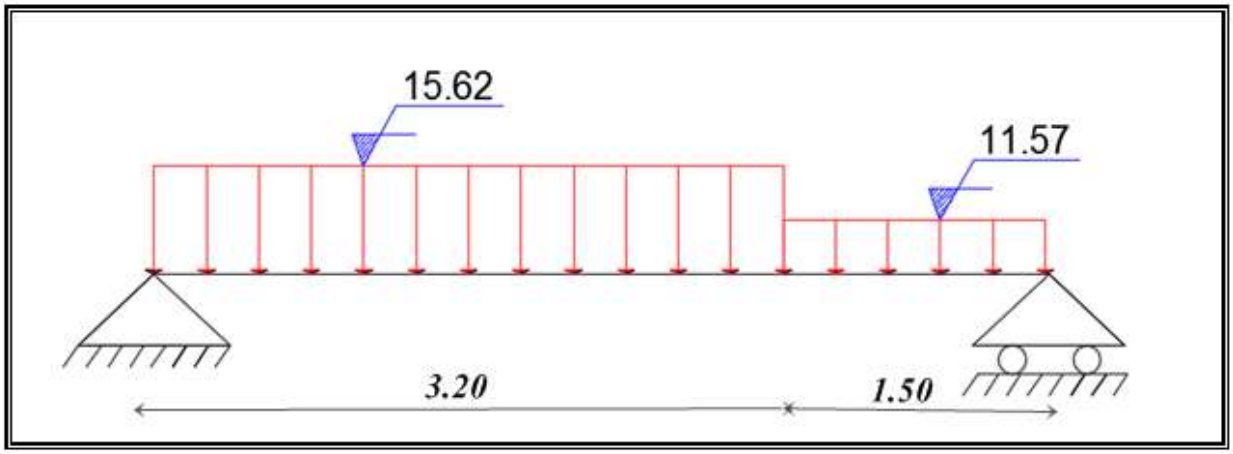


Fig. III.5 *distribution des charges* ***à l'ELU.***

- ***Réactions des appuis :***

Tab.III.8: *Réaction des appuis*

Réaction	ELU	ELS
R_a	35.72 KN	25.81 KN
R_b	31.57 KN	22.74N

- ***Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l' ELU:***

Tab.III.9:*Effort tranchant et moment fléchissant* ***àl'ELS et l' ELU:***

x	*Moment fléchissant*	*Effort tranchant*
Calcul des sollicitations à ELU		
$0 \leq x \leq 3.20$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(3.20) = 34.40\ KN.m$	$T(0) = 35.72\ KN$ $T(3.20) = -14.23KN$
$0 \leq x \leq 1.50$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(1.5) = 34.40\ KN.m$	$T(0) = -31.57\ KN$ $T(1.5) = -14.23KN$
Calcul des sollicitations à ELS :		
$0 \leq x \leq 3.20$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(3.20) = 24.8\ KN.m$	$T(0) = 25.81\ KN$ $T(3.20) = -10.31\ KN$
$0 \leq x \leq 1.50$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(1.5) = 24.8\ KN.m$	$T(0) = -22.74\ KN$ $T(1.5) = -10.31\ KN$

- ***Calcule moment max à l'ELS et l' ELU:***

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5M_{max} qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85$M_{max.}$

Tab.III.10:*Résultat des moments.*

/	*La distance*	*Le moment*		
		M_{MAX}	M_T	M_A
ELU	$x = 2.29\ m$	*41KN.m*	*34.9KN.m*	*20.5KN.m*
ELS	$x = 2.29\ m$	*29.5KN.m*	*14.75KN.m*	*25.1KN.m*

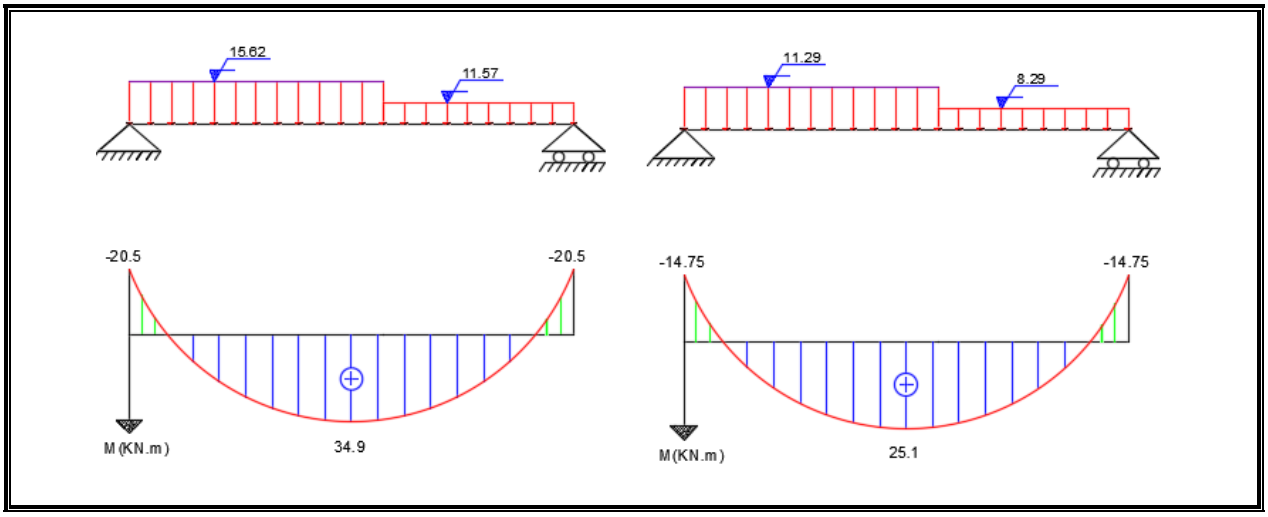


Fig. III.6.*Diagramme des moments retenus* ***A l'ELU*** *et* ***A l'ELS.***

➢ **Conclusion :**

Tab.III.11:*Les résultats.*

	l'ELU	*l'ELS*
Mt max (KN.m)	*34.9*	*25.1*
Ma max (KN.m)	*20.5*	*14.75*
T max (KN)	*35.72*	*25.81*

III.2.5 :ferraillage de l'escalier :

Al' ELU :

Tab.III.12:*Les résultats du feraillage des escaliesr*

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	***Acal (cm²/ml)*** $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	***Achoisir (cm²)***
En travée	*34.9*	*0.117*	*0.938*	*7.26*	***3HA14=4.62***
Eux appuis	*20.5*	*0.069*	*0.964*	*4.21*	***4HA12=4.52***

➢ ***Armatures de répartition***

$A_r = \frac{A_T}{4} = \frac{7.26}{4} = 1.92\ cm^2 \rightarrow A_{choisir}$ **= 3HA10 =2.36 cm^2.**

$A_r = \frac{A_T}{4} = \frac{4.21}{4} = 1.13\ cm^2 \rightarrow A_{choisir}$ **= 3HA10 =2.36 cm^2.**

➢ ***Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]***

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$ ***Condition vérifiée***

➢ ***Condition d'espacement :***

➢ ***Tab.III.13****Vérification de l'espacement.*

/	*Les armatures longitudinales*	*Les armatures de répartitions*
En travée	*St =20cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =33cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*
En appuis	*St =20cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =33cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*

III.2.6 :Vérification des contraintes :

Al'ELS :

- ***Vérification des contraintes.***

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tab.III.14.*vérification des contraintes.*

/	Mser (KN.m)	Achoisir (cm^2)	Y (cm)	$I(cm^4)$	$\sigma b(MPA)$	$\overline{\sigma b}\ (MPA)$	Obs
En travée	25.1	7.69	4.74	14537.84	8.18	15	**Vérifiée**
En appuis	14.75	4.52	3.80	9591.48	5.97	15	**Vérifiée**

Donc **:** les armatures calculées ***à l'E.L.U***. seront maintenues.

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

T= 35.72 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{35.72x10^3}{1000x145} = 0.25\ MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2\ x\ fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ ***Fissuration peu nuisible***

$$\tau = 0.25\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA$$ ***Vérifiée***

Conclusion :

Le choix :

- ***En travée*** : A_t***=5H A14 =7.69 cm².***
- ***En appuis : Aa=4HA12 = 4.52 cm².***
- ***Armatures de répartition :*** A_r***=5HA10=3.93 cm².***

Avec : s_t***=25cm***

- ***Condition de la flèche :***

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{4.70} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625$ ***Condition non Vérifiée***

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.17}{4.15} = 0.04 < \frac{1}{10} \times \frac{19.43}{24.06} = 0.081$ ***Condition non Vérifiée***

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100\times14.5} = 0.0038 > \frac{4.2}{400} = 0.001$ ***Condition non Vérifiée***

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur

[CBA93 ANEXXE(D) P170]pour calculer la flèche.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.III.15.*vérification des flèches des escaliers*

/	*Les formules*	*Résultat*
$\boldsymbol{\rho}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{7.69}{100\text{x}14.5} = 0.00530$
$\boldsymbol{\lambda_i}$	$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2+3\frac{b}{b_0}\right).\rho}$	$\frac{0.05\text{x}2.1}{(2+3)\text{x}0.00530} = 3.96$
$\boldsymbol{\mu}$	$1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})}$	$1 - \frac{1.75\text{x}2.1}{(4x0.00530\ \text{x}182.9\ + 2.1)} = 0.45$
$\boldsymbol{f_{t28}(MpA)}$	$0.6 + 0.06 f_{c28}$	*06+0.06* x *25=2.1*
$\boldsymbol{\sigma_s(MpA)}$	$15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d-y)$	$15\frac{25.1x10^6}{16465.8\ \text{x}10^4}(145-64.7) = 182.9$
$\boldsymbol{y_1(cm)}$	$\frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A}$	$\frac{\frac{100\text{x}17^2}{2} + 15\text{x}7.69\text{x}14.5}{100\ \text{x}\ 17 + 15\text{x}7.69} = 8.80$
$\boldsymbol{I_0(cm^4)}$	$\frac{b}{3}(y1^3 + (h-y1)^3) + 15.A(y1-d)^2$	*44842.4*
$\boldsymbol{f_i\ (mm)}$	$\frac{M_t.l^2}{10.E_i I_{fi}}$	$\frac{(25.1\text{x}10^6).(4.7\text{x}10^3)^2}{10\text{x}32164.2\text{x}18540.36\text{x}10^4} = 9.2$
$\boldsymbol{I_{fi}(cm^4)}$	$\frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i.\mu}$	$\frac{1.1\text{x}\ (44842.4)}{1+3.96\text{x}0.45} = 18540.36$
$\boldsymbol{\bar{f}(mm)}$	$\frac{l}{500}$	$\frac{4700}{500} = 9.4$
Observation	$f_i < \bar{f}$	***Condition vérifiée***

III.2.7:Poutre palier :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en ***flexion Simple*** .Elle a une section (b×h) avec longueur de ***3.40m***.

III.2.7.1 : Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre *: Pp=0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml*

Les réactions d'appuis *:*

$$\begin{cases} R(ELU) = 31.75\ KN \\ R(ELS) = 22.74\ KN \end{cases} \textbf{Donc :} \begin{cases} P_U = 1.35(Pp) + R = 34.79\ KN \\ P_{Ser} + (Pp) + R = 25\ KN \end{cases}$$

III.2.7.2: calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis,

La méthode ***R.D.M.donne :***

Tab.III.16. *Les résultats des efforts.*

/	R_a (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
	$R_a = R_b = \frac{P_U \times L}{2}$	$M_a = M_b = \frac{P_U \times L^2}{12}$	$M_{t\,max} = \frac{P_U \times L^2}{24}$
ELU	59.14	33.51	16.75
ELS	42.5	24.08	12.04

- ***Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple)***

Al' ELU :

Tab.III.17. *Les résultats du ferraillage de la poutre palière.*

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$	β	Acal (cm²/ml)	A choisir (cm²)
		$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$		$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	
En travée	16.5	0.051	0.973	1.80	**3HA12=3.39**
Eux appuis	33.51	0.104	0.945	3.70	**4HA12=4.52**

- ***vérification des contraintes.***

Al' ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tab.III.18. *Vérification des contraintes de la poutre palière.*

/	Mser (KN.m)	Achoisir (cm²)	Y (cm)	$I(cm^4)$	σb(MPA)	$\overline{\sigma b}$ (MPA)	Obs
En travée	12.04	3.39	8.11	24452.29	3.99	15	**Vérifiée**
En appuis	24.08	4.52	9.11	30490	7.19	15	**Vérifiée**

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

T= 59.14 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{35.72x10^3}{1000x145} = 0.17 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \text{ x } fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ ***Fissuration peu nuisible***

$\tau = 0.25 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$ ***Vérifiée***

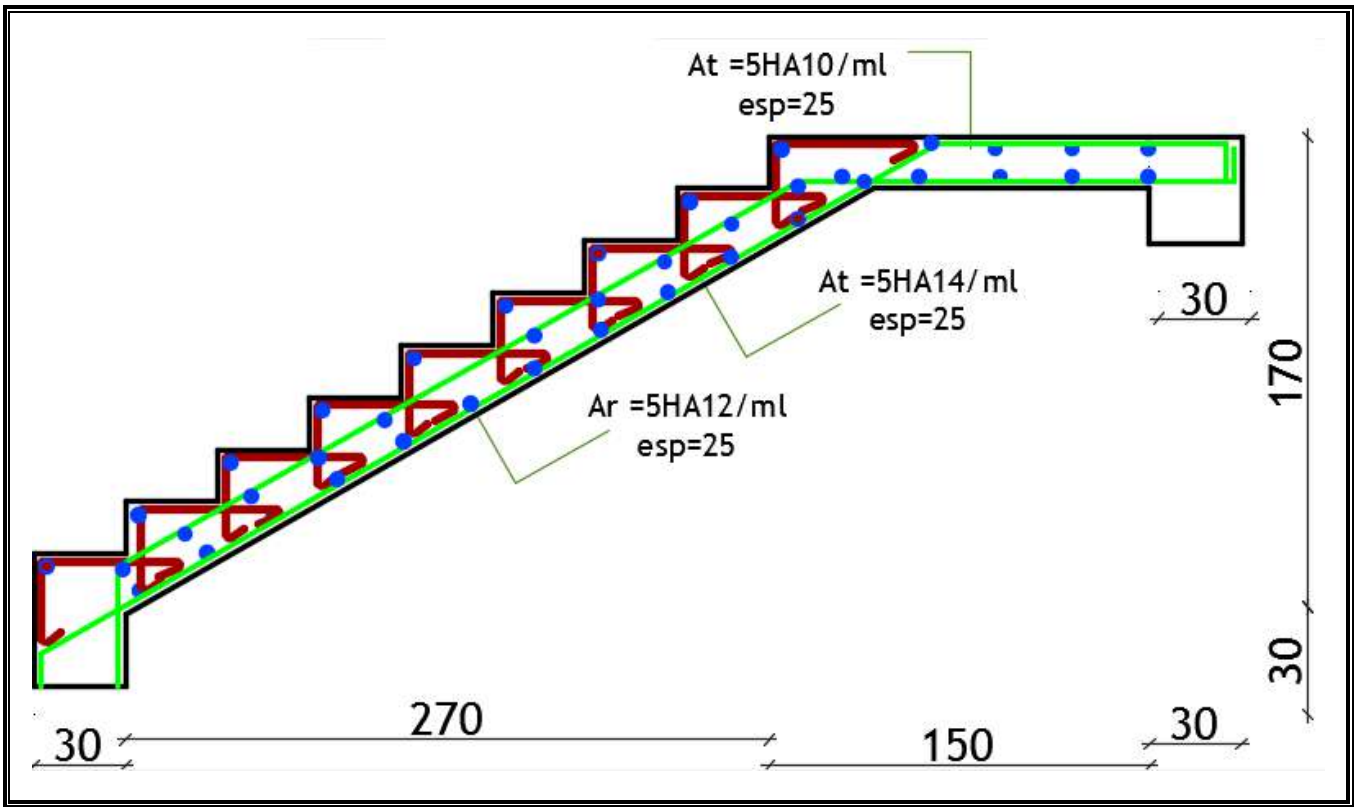


Fig. III.7.*Ferraillage de l'escalier.*

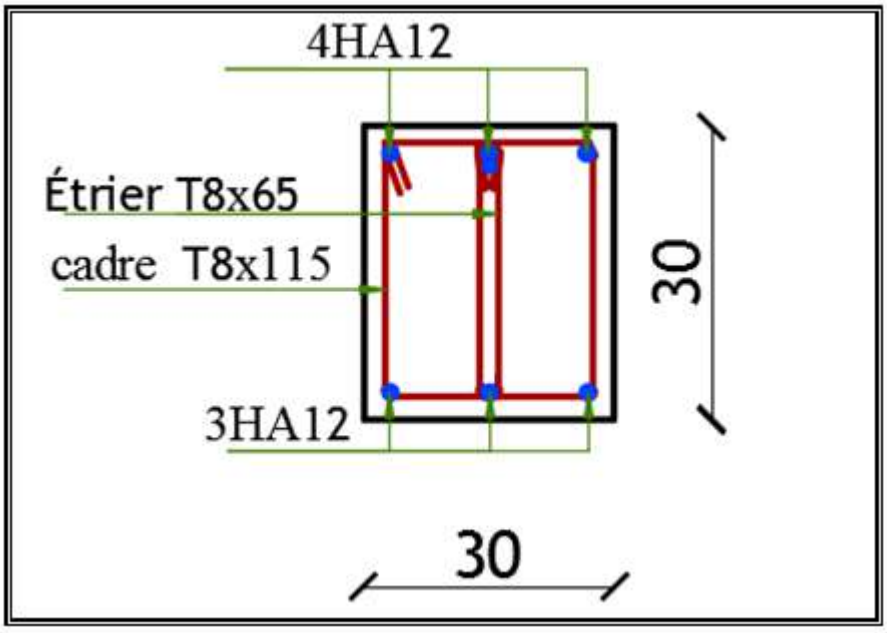


Fig. III.8.*Ferraillage de la poutre palière en appui*

III.3.Dalle pleine:

➢ ***Methode de calcule:***

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc : on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.3.1:Calcul des moments

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

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

✓ ***Travail extern***

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f.$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext}= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

✓ ***Travail interne***

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

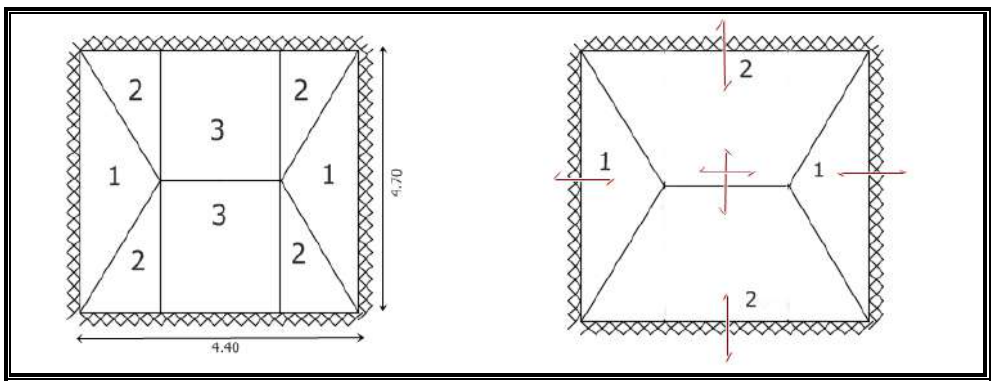


Fig.III.9*.lignes de rupture.*

✓ ***Calcul de la charge totale..***

G = 7.41 KN/m² } P_u= 17.50 KN/m²

Q = 5 KN/m² } P_{ser}= 12.41 KN/m²

✓ ***Détermination de M :***

Principe de travail virtuel :

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

III.3.2:Calcul du Travaille externe et interne.

✓ ***Travaille externe et interne :***

Tab.III.19. *Les résultats du Travaille externe et interne.*

Travaille externe	***Résultat***	***Travaille interne***	***Résultat***
$\boldsymbol{T_{ext}(1)}$	$Pu \times (\frac{4.4 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(1)}$	$2\,M \times Ly \times \frac{f}{x}$
$\boldsymbol{T_{ext}(2)}$	$Pu \times (\frac{2.2 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(2)}$	$2\,M \times Lx \times \frac{f}{2.2}$
$\boldsymbol{T_{ext}(3)}$	$Pu \times ((4.70 - 2x) \times 2.2) \times \frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2} \boldsymbol{T_{int}}\ (\boldsymbol{i})$	$M \times f \times (8.55 + \frac{17.6}{x})$
$\sum_{i=1}^{3} \boldsymbol{T_{ext}}\ (\boldsymbol{i})$	$2 \times Text(1) + 4 \times Text(2) + 2 \times Text(3)$ $Text = Pu \times f \times (10.34 - 1.46x)$		

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times (8.55 + \frac{17.6}{x})}{(10.34 - 1.46x)} \rightarrow Pu = f(x)dx \Longrightarrow \frac{dp}{dx} \rightarrow x = 2.27$$

Donc :

$$Pu = 2.32 \times Mu \Longrightarrow Mu = \frac{P_u}{2.32} = \frac{17.5}{2.32} = 7.54\ KN.m$$

$$Pser = 2.32 \times Mser \Longrightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{2.32} = \frac{12.41}{2.32} = 5.34\ KN.m$$

III.3.3:Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 5.66\ KN.m$ ... ... Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mu = -3.77\ KN.m$ ... ... Le moment aux appuis.

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

Tab.III.20. *Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.*

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	Acal (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	Achoisir (cm²)
En travée	5.66	0.019	0.990	1.13	**6HA10=4.71**
Eux appuis	3.77	0.013	0.993	0.75	**6HA10=4.71**

- ***Vérification de la section :***

$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{170}{10} = 17$ ***Condition vérifiée.***

- ***Condition d'espacement :***

$St = \frac{100-5}{4} \approx 25cm \leq Min\left[3h = 45\ ;\ 33cm\right] = 33cm$ ***Condition vérifiée.***

III.3.4:Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 2.30\ KN.m \rightarrow$ Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mser = -1.53 KN.m \rightarrow$ Le moment aux appuis.

Tab.III.21. *Vérification des contraintes* ***à l'ELS :***

	M (KN.m)	Achoisir (cm²)	Y (cm) $b.y^2 + 30.A.y - 30Ad$	$I(cm^4)$ $\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$	$\sigma b(MPA)$ $\frac{Mser}{I}.y$	$\overline{\sigma b}(MPA)$ $0.6.fc28$	Achoisir (cm²)
En travée	5.66	3.93	3.58	8559	0.96	15	**vérifiée**
En appuis	3.77	3.93	3.58		0.64	15	**vérifiée**

Donc : les armatures calculées ***à 'ELU.*** Seront maintenues.

III.3.6:Vérification de l'effort tranchant:

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

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

Où :

τ: lacontraintetangente(enMPA)

Vestl'efforttranchant (KN)

$$Vx = \frac{P . lx . ly}{2ly + lx} = \frac{17.5 \times 4.40 \times 4.70}{2 \times 4.70 + 4.40} = 26.22 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{P . lx . ly}{3ly} = \frac{17.5 \times 4.40 \times 4.70}{3 \times 4.70} = 25.66 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{v}{b_0 . d} = \frac{26.22 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.18 \text{ MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{MPA}$$

$$\tau = \frac{v}{b_0 . d} = \frac{25.66 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.17 \text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{MPA}.$$

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

III.3.7:Condition de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{4.70} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625$ ***Non Vérifiée***

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.17}{4.4} = 0.04 > \frac{1}{20} \times \frac{2.30}{17.06} = 0.003$ ***Vérifiée***

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 14.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005$ ***Vérifiée***

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur

[CBA93 ANEXXE(D) P170] pour calculer la flèche.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.III.22.*vérification de la flèche de la dalle plaine.*

/	Les formules	Résultat
ρ	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{3.93}{100.14.5} = 0.00271$
λ_i	$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2+3\frac{b}{b_0}\right).\rho}$	$\frac{0.05.2.1}{(2+3).0.00271} = 7.74$
μ	$1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})}$	$1 - \frac{1.75.2.1}{(4.0.00271.83.01 + 2.1)} = 0.22$
$f_{t28}(MpA)$	$0.6 + 0.06 f_{c28}$	06+0.06.25 = 2.1
$\sigma_s(MpA)$	$15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d-y)$	$15\frac{5.66.10^6}{9822.0810^4}(145-48.96) = 83.01$
$y_1(cm)$	$\frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A}$	$\frac{\frac{100.17^2}{2} + 15.3.39.14.5}{100.17 + 15.3.39} = 4.89$
$I_0(cm^4)$	$\frac{b}{3}(y1^3 + (h-y1)^3) + 15.A(y1-d)^2$	44842.4
f_i (mm)	$\frac{M_t.l^2}{10.E_i I_{fi}}$	$\frac{(5.66.10^6).(4.4.10^3)^2}{10.32164.2.20075.210^4} = 1.69$
$I_{fi}(cm^4)$	$\frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i.\mu}$	$\frac{1.1.(44842.4)}{1+7.74.0.22} = 20075.2$
$\bar{f}$(mm)	$\frac{l}{500}$	$\frac{4400}{500} = 8.8$
Observation	$f_i < \bar{f}$	Condition vérifiée

III.4.Calcul des poutrelles :

III.4.1.Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III.4.2Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton légèrement armée de 4 cm d'épaisseur.

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

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

III.4.2.1 La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage (Treillis soudé).

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

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

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: L = $60cm$ ⇒ $A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2$ avec un éspacement de $20cm$.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2$ avec un éspacement de $25cm$.

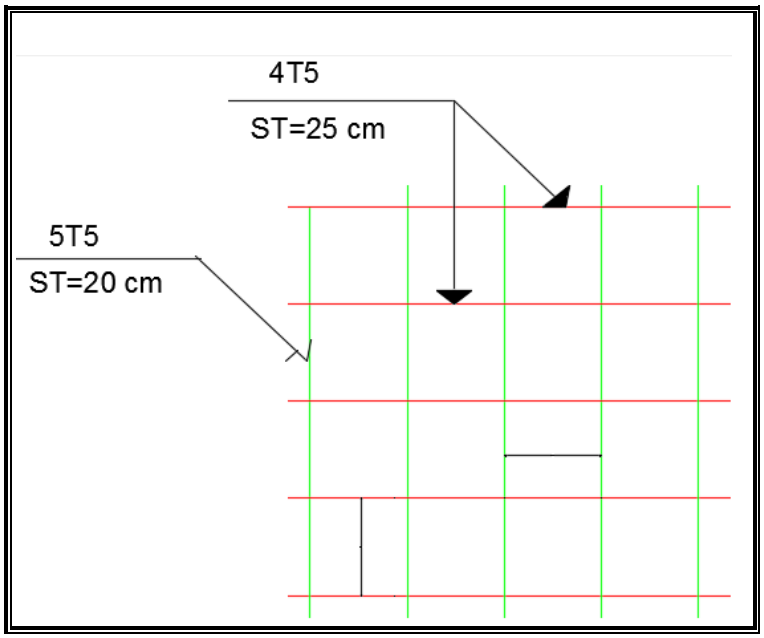


Fig.III.10. *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.4.2.2.Type des poutrelles :

➢ . On a 4 types des poutrelles à étudier :

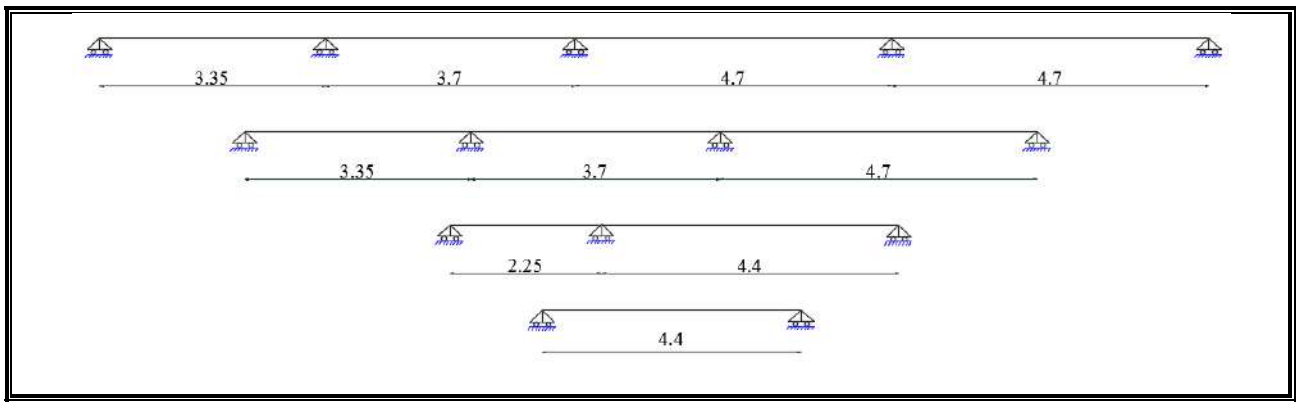


Fig.III.11.*types des poutrelles.*

Le calcul se fait en deux étapes :

Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

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

Q= Max (1 KN ; 0.5L KN), Localisée au milieu de la travée ***[B.6.8.4.1.2].***

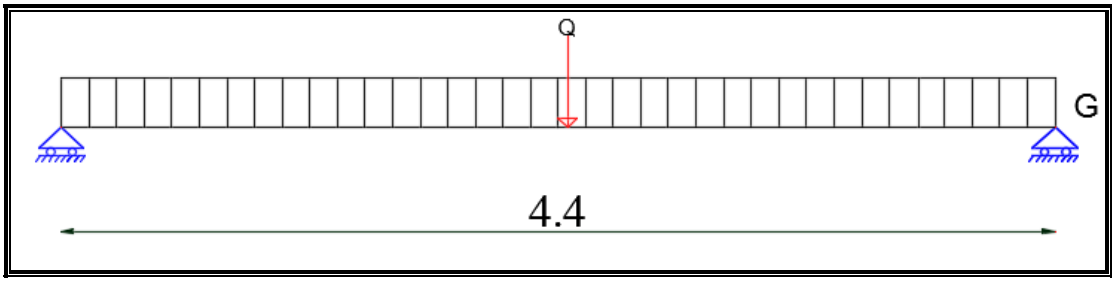


Fig.III.12.*Poutrelle avant coulage.*

- ***.Charges et surcharges :***
  - ✓ Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 KN/ml
  - ✓ Poids du corps creux : 0.60×1 = 0.60 KN/m
  - ✓ G= 0.60 + 0.12 = 0.72 KN/ml.
  - ✓ Surcharge d'exploitation : Q = Max$\begin{cases} 1\ \text{kN} \\ 0.5\text{L kN} \end{cases}$
- ***choix du Nombre d'étaiement :***

Tab.III.23.*Nombre d'étaiement choisi.*

Etaiment	*G*	*Q* *Max (1 KN ; 0.5L KN)*	*L (mm)*	*E (MPA)*	*I* (mm^4)	$F_{bar}(mm)$ $\frac{L}{500}$	$F_{final}(mm)$ $\frac{5\times GL^4}{384\times EI}+\frac{Ql^3}{48EI}$	$F_{final}<F_{bar}$
0	*0.72*	*2.2*	*4400*	*32164.2*	*640000*	*8.8*	*360.36*	***Non vérifiée***
1	*0.72*	*1.1*	*2200*	*32164.2*	*640000*	*4.4*	*12.92*	***Non vérifiée***
2	*0.72*	*1*	*1466.7*	*32164.2*	*640000*	*2.93*	*3.40*	***Non vérifiée***
3	*0.72*	*1*	*1100*	*32164.2*	*640000*	*2.20*	*2.01*	***vérifiée***

- ***Pour Trois étais :***

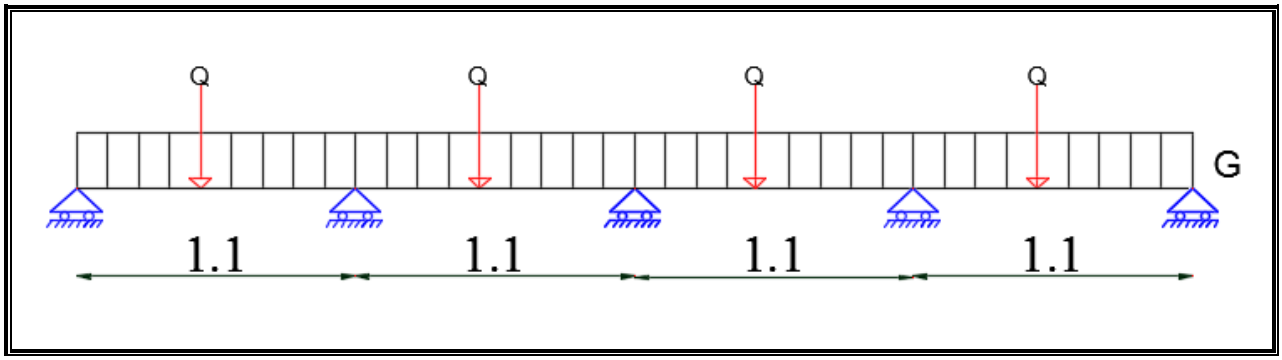


Fig. III.13.*Poutrelle avec trois étais.*

Résultats :

3 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression.

- ***Méthodes de calcul***

Apres le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode, Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

A L'ELU:

- ✓ Pour cas de poutrelles à quatre, trois et deux travées.

Tab.III.24.*Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.*

Condition		***Observation***	
Condition concernant la charge d'exploitation			
$Q \leq Min[2Get5KN/m^2]$	***Il n' y a pas de charge concentrée dans notre cas donc on ne peut faire cette vérification***	***3 et 4 travées***	***2 travées***
		Vérifiée	***Vérifiée***
Condition concernant les caractéristiques géométriques			
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$		***Vérifiée***	***Non Vérifiée***
Condition concernant le type de fissuration			
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		***Vérifiée***	***Vérifiée***

Remarque :

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles à trois et quatre travées Et pour les autre cas en applique la méthode Caquot.

Méthode forfaitaire :

- ***sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)et(ELS).***

Tab III.25.*Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées* ***(ELU)*** *et* ***(ELS).***

ELU									
Travée	Pu	L (m)	M_0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	T_0(kN)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	6.03	3.35	8.46	5.92	1.69	4.23	10.10	9.34	10.86
B-C	6.03	3.70	10.32	6.19	5.16	4.13	11.16	11.43	10.88
C-D	6.03	4.40	14.59	8.76	5.84	7.30	1327	12.93	13.60
D-E	6.03	4.40	14.59	10.21	7.30	2.92	13.27	14.26	12.27

ELS						
Travée	Ps	L (m)	M_0 (kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me (kN.m)
A-B	4.40	3.35	6.17	4.32	1.23	3.08
B-C	4.40	3.70	7.53	4.52	3.76	3.01
C-D	4.40	4.40	10.64	6.39	4.26	5.32
D-E	4.40	4.40	10.64	7.45	5.32	2.13

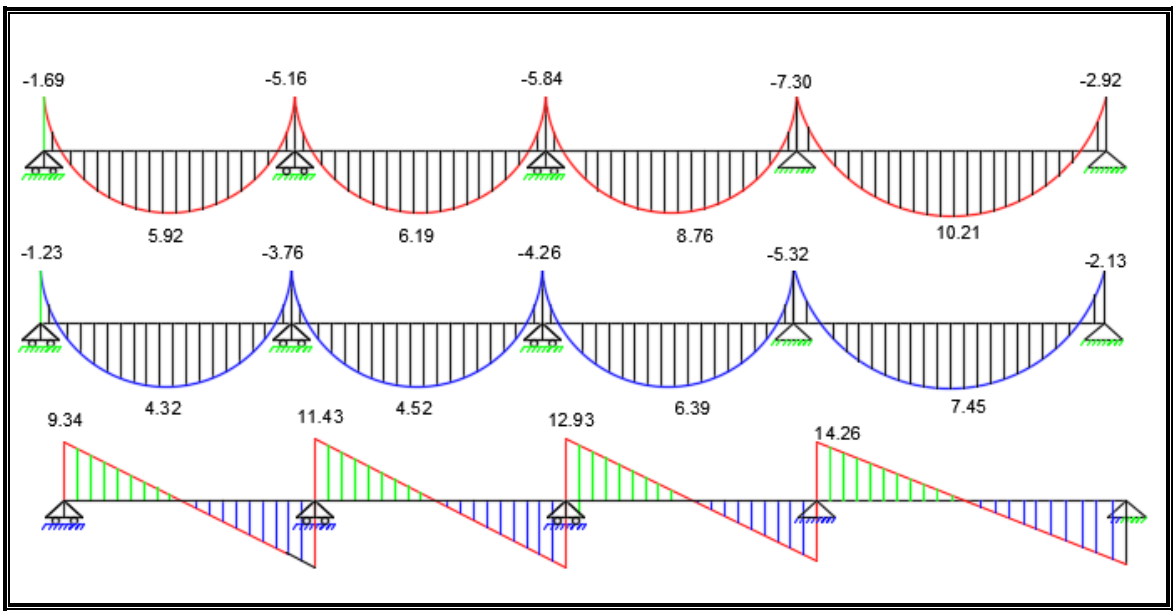


Fig. III.14.*Diagrammesollicitations dans la poutrelle à quatre travées* ***(ELU)*** *et* ***(ELS).***

- ***sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) et (ELS).***

Tab III.26.*Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées* ***(ELU) et (ELS).***

ELU									
Travée	**Pu**	**L (m)**	**M_0(kN.m)**	**Mt(kN.m)**	**Mw(kN.m)**	**Me(kN.m)**	**T_0((kN)**	**Tw(kN)**	**Te(kN)**
A-B	6.03	3.35	8.46	6.50	-1.69	-4.23	10.10	9.34	10.86
B-C	6.03	3.70	10.32	6.00	-5.16	-5.16	11.16	11.16	11.16
C-D	6.03	4.40	14.59	11.00	-7.30	-2.92	13.27	14.26	12.27

ELS						
Travée	**Ps**	**L (m)**	**M_0(kN.m)**	**Mt(kN.m)**	**Mw(kN.m)**	**Me (kN.m)**
A-B	4.40	3.35	6.17	4.50	-1.23	-3.09
B-C	4.40	3.70	7.53	4.00	-3.77	-3.77
C-D	4.40	4.40	10.65	8.00	-5.32	-2.13

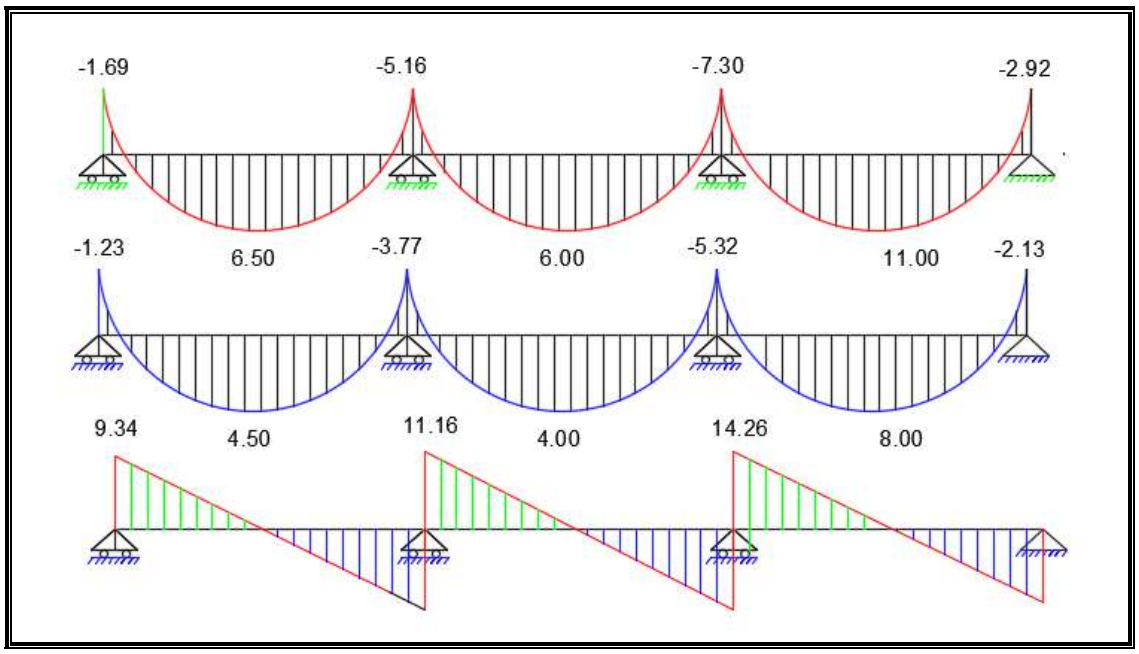


Fig. III.15.*Diagramme sollicitations dans la poutrelle à trois travées* ***(ELU) et (ELS).***

- ***Pour cas de poutrelles à deux travées :***

Méthode Caquot :

- ***sollicitations dans la poutrelle à deux travée (ELU) et (ELS) :***

Tab III.27.*Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées* ***(ELU)*** *et* ***(ELS).***

ELU									
Travée	**Pu**	**L (m)**	**M_0(kN.m)**	**Mt(kN.m)**	**Mw(kN.m)**	**Me(kN.m)**	**T_0(kN)**	**Tw(kN)**	**Te(kN)**
A-B	6.03	2.25	3.82	2.48	-0.76	-2.29	6.79	6.11	7.46
B-C	6.03	4.40	14.60	9.49	-8.76	-2.92	13.27	14.60	11.94

ELS						
Travée	**Ps**	**L(m)**	**M_0 (kN.m)**	**Mt (kN.m)**	**M_w (kN.m)**	**Me (kN.m)**
A-B	4.40	2.25	2.79	1.81	-0.56	-1.67
B-C	4.40	4.40	10.65	6.92	-6.39	-2.13

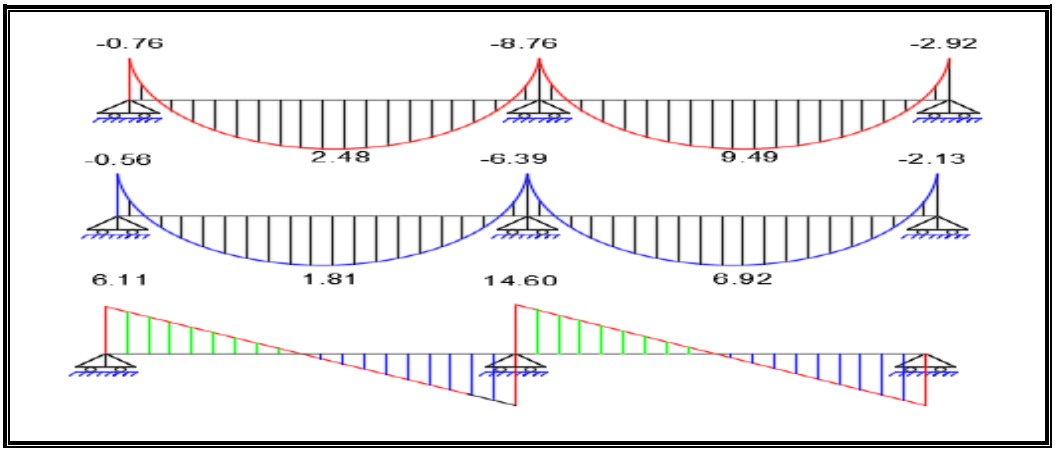


Fig. III.16.*Diagramme des sollicitations dans la poutrelle à deux travées* ***(ELU)*** *et* ***(ELS).***

Méthode RDM:

- ***sollicitations dans la poutrelle un seule travée (ELU)et (ELS) :***

Tab III.28.*Différentes sollicitations dans la poutrelle une seule travée* ***(ELU) et (ELS).***

ELU									
Travée	**Pu**	**L (m)**	**M_0(kN.m)**	**Mt(kN.m)**	**Mw(kN.m)**	**Me(kN.m)**	**T_0(kN)**	**Tw(kN)**	**Te(kN)**
A-B	6.03	4.40	14.59	11.67	-2.91	-2.91	13.27	13.60	-13.60

ELS						
Travée	**Ps**	**L(m)**	**M_0 (kN.m)**	**Mt (kN.m)**	**M_0 (kN.m)**	**Me(kN.m)**
A-B	4.40	4.40	10.64	8.51	-2.12	-2.12

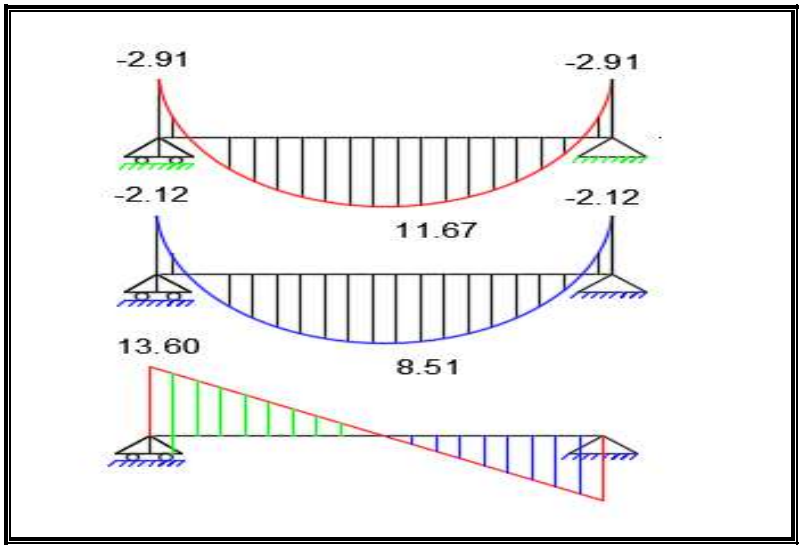


Fig. III.17.*Diagramme sollicitations dans la poutrelle à un seul travée* ***(ELU)*** *et* ***(ELS).***

Résultat final :

Tab III.29.*Résultat des sollicitations.*

/	ELU			ELS	
Travée	Ma (max)	Mt(max)	T max	Ma(max)	Mt(max)
4 travées	-7.30	10.21	13.60	5.32	7.45
3 travées	-7.30	11	14.26	-5.32	8.46
2 travées	-8.76	9.49	14.60	-6.39	6.92
1 seule travée	-2.91	11.67	13.60	-2.19	8.51

III.4.3 :Ferraillage des poutrelles :

à l'E.L.U.

M_{tmax}= 11.67kN.m

M_{amax}= -8.70 6kN.m

T_{max}= 14.60 kN.

Tab III.30.ferraillage des poutrelles.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	Acal (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	Achoisir (cm²)
En travée	11.67	0.211	0.879	2.11	**3HA12=3.39**
Eu appuis	8.76	0.158	0.914	1.53	**2HA12=2.26**

III.4.4 : Vérifications

III.4.4.1 Vérification des contraint

σb = 4.2 MPA

σb ≤ $\overline{\sigma b}$ =0.6 x fc28=15MPA **Condition Vérifiée**

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

III.4.4.2 Vérification de l'effort tranchant *[ART A.5.1.1 CBA93]*

T=14.60 KN

$$\tau = \frac{\mathrm{Tu}}{\mathrm{b.d}} = \frac{14.60 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67\ MPA$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \mathrm{xfc28}}{\gamma \mathrm{b}}; 5\mathrm{MPA}\right)$ ***Fissuraration peu nuisible***

$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33\ \mathrm{MPA} \rightarrow \tau = 0.67\ \mathrm{MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33\ \mathrm{MPA}$ ***Condition Vérifiée***

III4.4.3 Diamètre des armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\emptyset_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\Phi_t \leq (5.71; 12; 12)\mathrm{mm}$

Armatures ronds lisses$\emptyset_t = 6$ mm avec une nuance d'acier FeE400

Choix : $\boldsymbol{2T6 = 0.57cm}$

III.4.4.4Espacement des armatures transversales :[ART A.5.1.2.2 CBA93]

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

Donc: St=15 cm

III.4.4.5Vérification de la flèche :

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow 0.045 \leq 0.053$ ***Condition non Vérifiée***

$\rho \leq \frac{3.6}{f_e} = \rightarrow 0.016 \geq 0.009$. ***Avec*** $\rho = \frac{A}{bd}$ ***Condition non Vérifiée***

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur

[CBA93 ANEXXE(D) P170] pour calculer la flèche.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.III.31*.vérification des flèches des poutrelles*

/	***Les formules***	***Résultat***
ρ	$\frac{A}{b_0.d}$	*0.016*
λ_i	$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2+3\frac{b}{b_0}\right).\rho}$	*2.50*
μ	$1-\frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_s+f_{t28})}$	*0.564*
$f_{t28}(MpA)$	$0.6+0.06f_{c28}$	*06+0.06.25 = 2.1*
$\sigma_s(MpA)$	$15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d-y)$	*98.1*
$y_1(cm)$	$\frac{\frac{b.h^2}{2}+15.A.d}{b.h+15.A}$	*7.69*
$I_0(cm^4)$	$\frac{b}{3}(y1^3+(h-y1)^3)+15.A(y1-d)^2$	*21317.4704*
$f_i\ (mm)$	$\frac{M_t.l^2}{10.E_iI_{fi}}$	*5.3*
$I_{fi}(cm^4)$	$\frac{1.1I_0}{1+\lambda_i.\mu}$	*9726.79*
$\bar{f}(mm)$	$\frac{l}{500}$	$\frac{4400}{500}=8.8$
Observation	$f_i < \bar{f}$	***Condition vérifiée***

Chapitre :

IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000.V.19.2.2, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Vue de la Structure en 3D :

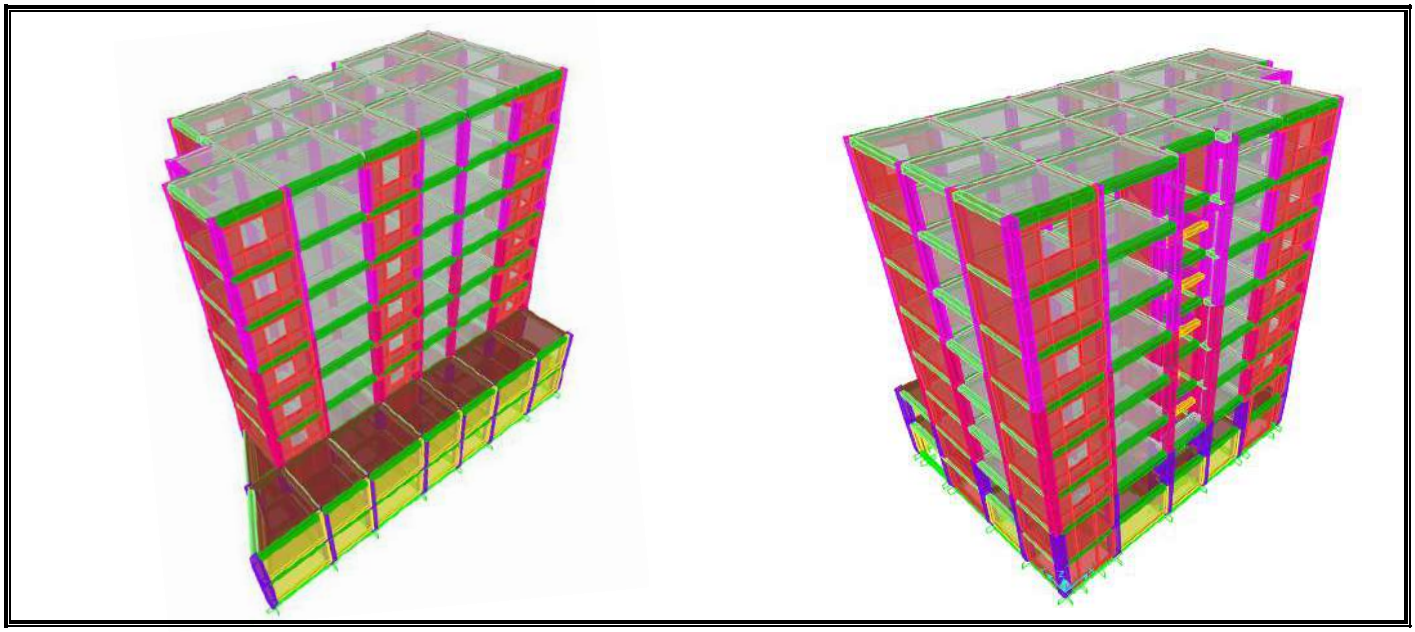


Fig. IV.1.*Vue de face et postérieur face de la structure (modèle en 3D).*

La disposition des voiles en 3D :

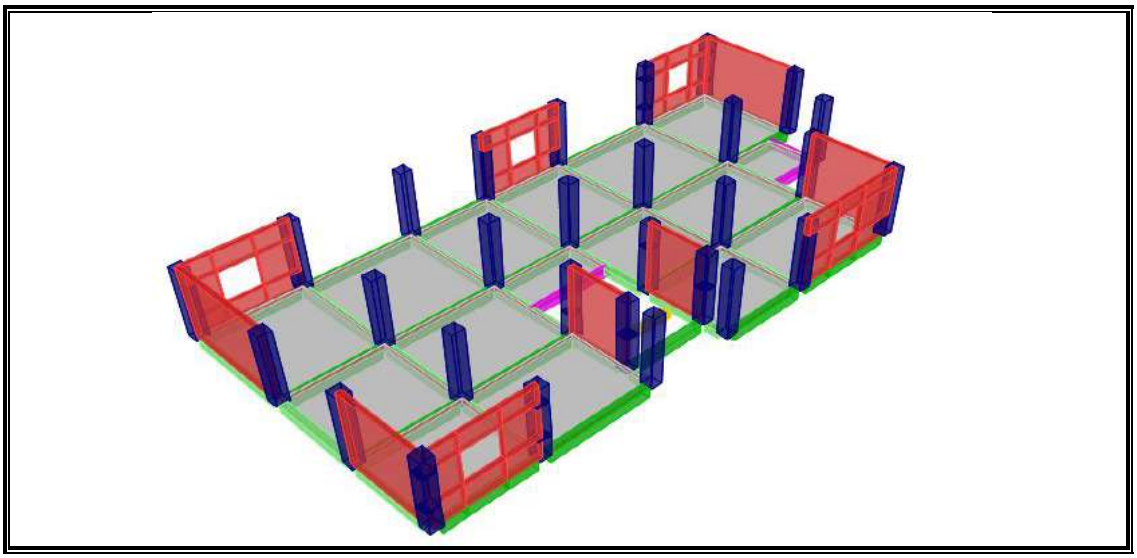
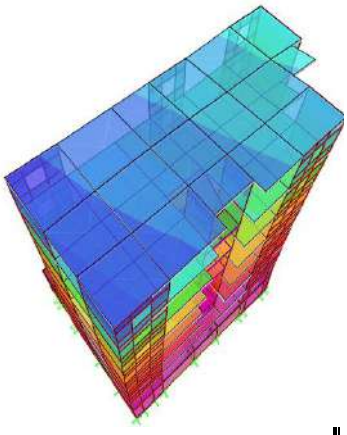
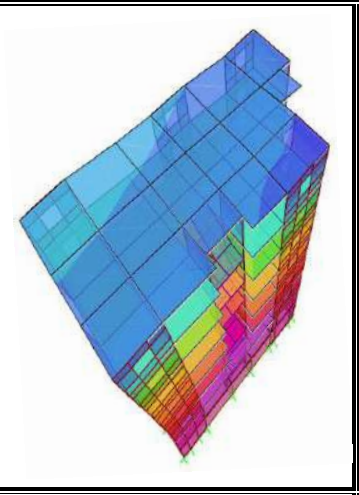
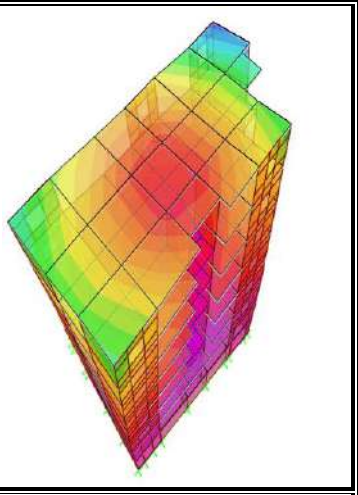


Fig. IV.2. *Disposition des voiles contreventements* ***(vue en 3D).***

Remarque :

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus.

Tab. IV.1. *Le comportement des trois premiers modes*.

			
Mode 1	***0.35%***	***51.76%***	***0.71%***
Mode 2	***50.09%***	***0.79%***	***0.92%***
Mode 3	***0.31%***	***0.07%***	***48.78%***
comportement	***translation pure suivant l'axe (x)***	***translation pure suivant l'axe (Y)***	***rotation pure autour de l'axe (z)***

IV.3.Classification dynamique de la structure:

IV.3.1. Calcul d'excentricité : *RPA version 2003*[Art 3.5.1-a]

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

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

IV.3.1.1. Centre de masse :

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

a. *Dimensions du bâtiment :*

Longueur du bâtiment = 28.20 m * Largeur du bâtiment = 15.80 m

b. *Excentricité admissible :*

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.23 m * Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.37 m.

IV.3.1.2. Centre de torsion :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Tab. IV.2. *calcul du centre de Masse, centre de torsion.*

Diaphragme	Niveau	Masse et Centre de masse			Inertie et Centre d'inertie	
		W_i	X_G	Y_G	X_R	Y_R
Sous-sol(2)	3.4	6534.085	12.622	8.130	11.956	5.896
Sous-sol(1)	6.8	5175.643	12.149	8.077	16.122	9.074
RDC	10.2	3469.306	11.031	5.889	12.469	6.336
1er étage	13.6	3436.306	11.031	5.559	11.399	5.601
2eme étage	17	3434.089	11.028	5.896	10.875	5.285
3eme étage	20.4	3399.705	11.027	5.904	10.556	5.111
4eme étage	23.8	389.536	11.035	5.894	10.344	5.005
5eme étage	27.2	2566.080	10.989	5.851	10.201	4.949

IV.3.1.3. Excentricité :

- ***Excentricité théorique (statique)*:**

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

$$e_X = |X_T - X_G| \quad , \quad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

- ***Excentricités accidentelles (additionnelles) : RPA 99 version 2003 [Art 4.2.7]***
  - ✓ 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 additionnelle des plans :

$$\begin{cases} E_X = 0{,}05 L_X \\ E_Y = 0{,}05 L_Y \end{cases}$$

- ***Effets de la torsion accidentelle : RPA 99 version 2003 [Art 4.3.7]***

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.4

Excentricité totale :

Tab. IV.3. *Calcul de l'excentricité totale.*

Excentricité				
Diaphragme	**Niveau (m)**	**$E_X = \|X_R - X_G\|$ (m)**	**$E_Y = \|Y_R - Y_G\|$ (m)**	**Obs**
Sous-sol(2)	3.4	0.666	2.234	**Vérifiée**
Sous-sol(1)	6.8	3.973	0.997	**Vérifiée**
RDC	10.2	1.438	0.447	**Vérifiée**
1er étage	13.6	0.368	0.288	**Vérifiée**
2eme étage	17	0.153	0.611	**Vérifiée**
3eme étage	20.4	0.471	0.793	**Vérifiée**
4eme étage	23.8	0.691	0.889	**Vérifiée**
5eme étage	27.2	0.788	0.902	**Vérifiée**

.

L'excentricité accidentelle :

Tab. IV.4 *.calcul de l'excentricité accidentelle.*

Diaphragme	*Niveau (m)*	$L_x\ (m)$	$L_y\ (m)$	$E_x\ (m)$	$E_Y\ (m)$
5eme étage	*27.2*	*23.50*	*11.40*	*1.175*	*0.57*
4eme étage	*23.8*	*23.50*	*11.40*	*1.175*	*0.57*
3eme étage	*20.4*	*23.5*	*11.40*	*1.175*	*0.57*
2eme étage	*17*	*23.5*	*11.40*	*1.175*	*0.57*
1er étage	*13.6*	*23.5*	*11.40*	*1.175*	*0.57*
RDC	*10.2*	*23.5*	*11.40*	*1.175*	*0.57*
Sous-sol(1)	*6.8*	*28.20*	*15.80*	*1.41*	*0.79*
Sous-sol(2)	*3.4*	*28.20*	*15.80*	*1.40*	*0.79*

IV.4. Calcul dynamique du bâtiment : ***RPA99v2003 [Art 4.1.1]***

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

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon ***RPA 99 version 2003 ART [ART 4.1.2]*** la méthode statique équivalente n'est pas applicable utilise donc la Méthode dynamique modale spectrale.

IV.4.1. Principe :

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

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

IV.4.2. Modélisation :

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse ***"SAP2000.v19.2.2"***

IV.4.3. Le spectre de réponse de calcul : *RPA99v2003 [Art 4.3.3].*

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

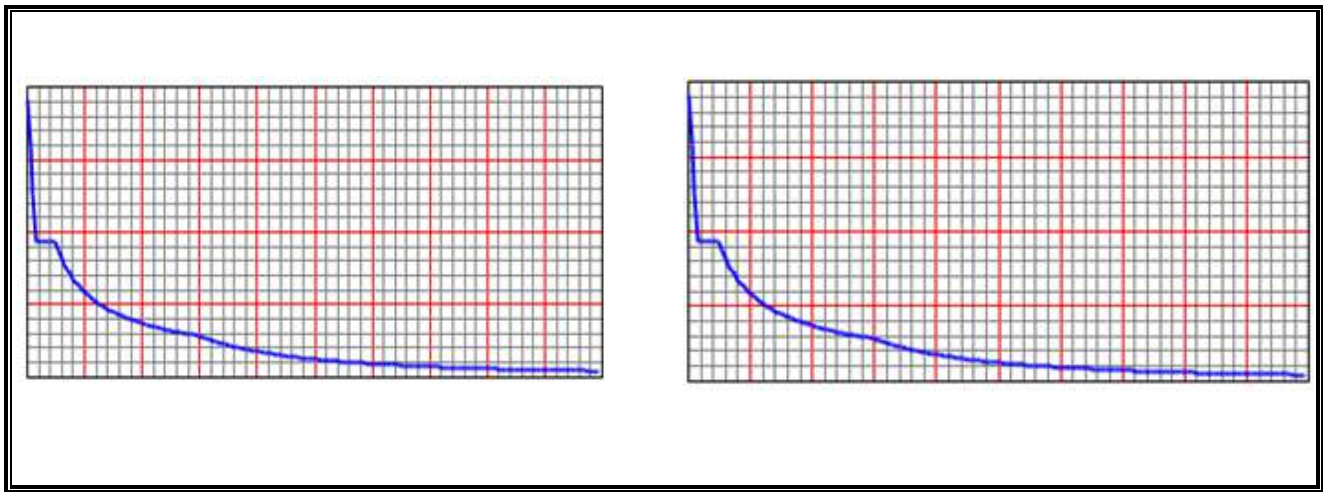


Fig. IV.3.*Spectre de réponse X, Y.*

a) Coefficient d'accélération A : RPA99v2003 [Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔A = 0,25

b) facteur de correction d'amortissement η:RPA99v2003 [Tab.4.2] :

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

$\xi = 10\ \%$

Avec : remplissage dense → $\eta = 0,76$

c) coefficient de comportement R : RPA99v2003 [Tab.4.3] :

Tab. IV.5 .*coefficient de comportement R*

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	3.5

Donc :

Système de contreventement 2 : **R=3.5**

C.1) *Justification du coefficient de comportement R :*

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Suivant X : (Valeurs en pourcentage) :

Tab.IV.6 .*Justification du coefficient de comportement* ***R*** *suivant* ***X (%)***

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz	*Nz /Poteaux*	*Nz /Voiles*	*Effort tranchant*	*Tx /Poteaux*	*Tx /Voiles*
5eme étage	*100*	*71.806*	*28.194*	*100*	*0.000*	*100.0*
4eme étage	*100*	*72.097*	*27.903*	*100*	*0.000*	*100.0*
3eme étage	*100*	*72.987*	*27.013*	*100*	*0.000*	*100.0*
2eme étage	*100*	*75.507*	*24.493*	*100*	*0.000*	*100.0*
1er étage	*100*	*75.888*	*24.112*	*100*	*0.000*	*100.0*
RDC	*100*	*74.886*	*25.114*	*100*	*0.000*	*100.0*
Sous-sol(1)	*100*	*72.237*	*27.763*	*100*	*0.000*	*100.0*
Sous-sol(2)	*100*	*63.534*	*36.466*	*100*	*0.000*	*100.0*

Suivant Y : (Valeurs en pourcentage) :

Tab. IV.7 *.Justification du coefficient de comportement* ***R*** *suivant* ***Y (%)***

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
5eme étage	100	61.395	38.605	100	0.000	100.000
4eme étage	100	61.740	38.260	100	0.000	100.000
3eme étage	100	62.721	37.279	100	0.000	100.000
2eme étage	100	66.309	33.691	100	0.000	100.000
1er étage	100	66.864	33.136	100	0.000	100.000
RDC	100	67.374	32.626	100	0.000	100.000
Sous-sol(1)	100	68.085	31.915	100	0.000	100.000
Sous-sol(2)	100	66.495	33.505	100	0.000	100.000

d) facteur de qualité Q : RPA99v2003 [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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tab. IV.8. *Facteur de qualité Q*

	Critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.05	oui	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 = 1.1 \\ Q_y = 1 + 0.05 = 1.1 \end{cases}$$

e) Périodes caractéristiques : RPA99v2003 [Tab.4.7] :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.40\ s \end{cases} \rightarrow \text{Site S3}$$

IV.5. Résultats des vérifications de la structure:

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

Stabilité de la structure :

- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la Force sismique à la base.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ Vérification des déplacements (inter étage).
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet ***P-Δ*.**

Résistance des éléments :

- ✓ Vérifications des déplacements inter-étage.
- ✓ Vérification du cisaillement des éléments.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.5.1. Vérification de participation massique : *RPA99v2003 [4.3.4.a]*

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale **à 90%** au moins de la masse totale de la structure.

Tab.IV.9. participation massique.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	1	0.44	0.35%	51.76%	0.71%	0.35%	51.76%	0.71%
Mode	2	0.40	50.09%	0.79%	0.92%	50.09%	0.79%	0.92%
Mode	3	0.37	0.31%	0.07%	48.78%	0.31%	0.07	48.78
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	26	0.03	3%	0%	11%	**90%**	89%	79%
Mode	27	0.03	1%	6%	1%	91%	**95%**	80%
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	62	0.02	0%	0%	4%	95%	97%	**92%**

La participation massique atteint plus de ***90%*** suivant x dans le $\mathbf{26}^{eme}$ **mode**

La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant y au $\mathbf{27}^{\mathbf{eme}}$ **mode**

Le mode retenu = **62 mode**

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 62 : **T=3.48 s**

On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y car ce le sens de faible rigidité

$\sum Kx < \sum Ky$ (Plus souple que l'autre sens).

IV.5.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : RPA99v2003.4.3.6]

IV.5.2.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$***[4.3.4.a].***

Calcul de la force sismique totale : RPA99v2003 [Art 4.2.3]

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

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tab. IV.10. *Calcul de la force sismique totale.*

A : coefficient d'accélération de zone	*A = 0,25*	***[TAB.4.1 RPA99V2003]***
D:facteur d'amplification dynamique	$D_x = 2.5\eta = 2.006$ $D_y = 2.5\eta = 1.960$	***[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]***
η : facteur de correction d'amortissement :	*η = 0,882*	***[TAB.4.2 RPA99V2003].***
T : période fondamentale	*Tx= 0.461 Ty=0.616*	***[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]*** ***[Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]***
R:coefficient de comportement global	*R = 3.5*	***[Tab 4.3 RPA99v2003]***
Q : facteur de qualité	*Qx=1.1 Qy=1.1*	***[Tab.4.4 RPA99V2003] :***
Poids de la structure	*W=* 34711.49 *KN , β = 0.2*	***[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]*** ***[Tableau 4.5 RPA99v2003]***

.

Tableau IV.11 .*Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

	Charge statique(KN)	***Charge dynamique(KN)***	***Ed/V***	***Obs***
Suivant x	*5420.233*	*3525.213*	*0.650*	***Non Vérifiée***
Suivant y	*4566.398*	*3381.891*	*0.741*	***Non Vérifiée***

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = \mathbf{1.24}$

$\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = \mathbf{1.09}$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 4371.264KN \\ E_{dy} = 3686.261\ KN \end{cases}$

Vérification :

Tab. IV.12.*Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

	Charge statique(KN)	*Charge dynamique(KN)*	*Ed/V*	*Obs*
Suivant x	*5420.233*	*4371.264*	*0.806*	***Vérifiée***
Suivant y	*4566.398*	*3686.261*	*0.807*	***Vérifiée***

IV.6. Vérification de la stabilité au renversement ***[Art 4.4.1 RPA99v2003]*** :

IV.6.1. Le moment de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i . F_{iy}$

$M_{Ry} = h_i . F_{ix}$

Avec :

- ✓ Fix ,Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- ✓ h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base .

IV.6.1.1. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

[Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Tab. IV.13. *les forces sismiques et calcul du moment de renversement, stabilisant*

niv	W_i	$W_i.h_i$	Ed_x	Ed_y	F_x	F_y	M_{rx}	M_{ry}	X_G	Y_G	M_{sx}	M_{sy}
3.4	6534.1	22215.9	4371.3	3686.3	232.2	195.8	789.6	665.8	12.6	8.1	82473.2	53122.1
6.8	5175.6	35194.4	4371.3	3686.3	367.9	310.2	2501.6	2109.6	12.1	8.1	62878.9	41803.7
10.2	3469.3	35386.9	4371.3	3686.3	369.9	311.9	3773.0	3181.7	11.0	5.9	38269.9	20430.7
13.6	3469.3	47182.6	4371.3	3686.3	493.2	415.9	6707.5	5656.4	11.0	5.9	38269.9	20430.7
17.0	3434.1	58379.5	4371.3	3686.3	610.2	514.6	10374.1	8748.4	11.0	5.9	37871.1	20247.4
20.4	3399.7	69354.0	4371.3	3686.3	725.0	611.4	14789.2	12471.6	11.0	5.9	37488.5	20071.9
23.8	3389.5	80671.0	4371.3	3686.3	843.3	711.1	20069.5	16924.5	11.0	5.9	37403.5	19977.9
27.2	2566.1	69797.4	4371.3	3686.3	729.6	615.3	19845.0	16735.1	11.0	5.9	28198.7	15014.1
∑F	31437.8	418181.6				∑M_R	78849.4	66493.3		∑M_S	362853.8	211098.6

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$.

Tab. IV.14: *Vérification de stabilisation*

	M_{ry}	M_{ry}	M_{sx}	M_{sy}	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	Obs
∑M	78849.4	66493.3	362853.8	211098.6	4.6018559	3.1747362	Vérifiée

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

V.6.1.2. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Suivant X, Y :

Tab. IV.15.*Vérification des déplacements inter-étage* ***suivant X, Y.***

Niveau	δ_x	$R.\delta_x$	Δ_x	δ_y	$R.\delta_y$	Δ_y	0.01h	Obs
27.2	1.32	4.62	0.80	1.39	4.87	0.81	3.40	Vérifiée
23.8	1.09	3.82	0.81	1.16	4.06	0.84	3.40	Vérifiée
20.4	0.86	3.01	0.84	0.92	3.22	0.80	3.40	Vérifiée
17	0.62	2.17	0.77	0.69	2.42	0.81	3.40	Vérifiée
13.6	0.40	1.40	0.70	0.46	1.61	0.66	3.40	Vérifiée
10.2	0.20	0.70	0.49	0.27	0.95	0.53	3.40	Vérifiée
6.8	0.06	0.21	0.17	0.12	0.42	0.35	3.40	Vérifiée
3.4	0.01	0.04	0.04	0.02	0.07	0.07	3.40	Vérifiée

Commentaire :

Les déplacements (**inter étage**) sont inférieurs aux déformations admissibles.

IV.7. Vérification de cisaillement des éléments :

IV.7.1. Les poutres [Art A.5.1 CBA93] :

On doit vérifier :

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

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

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ ***Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable***.

Tab. IV.16: *Vérification de cisaillement des poutres.*

section	b(cm)	h(cm)	T(kN)	comb	Situ	Ɣb	position	T(mpa)	τadm(mpa)	Obs
Pp 30.40	30	45	126.87	ELU	durable	1.5	inter	0.995	3.33	vérifier
Ps 30.35	30	35	129.84	ACC	acc	1.15	inter	1.332	4.35	vérifier
P palier	30	30	28.94	ACC	acc	1.15	rive	0.351	3.26	vérifier
long30.30	30	30	12.44	ELU	durable	1.5	inter	0.151	3.33	vérifier
Ch30.30	30	30	41.17	ELU	durable	1.5	inter	0.499	3.33	vérifier

IV.7.2. Les poteaux *[Art 4.3.2 RPA99v2003] :*

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

IV.7.3. Les voile

$\tau = \frac{V}{b.d}$ ***Avec :*** V=1.4Vu calculé.

$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$.

On doit vérifier :

Tab. IV.17.*Vérification de cisaillement des voiles.*

Direction	*Voile*	*b*	*L*	$\lvert V_u \rvert$	*Comb*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	*1*	*20*	*375*	*953.20*	$G + Q + E_{dx}$	*1.412*	*5*	*Vérifiée*
	2	*20*	*470*	*1475.76*	$G + Q - E_{dx}$	*1.744*	*5*	*Vérifiée*
	3	*20*	*375*	*2741.81*	$0.8G - E_{dx}$	*4.062*	*5*	*Vérifiée*
	4	*20*	*360*	*610.28*	$G + Q + E_{dx}$	*0.942*	*5*	*Vérifiée*
	5	*20*	*370*	*747.74*	$G + Q - E_{dx}$	*1.123*	*5*	*Vérifiée*
Suivant Y	*A*	*20*	*440*	*1123.55*	$G + Q - E_{dy}$	*1.419*	*5*	*Vérifiée*
	B	*20*	*335*	*836.68*	$G + Q - E_{dy}$	*1.388*	*5*	*Vérifiée*
	C	*20*	*235*	*568.87*	$G + Q + E_{dy}$	*1.345*	*5*	*Vérifiée*
	D	*20*	*235*	*435.62*	$G + Q + E_{dy}$	*1.030*	*5*	*Vérifiée*
	E	*20*	*335*	*548.66*	$G + Q + E_{dy}$	*0.910*	*5*	*Vérifiée*
	F	*20*	*440*	*1524.76*	$G + Q - E_{dy}$	*1.925*	*5*	*Vérifiée*

IV.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base

[Art7.1.3.3RPA99v2003] :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux à la base ne vérifie pas d'aprèsnl'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Tab. IV.18.*Nouvelles section des poteaux.*

Niveau	Section	
	B (cm)	H(cm)
5eme étage	40	40
4eme étage	40	40
3eme étage	40	40
2eme étage	45	45
1er étage	45	45
RDC	45	45
S/Sol 1	50	50
S/Sol 2	50	50

Vérification :

Tab. IV.19.*Vérification de l'effort normal réduit à la base*

B(cm)	h (cm)	N (kN)	Bc(mm²)	Comb	fc28 (MPA)	γ (mpa)		Obs
50	50	1709.23	230400	G+Q+Edx	25	0.297	0.3	vérifiée

.

IV.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

[Art 5.9 RPA99v2003].

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Suivant X, Y:

Tab. IV.20. *Vérification l'effet* ***P-Δ suivant X,Y***

Niveau	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	h_i	*Obs*
27.2	*2566.1*	*0.80*	*729.26*	*0.0083*	*0.81*	*614.98*	*0.0094*	*340*	***Vérifiée***
23.8	*3389.54*	*0.81*	*842.88*	*0.0096*	*0.84*	*710.79*	*0.0118*	*340*	***Vérifiée***
20.4	*3399.70*	*0.84*	*724.63*	*0.0116*	*0.80*	*611.08*	*0.0131*	*340*	***Vérifiée***
17	*3434.09*	*0.77*	*609.97*	*0.0128*	*0.81*	*51438*	*0.0159*	*340*	***Vérifiée***
13.6	*3469.13*	*0.70*	*492.98*	*0.0145*	*0.66*	*415.73*	*0.0162*	*340*	***Vérifiée***
10.2	*3469.31*	*0.49*	*369.73*	*0.0135*	*0.53*	*311.79*	*0.0173*	*340*	***Vérifiée***
6.8	*5165.35*	*0.17*	*366.99*	*0.0070*	*0.35*	*309.48*	*0.0172*	*340*	***Vérifiée***
3.4	*6610.33*	*0.04*	*234.83*	*0.0033*	*0.07*	*198.03*	*0.0069*	*340*	***Vérifiée***

Conclusion :

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifier vis -à-vis De l'effet **P-Δ.**

Chapitre :

V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le ***C.B.A93*** et ***R.P.A.99 version 2003***.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du ***C.B.A 93 :***
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q
- les combinaisons données par les règles du ***R.P.A99 version 2003*** :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2Ferraillage 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.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Situation durable:

- ✓ Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- ✓ Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Situation accidentelle:

- ✓ Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- ✓ Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.2.2. Recommandation des règlements :

V.2.2.1. Recommandations du [R.P.A99v2003] :

- ***Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:***
- ***Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:***

V.2.2.2.Recommandations du [CBA93]:

- La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \qquad [\boldsymbol{A.7.1.2.1\ CBA93}]$$

➢ Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right] \qquad [\boldsymbol{A.6.4.2\ CBA93}]$$

➢ Calcule et vérification de l'espacement :

$$St = min[0.9d\,;\ 40cm] \qquad [\boldsymbol{A.5.1.2.2\ CBA93}]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa \qquad [\boldsymbol{A.5.1.2.2\ CBA93}]$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right. \qquad [\boldsymbol{A.5.1.2.3\ CBA93}]$$

Avec : K=1, α=90^0.

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC :

Tab. V.1.*Ferraillage longitudinal des poutres.*

Poutres	Niveau	position	Mu (KN.m)	comb	A' (cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Poutre principale (45x30)	Etages	Travée	98.89	ELU	0	7.2	3HA12+3HA14=8.01
		Appui	-105.85	ELU	0	7.7	3HA12+3HA14=8.01
	Commerce	Travée	99.94	ELU	0	7.3	3HA12+3HA14=8.01
		Appui	-126.09	ELU	0	9.4	3HA12+4HA14=9.55
Poutre Secondaire (35x30)	Etages	Travée	/	/	/	/	3HA12=3.39
		Appui	-89.89	ACC	0	6.5	3HA12+3HA12=6.79
	Commerce	Travée	/	/	/	/	3HA12=3.39
		Appui	-93.66	ACC	0	7.2	3HA12+3HA14=8.01
Poutre Chinage (30x30)	Etages	Travée	7.40	ELU	0	1.15	3HA12=3.39
		Appui	-18.36	ELU	0	2.19	3HA12=3.39
	Commerce	Travée	8.69	ELU	0	1.3	3HA12=3.39
		Appui	-18.88	ELU	0	2.23	3HA12=3.39

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS:

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28}$ **Pour :** $f_{c28} = 25\ MPA \rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPA.$

Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}$ y.

Dans notre cas, on considère que la fissuration est non préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres Etage et Terrasse.

Tab .V.2 . *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres.*

Poutres	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	comb	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	Obs
Poutre principale (45x30)	Etages	Travée	38.08	ELS	8.01	4.5	Vérifiée
		Appui	-53.77	ELS	8.01	6.4	Vérifiée
	Commerce	Travée	38.44	ELS	8.01	4.6	Vérifiée
		Appui	-60.91	ELS	9.55	6.9	Vérifiée
Poutre Secondaire (35x30)	Etages	Travée	20.43	ELS	4.52	4.6	Vérifiée
		Appui	-29.67	ELS	6.79	6.7	Vérifiée
	Commerce	Travée	28.21	ELS	5.65	5.9	Vérifiée
		Appui	-42.20	ELS	8.01	7.9	Vérifiée
Poutre Chinage (30x30)	Etages	Travée	5.25	ELS	3.39	1.1	Vérifiée
		Appui	-13.28	ELS	3.39	4.4	Vérifiée
	Commerce	Travée	6.37	ELS	3.39	1.3	Vérifiée
		Appui	-13.46	ELS	3.39	4.5	Vérifiée

V.2.5. vérification des poutres selon les conditions [RPA et CBA] :

Il faut vérifier que :

- ✓ $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$.
- ✓ $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$.
- ✓ $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$.

Tab. V.3. *Vérification des poutres selon les conditions* ***[CBA et RPA].***

Poutres	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Amin RPA (cm2)	Obs
Poutre principale (45x30)	Etages	Travée	8.01	1.35	4.5	Vérifiée
		Appui	8.01		6.4	Vérifiée
	Commerce	Travée	8.01		4.6	Vérifiée
		Appui	9.55		6.9	Vérifiée
Poutre Secondaire (35x30)	Etages	Travée	4.52	1.05	4.6	Vérifiée
		Appui	6.79		6.7	Vérifiée
	Commerce	Travée	5.65		5.9	Vérifiée
		Appui	8.01		7.9	Vérifiée
Poutre Chinage (30x30)	Etages	Travée	3.39	0.9	1.1	Vérifiée
		Appui	3.39		4.4	Vérifiée
	Commerce	Travée	3.39		1.3	Vérifiée
		Appui	3.39		4.5	Vérifiée

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

.

Tab. V.4. *Calcul de* $\bar{\tau}_u$.

Fissuration	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 3.3\ MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 4.34\ MPa$

Tab .V.5. *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.*

Poutres	Niveau	Vu (KN)	Comb	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Obs
Poutre principale (45x30)	Etages	101.97	ELU	0.79	3.3	Vérifiée
						Vérifiée
	Commerce	126.87	ELU	0.99	3.3	Vérifiée
						Vérifiée
Poutre Secondaire (35x30)	Etages	57.39	ACC	0.58	4.34	Vérifiée
						Vérifiée
	Commerce	84.98	ACC	0.87	4.34	Vérifiée
						Vérifiée
Poutre Chinage (30x30)	Etages	30.12	ELU	0.36	3.3	Vérifiée
						Vérifiée
	Commerce	38.27	ELU	0.46	3.3	Vérifiée
						Vérifiée

V.2.7. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

✓ Selon le RPA 99:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

✓ Selon le CBA 93:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{tj}.k\right)}{0.9 f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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

Tab. V.6. *Calcul des armatures transversales et leur espacement.*

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
PP (30x45)	0.99	38.25	1.14	9.60	22.5	2.025	10	15	**2.01=4HA8**
PS (30x35)	0.87	29.25	0.87	8.75	17.5	1.575	10	15	**2.01=4HA8**
Pch (30x30)	0.46	24.75	0.74	7.50	15	1.35	10	15	**2.01=4HA8**

V.2.8. Vérification de la flèche :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « ***l'annexe D*** » *du* ***CBA93.***

Tab. V.7. *Vérifications de la flèche.*

Section	M (KN.m)	L (cm)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F calculée (mm)	F admissible (mm)	Obs
PP (30×45)	38.44	470	8.01	3.39	1.8	9.4	**vérifiée**
PS (30x35)	28.21	440	8.01	8.75	2.6	8.8	**vérifiée**
Pch (30x30)	6.37	340	3.39	3.39	0.5	6.8	**vérifiée**

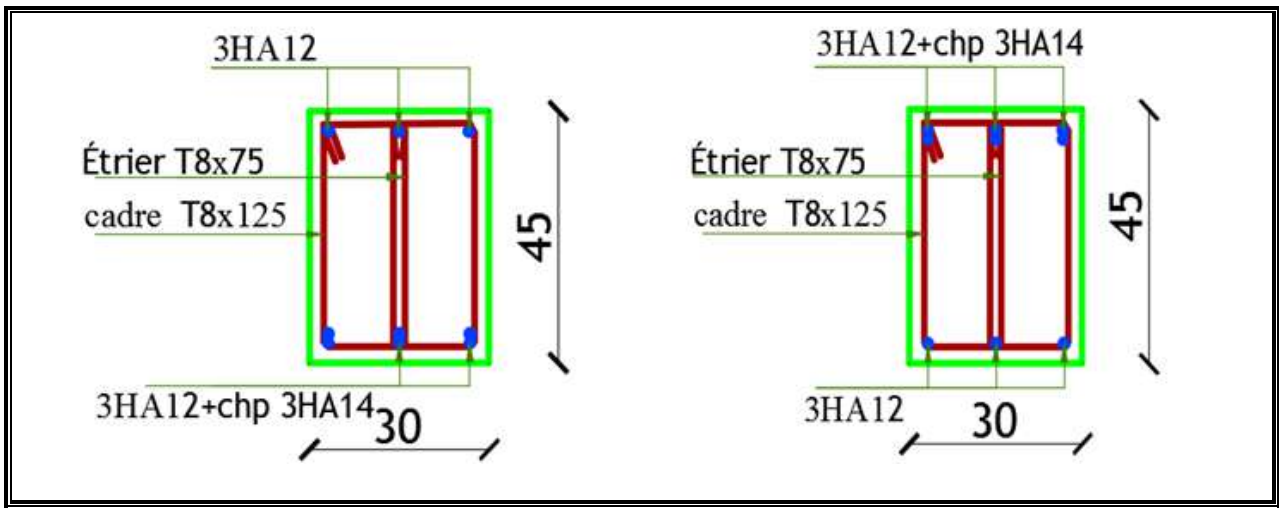


fig.V.1.*Ferraillage des poutres principale* ***(Etage) / (Travée. Appui).***

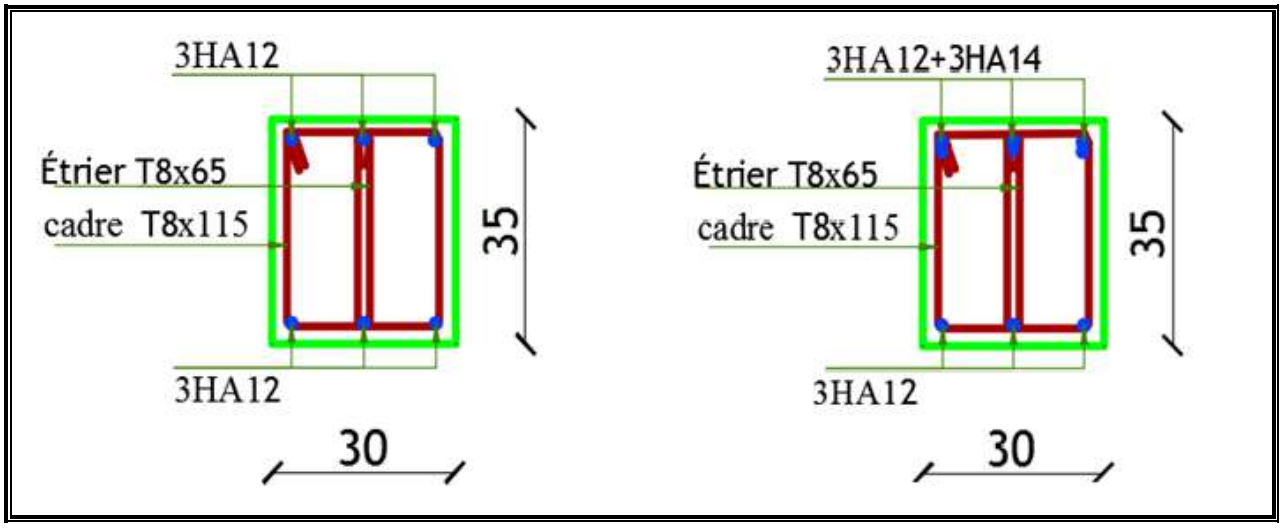


fig.V.2.*Ferraillage des poutres secondaire* ***(Etage) / (Travée. Appui).***

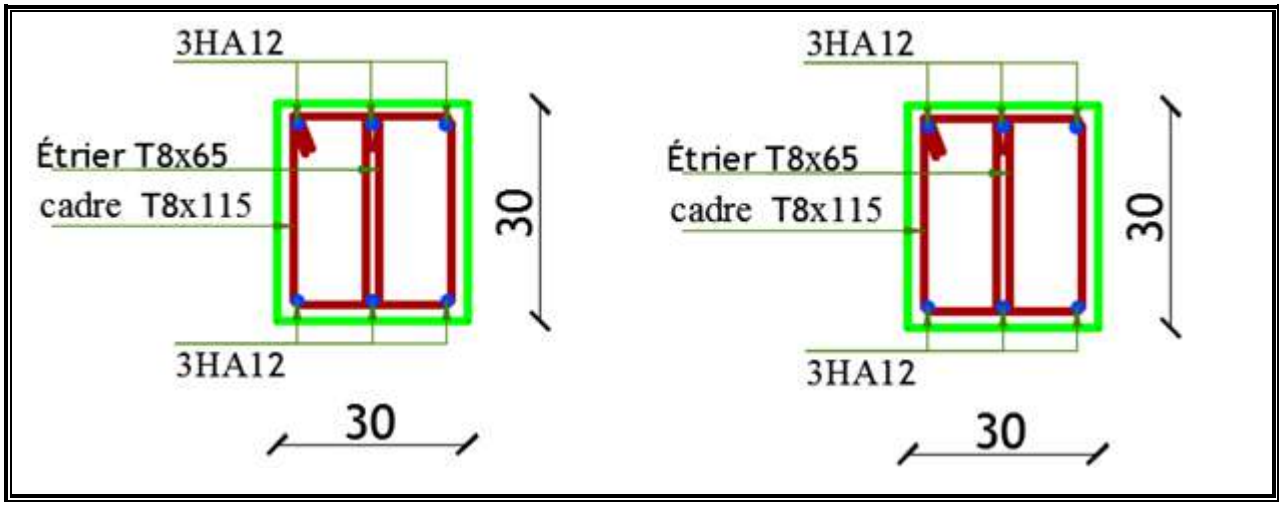


fig.V.3.*Ferraillage des poutres chainage* ***(Etage) / (Travée. Appui).***

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à ***25%*** pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les quatre (04) cas extrêmes suivant :

- N_{max} et $M_{x\ correspondant}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- N_{min} et $M_{x\ correspondent}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}$ et et $M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}$ et et $M_{x\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$

V.3.2. Détermination des armatures longitudinales :

Tab. V.8. *Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.*

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	$A_{Calculé}$		$A_{Calculé\ Total}$	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm^2)
					As_1	As_2			
s.sol (50 x 50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1820.5	4.844	1.845	2.5	1.5	8	22.5	12HA16 = 24.13
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1407.4	6.993	9.613					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1548.1	18.112	9.015					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1598.7	1.142	27.702					
s.sol (50 x 50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1507.0	8.011	7.032					
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	654.68	12.604	23.463					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1224.6	28.125	5.712					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	688.82	11.244	34.031					
RDC (45 x 45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1257.2	7.545	5.963	2.3	1.3	7.2	18.23	12HA14 = 18.47
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	422.68	16.206	5.819					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1022.0	26.126	1.231					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	957.49	8.699	12.881					
1er (45 x 45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1032.5	11.171	5.822					
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	339.82	17.522	7.151					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	604.6	23.063	0.515					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	734.42	5.942	9.971					
2éme (45 x 45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	819.49	11.323	7.271					
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	257.39	21.371	6.642					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	644.24	38.823	1.288					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	787.42	9.185	17.350					
3éme (40 x 40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	408.90	7.072	14.164	2	1.2	6.4	14.40	4HA14 + 8HA12 = 15.21
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	181.12	18.046	4.956					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	787.42	9.185	17.350					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	584.38	15.194	6.669					
4éme (40 x 40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	408.90	7.072	14.164					
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	106.56	17.931	4.593					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	301.72	23.645	0.970					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	408.90	5.063	10.405					
5éme (40 x 40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	201.19	9.097	7.695					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	139.25	41.688	0.113					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	89.005	4.068	9.554					
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	139.25	41.688	0.113					

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

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, selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- ✓ 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 $\sigma_s \leq [\sigma_s]=201.63MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tab. V.9. *vérification des armatures à ELS des poteaux*

Niveaux	N	M_x	M_y	A_{chiosi} (cm²)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Obs
(50x50)	1636.6	6.477	7.502	**24.13**	5.5	81.7	15	201.63	vérifiée
(45x45)	919.64	5.423	4.414	**18.47**	4.1	60.7	15	201.63	vérifiée
(40x40)	444.30	5.852	4.289	**15.21**	2.4	34.8	15	201.63	vérifiée

.

V.3.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le ***RPA2003 « Art 7.4.2.2 »*** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

Remarque :

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tab. V.10. *les armatures transversales et leurs espacements*

Etage	Section	Zone	St(cm)	A_{adop}
Sous-sols	50x50	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
RDC+1er+2éme	45x45	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
3éme+4éme+5éme	45x45	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

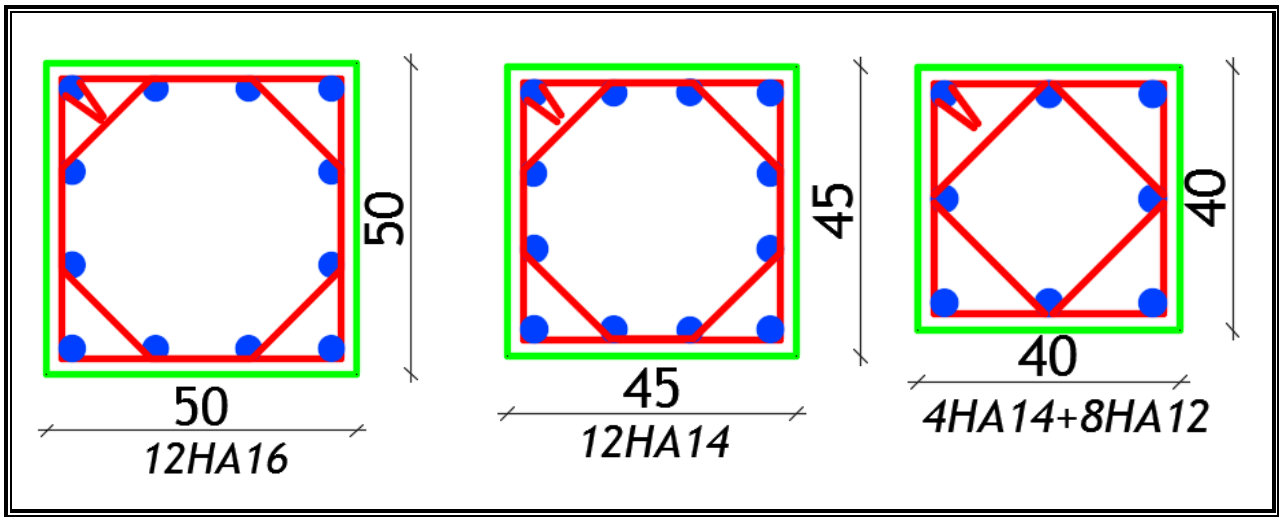


Fig. V.4.*ferraillage de Poteaux.*

.

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2.Les voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- ✓ Les aciers verticaux.
- ✓ Les aciers longitudinaux.
- ✓ Les aciers transversaux.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1.Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2.Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- ✓ Des aciers diagonaux Ad

V.4.4.Recommandations des règlements :

V.4.4.1.Recommandation du [RPA99v2003] :

✓ ***Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :***

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.

Av =0.15%B dans la section globale du voile.

Av =0.10%B dans la section courante.

✓ ***Armatures horizontales :***

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V.

✓ ***Calcule et vérification de l'espacement :***

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$Sh \leq \min [1.5a; 30cm]$

✓ ***Armatures transversales :***

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2.Recommandations du [CBA93] :

- ✓ ***Armatures verticales :***

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- ✓ ***Calcule et vérification de l'espacement :***

$$St = \min[0.9d\ ;\ 40cm] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots [\textbf{art A.5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ \text{Mpa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots [\textbf{art A.5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \ldots\ldots\ldots [\textbf{art A.5.1.2.3 CBA93}]$$

- ✓ ***Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :***

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

V.4.4.3.Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

La longueur de recouvrement doit être égale :

- ✓ 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser
- ✓ $\varphi v, \varphi h \leq \frac{1}{10}.a$
- ✓ a : largeur de voile

V.4.5. Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1 Armatures verticales :

Tab. V.11. *Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.*

	voile	S (cm2)	N	M	sit	As1 (cm2)	As2 (cm²)	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	Obs	St	A_{adop}
Sous-sols + RDC	V_6	20x390	2474.9	747.98	Acc	18.4	18.4	13.2	8.8	Vérifiée	15	2x (26HA10=20.42)
	V_7	20x285	1841.3	1480.8	Acc	14.2	14.2	10.05	6.7	Vérifiée	15	2x (19HA10=14.92)
	V_8	20x185	904.13	562.65	Acc	10.2	10.2	7.05	4.7	Vérifiée	15	2x (13HA10=10.21)
	V_9	20x185	904.13	562.65	Acc	10.2	10.2	7.05	4.7	Vérifiée	15	2x (13HA10=12.57)
	V_{10}	20x285	1482.2	1659.3	Acc	14.2	14.2	10.05	6.7	Vérifiée	15	2x (19HA10=14.92)
	V_{11}	20x390	2018.1	3731.9	Acc	18.4	18.4	13.2	8.8	Vérifiée	15	2x (26HA10=20.42)
1er-2ème étage	V_6	20x390	1947.2	462.92	Acc	18.4	18.4	13.2	8.8	Vérifiée	15	2x (26HA10=20.42)
	V_7	20x285	1223.9	1254.2	Acc	14.2	14.2	10.05	6.7	Vérifiée	15	2x (19HA10=14.92)
	V_8	20x185	786.56	433.37	Acc	10.2	10.2	7.05	4.7	Vérifiée	15	2x (13HA10=10.21)
	V_9	20x185	786.56	433.37	Acc	10.2	10.2	7.05	4.7	Vérifiée	15	2x (13HA10=12.57)
	V_{10}	20x285	1233.32	1174.1	Acc	14.2	14.2	10.05	6.7	Vérifiée	15	2x (19HA10=14.92)
	V_{11}	20x390	1681.1	2406.9	Acc	18.4	18.4	13.2	8.8	Vérifiée	15	2x (26HA10=20.42)
3ème- 5ème étage	V_6	20x390	1022.1	108.22	Acc	18.4	18.4	13.2	8.8	Vérifiée	15	2x (26HA10=20.42)
	V_7	20x285	2474.9	747.87	Acc	14.2	14.2	10.05	6.7	Vérifiée	15	2x (19HA10=14.92)
	V_8	20x185	520.48	215.22	Acc	10.2	10.2	7.05	4.7	Vérifiée	15	2x (13HA10=10.21)
	V_9	20x185	520.48	215.22	Acc	10.2	10.2	7.05	4.7	Vérifiée	15	2x (13HA10=12.57)
	V_{10}	20x285	719.27	586.35	Acc	14.2	14.2	10.05	6.7	Vérifiée	15	2x (19HA10=14.92)
	V_{11}	20x390	903.11	903.54	Acc	18.4	18.4	13.2	8.8	Vérifiée	15	2x (26HA10=20.42)

V.4.5.2Vérification des armatures à ELS :

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 Mser :

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

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable,

Donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tab. V.12. *Vérification des armatures des voiles* ***à ELS.***

voile	S (cm^2)	N (N)	M (KN.N)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Obs
V_6	20x390	1208.5	442.8	18.4	18.4	1.8	27.3	15	201.63	**Vérifiée**
V_7	20x285	987.30	128.99	14.2	14.2	1.6	24.5	15	201.63	**Vérifiée**
V_8	20x185	1029.9	49.60	10.2	10.2	2.2	/	15	/	**Vérifiée**
V_9	20x185	1041.9	35.42	10.2	10.2	2.2	/	15	/	**Vérifiée**
V_{10}	20x285	1232.2	86.34	14.2	14.2	1.9	28.1	15	201.63	**Vérifiée**
V_{11}	20x390	1032.1	427.37	18.4	18.4	1.6	24.2	15	201.63	**Vérifié**

V.4.5.3.Calcul des armateurs horizontaux.

Tab. V.13.*Calcul des armateurs horizontaux.*

	voile	e (cm)	h(m)	V_u (KN)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	Obs	S_t	A_{adop}
Sous-sols -1er-5ème étage	V_6	20	3.05	754.61	1.92	5	**Vérifiée**	15	**2x (21HA10=16.49)**
	V_7	20	3.05	532.16	1.35	5	**Vérifiée**	15	**2x (21HA10=16.49)**
	V_8	20	3.05	345.99	0.88	5	**Vérifiée**	15	**2x (21HA10=16.49)**
	V_9	20	3.05	290.20	0.74	5	**Vérifiée**	15	**2x (21HA10=16.49)**
	V_{10}	20	3.05	564.33	1.43	5	**Vérifiée**	15	**2x (21HA10=16.49)**
	V_{11}	20	3.05	934.26	2.38	5	**Vérifiée**	15	**2x (21HA10=16.49)**

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.Les trumeaux.

V.4.6.1.1.Armatures verticales.

Tab. V.14. *calcul des armatures verticales.*

	voile	S (cm^2)	N	M	sit	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t	A_{adop}
Sous-sols	V_1	(20x325)	1486.80	1008.2	Acc	15.8	15.8	15	2x (24HA10=18.85)
	V_2	(20x420)	1486.90	2300.3	Acc	19.6	19.6	15	2x (30HA10=23.56
	V_3	(20x325)	1627.6	259.7	Acc	15.8	15.8	15	2x (24HA10=18.85)
	V_4	(20x310)	1101.08	118.49	Acc	15.2	15.2	15	2x (24HA10=18.85)
	V_5	(20x320)	1465.9	49.05	Acc	15.6	15.6	15	2x (24HA10=18.85)
RDC	V_1	(20x235)	192.60	967.1	Acc	10.2	10.2	15	2x (14HA10=11.00)
	V_2	(20.330)	515.06	1019.7	Acc	14	14	15	2x (22HA10=17.28)
	V_3	(20x235)	873.77	116.97	Acc	10.2	10.2	15	2x (14HA10=11.00)
	V_4	(20x220)	150.87	746.01	Acc	9.6	9.6	15	2x (14HA10=11.00)
	V_5	(20.230)	157.9	753.09	Acc	10.1	10.1	15	2x (14HA10=11.00)
1er-2ème étage	V_1	(20x235)	163.25	715.94	Acc	10.2	10.2	15	2x (14HA10=11.00)
	V_2	(20.330)	451.35	641.12	Acc	14	14	15	2x (22HA10=17.28)
	V_3	(20x235)	131.91	780.50	Acc	10.2	10.2	15	2x (14HA10=11.00)
	V_4	(20x220)	125.33	558.34	Acc	9.6	9.6	15	2x (14HA10=11.00)
	V_5	(20.230)	131.20	564.97	Acc	10	10	15	2x (14HA10=11.00)
3ème- 5ème étage	V_1	(20x235)	309.38	94.54	Acc	10.2	10.2	15	2x (14HA10=11.00)
	V_2	(20.330)	364.34	248.40	Acc	14	14	15	2x (22HA10=17.28)
	V_3	(20x235)	348.6	91.777	Acc	10.2	10.2	15	2x (14HA10=11.00)
	V_4	(20x220)	74.77	72.98	Acc	9.6	9.6	15	2x (14HA10=11.00)
	V_5	(20.230)	81.15	79.55	Acc	10	10	15	2x (14HA10=11.00)

*V.4.6.1.2.Vérification des armatures à **ELS*** :

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 Mser :

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

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable,

Donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

***Tab. V.15**. Vérification des armatures des trumeaux.*

voile	*S (cm^2)*	*N (N)*	*M (KN.N)*	*A_{s1} (cm^2)*	*A_{s2} (cm^2)*	*σ_b Mpa*	*σ_s Mpa*	*$\overline{\sigma_b}$ Mpa*	*$\overline{\sigma_s}$ Mpa*	*Obs*
Sous-sols	(20x375)	780.88	98.55	15.8	15.8	1.2	17.3	15	201.63	Vérifiée
	(20x470)	639.64	260.73	19.6	19.6	0.9	14	15	201.63	Vérifiée
	(20x375)	1200.6	255.79	15.8	15.8	1.8	/	15	/	Vérifiée
	(20x360)	1456.4	55.81	15.2	15.2	2	/	15	/	Vérifiée
	(20x370)	1169.7	132.25	15.8	15.8	1.7	/	15	/	Vérifiée
RDC+1er-5ème étage	(20x235)	216.53	1.19	10.4	10.4	0.4	6.6	15	201.63	Vérifiée
	(20.330)	322.6	86.61	14.2	14.2	0.7	9.9	15	201.63	Vérifiée
	(20x235)	283.29	1.893	10.4	10.4	0.6	/	15	/	Vérifiée
	(20x220)	348.89	19.50	10	10	0.8	/	15	/	Vérifiée
	(20.230)	355.66	26.09	10.2	10.2	0.8	/	15	/	Vérifiée

V.4.6.1.3.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux:

Tab. V.16. *Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux*

	voile	e (cm)	h(m)	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs	S_t	A_{adop}
Sous-sols	V_1	20	295	442.26	1.16	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_2	20	295	107.70	0.28	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_3	20	295	625.86	1.65	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_4	20	295	591.73	1.56	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_5	20	295	579.54	1.52	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
RDC+1er-5ème étage	V_1	20	295	622.12	1.64	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_2	20	295	837.47	2.20	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_3	20	295	940.58	2.47	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_4	20	295	398.34	1.05	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)
	V_5	20	295	426.97	1.12	5	Vérifiée	15	2x (20HA10=15.71)

.

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages ***"linteaux".***

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.6.2.1. Recommandation du *[Art 7.7.2.] [RPA99v2003]:*

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \dfrac{V}{b.d}$ ***avec*** : $V = 1.4 \times Vu$ calculé

- ***Premiers cas ($\tau b \leq 0.06 fc28$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]***
- ***Deuxième cas ($\tau b > 0.06 fc28$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :***
  - ✓ ***Ferraillage minimal*** : selon **[Art 7.7.3.3 RPA99v2003] :**

V.4.6.2.2.Ferraillage des linteaux :

- ***Voile 1 : (V1) :***

Tab. V.17*. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V1)*

Niveau	Voile	e (cm)	H (cm)	L (cm)	V_u (KN)	M (kn.m)	σ_b	$\sigma_b \leq 0.06 f_{c28}$
R-1er	V_1	20	180	140	552.99	0.12	2.38	Traction/compression
1er-2	V_1	20	180	140	484.98	0.40	2.10	Traction/compression
2éme-3	V_1	20	180	140	371.17	0.42	1.6	Traction/compression
3éme-4	V_1	20	180	140	253.70	0.46	1.1	Flexion simple
4éme-5	V_1	20	180	140	127.20	0.26	0.55	Flexion simple
5éme	V_1	20	80	140	26.07	0.79	0.25	Flexion simple

Tab. V.18. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V1).*

Niv	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	A	At	AC	Sp	AD	AL	At	AC
R-1er	8.76	5.4	0.75	7.2	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
1er2	7.68	5.4	0.70	7.2	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
2ém3	5.88	5.40	0.75	7.2	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.17	2x (8HA10)=12.57
3ém4	/	0.01	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
4ém5	/	0.01	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.17	/
5éme	/	0.04	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.11	/

➢ *Voile 2 : (V2) :*

***Tab. V.19**. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V2).*

Niveau	Voile	e (cm)	H (cm)	L (cm)	V_u (KN)	M (kn.m)	σ_b	$\sigma_b \leq 0.06 f_{c28}$
R-1er	V_2	20	180	140	139.83	0.80	0.80	Flexion simple
1er-2	V_2	20	180	140	745.39	0.60	3.22	Traction/compression
2éme-3	V_2	20	180	140	723.77	1.12	3.13	Traction/compression
3éme-4	V_2	20	180	140	608.85	1.07	2.63	Traction/compression
4éme-5	V_2	20	180	140	328.09	0.89	1.42	Flexion simple
5éme	V_2	20	80	140	109.56	2.21	1.07	Flexion simple

***Tab. V.20.** Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V2).*

Niv	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	A	At	AC	Sp	AD	AL	At	AC
R-1er	/	0.02	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.7	/
1er 2	11.8	5.40	0.75	7.2	15	2x(4HA14)=12.3	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.7	2x (8HA10)=12.5
2ém3	11.4	5.40	0.75	7.2	15	2x(4HA14)=12.3	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.7	2x (8HA10)=12.5
3ém4	9.64	5.40	0.75	7.2	15	2x(4HA14)=12.3	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.7	2x (8HA10)=12.5
4ém5	/	0.02	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.7	/
5éme						/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.7	/

➢ *Voile 3 : (V3) :*

***Tab. V.21**. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V3)*

Niveau	Voile	e (cm)	H (cm)	L (cm)	V_u (KN)	M (kn.m)	σ_b	$\sigma_b \leq 0.06 f_{c28}$
R-1er	V_3	20	180	140	653.15	1.17	2.82	Traction/compression
1er-2	V_3	20	180	140	460.60	1.95	1.99	Traction/compression
2éme-3	V_3	20	180	140	373.36	1.91	1.61	Traction/compression
3éme-4	V_3	20	180	140	261.29	2.07	1.13	Flexion simple
4éme-5é	V_3	20	180	140	231.19	1.80	1.07	Flexion simple
5éme	V_3	20	80	140	31.33	2.46	0.27	Flexion simple

Tab. V.22. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V3).*

Niv	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	A	At	AC	Sp	AD	AL	At	AC
R-1er	10.3	5.4	0.75	7.2	15	2x (4HA14)=12.3	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
1er 2	7.29	5.40	075	7.20	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
2ém3	5.91	5.40	0.75	7.20	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x 8HA10)=12.57
3ém4	/	0.04	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
4ém5	/	0.04	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
5éme	/	0.1	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/

- **Voile 4 : (V4) :**

Tab. V.23. *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V4).*

Niveau	Voile	e (cm)	H (cm)	L (cm)	V_u (KN)	M (kn.m)	σ_b	$\sigma_b \leq 0.06 f_{c28}$
R-1er	V_4	20	180	140	388.42	0.13	1.68	Traction/compression
1er-2	V_4	20	180	140	353.89	0.39	1.53	Traction/compression
2éme-3	V_4	20	180	140	272.71	0.52	1.18	Flexion simple
3éme-4	V_4	20	180	140	193.90	0.64	0.84	Flexion simple
4éme-5é	V_4	20	180	140	114.03	0.27	0.49	Flexion simple
5éme	V_4	20	80	140	16.93	1.46	0.16	Flexion simple

Tab. V.24. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V4)*

Niveau	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	A	At	AC	Sp	AD	AL	At	AC
R-1er	6.15	5.40	0.75	7.2	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
1er 2	5.60	5.4	0.75	7.2	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
2éme-3	/	0.01	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
3éme-4	/	0.01	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
4éme-5	/	0.01	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
5éme	/	0.07	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/

➢ *Voile 5 : (V5) :*

***Tab. V.25**. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (**V5**).*

Niveau	Voile	e (cm)	H (cm)	L (cm)	V_u (KN)	M (kn.m)	σ_b	$\sigma_b \leq 0.06 f_{c28}$
R-1er	V_5	20	180	140	502.56	0.38	2.17	Traction/compression
1er-2	V_5	20	180	140	485.78	0.66	2.10	Traction/compression
2éme-3	V_5	20	180	140	402.78	0.52	1.74	Traction/compression
3éme-4	V_5	20	180	140	309.74	0.69	1.34	Flexion simple
4éme-5é	V_5	20	180	140	231.19	0.35	0.92	Flexion simple
5éme	V_5	20	80	140	66.00	0.56	0.64	Flexion simple

***Tab. V.26.** Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (**V5**).*

Niveau	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	A	At	AC	Sp	AD	AL	At	AC
R-1er	7.96	5.40	0.75	7.20	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
1er 2	7.96	5.40	0.75	7.20	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2x (10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
2éme-3	6.38	5.40	0.75	7.20	15	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA10)=6.28	2 x(10HA10)=15.71	2x (8HA10)=12.57
3éme-4	/	0.01	1.58	/		/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
4éme-5	/	0.01	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/
5éme	/	0.03	1.58	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x (10HA10)=15.71	/

V.4.7. calcul du mur de soutènement périphérique :

Le mur de soutènement périphérique est assimilé à une dalle sur deux appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : $e \geq 15$ ***cm***,

Dans notre cas on adoptera une épaisseur de ***20 cm.***

VI.4.7.1 Calcul de la poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2}\gamma_{remblai} * K_\gamma * h^2$$

Avec :

$K_\gamma = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\gamma_{remblai} = 19\ kN \quad , \quad \varphi = 23° \quad \Rightarrow \quad K_\gamma = 0.44$

$h = 3.4 \quad \Rightarrow \quad P_1 = \frac{1}{2}(19 * 0.44 * 3.4^2) = 48.32kN$

$h = 6.8 \quad \Rightarrow \quad P_2 = \frac{1}{2}(19 * 0.44 * 6.8^2) = 193.28\ kN$

$P_{répartie} = \frac{P_1 - P_2}{2} + P_1 = \frac{193.28 - 48.32}{2} + 48.32 = 120.80kN/ml$

Le calcul se fera par ***la méthode forfaitaire*** pour une bande de 1m.

$$P_u = 1.35 * P = 163.08\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 120.80\ kN$$

Le mur de soutènement périphérique le plus sollicité a comme largeur $\boldsymbol{l_y = 5\ m}$ et comme hauteur $\boldsymbol{l_x = 3.40\ m}$; Ceci revient à dimensionner une dalle sur 2 appuis.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.4}{5} = 0.68 \geq 0.4$; La dalle travailles dans les deux directions :

- ✓ Selon le petite portée x : $M_x = \mu_x$ * q *$l^2{}_x$.
- ✓ Selon le grand porté y : $M_y = \mu_y * M_x$.

μ_x *et* μ_y : Sont des coefficients données en fonction de α et de l'état limite considéré. On va considérer ***L'ELU on donc*** :

μ_x = 0.0710 ; μ_y =0.4034.

$M_{0x\,u} = \frac{P_u * l_x^2}{8} = 235.65\ kN.m.$

$M_x = \mu_x$ * q *$l^2{}_x$ = *133.84* $kN.m$

$M_y = \mu_y * M_x$ = 53.99 $kN.m$

$M_{t\,x} = M_x * 0.8 = 107.07kN.m$; $M_{ax} = M_x * 0.5 = 66.92\ kN.m.$

$M_{t\,y} = M_y * 0.8 = 43.19kN.m$; $M_{ay} = M_x * 0.5 = 26.99\ kN.m$

Tab. V.27. *La section d'armatures du voile périphérique.*

	Suivant X				***Suivant Y***			
	$\boldsymbol{M}$ $(\boldsymbol{kN.m})$	$\boldsymbol{A_{cal}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{A_{ch}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{S_t}$ $(\boldsymbol{cm})$	$\boldsymbol{M}$ $(\boldsymbol{kN.m})$	$\boldsymbol{A_{cal}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{A_{ch}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{S_t}$ $(\boldsymbol{cm})$
Armatures en travées	107.07	20.04	***10HA16=20.11***	10	43.19	7.49	***7HA12=7.92***	15
Armatures aux appuis	66.92	11.24	***10HA12=11.31***	10	26.99	4.58	***7HA12=7.92***	15

VI.4.7.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{0x\,ser} = \frac{P_{ser} * l_x^2}{8} = 174.55\ kN.m$$

$M_x = \mu_x * q * l^2{}_x = 99.14\ kN.m$

$M_y = \mu_y * M_x = 39.99\ kN.m$

$M_{t\,x} = M_x * 0.8 = 79.312 kN.m;\ M_{ax} = M_x * 0.5 = 49.57\ kN.m.$

$M_{t\,y} = M_y * 0.8 = 27.19 kN.m;\ M_{ay} = M_x * 0.5 = 16.99\ kN.m$

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tab. V.28. *Vérification des contraintes* ***à l'ELS***.

	Contraintes en travées				Contraintes aux appuis				
M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
72.22	20.11	7.3	246.9	Non Vérifiée	45.14	11.31	7.9	49.7	Vérifiée

Vu que la contrainte dans l'acier en travée n'est pas vérifiée, on va augmenter l'épaisseur du voile périphérique vers ***a=25cm*** et on refait la vérification des contraintes.

Tab. V.29. *Vérification des contraintes* ***à l'ELS***.

	Contraintes en travées				Contraintes aux appuis				
M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
72.22	20.11	7.3	186.4	Non Vérifiée	45.14	11.31	7.9	49.7	Vérifiée

VI.5.8 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_{a\,w} - M_{a\,e}}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_{a\,w} - M_{a\,e}}{l}$$

$$T_e = -\frac{163.08 * 3.4}{2} + \frac{60.93 - 60.93}{l} = 190.32\ kN$$

$$\tau_{max} = \frac{187.5 * 10^3}{(1000 * 220)} = 1.088\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ ***Vérifiée***

Chapitre :

VI

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

VI. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations:

- ✓ Fondation superficielle :
  - ➢ Semelle isolée.
  - ➢ Semelle filante.
  - ➢ Radier général.
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.2 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.
- ✓ L'exigence économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de ***2.0 bar*** pour une profondeur d'ancrage de ***0.8m*** par rapport au niveau de sous-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 assure la stabilité de la structure.

VI.4 Choix de la fondation :

VI.4.1 Semelle isolé :

VI.4.1.1 Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS).

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

*.**Tab.VI.1 :** Dimensionnement des semelles isolées **à l'ELS.***

Semelle	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (MPa)	A (m)	B (m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	H (Cm)	H_{adop} (Cm)
S-i-1	1344.26	0.2	2.3	2.4	2.9	2.9	63	65
S-i-2	1208.27	0.2	2.4	2.4	2.6	2.6		
S-i-3	1193.37	0.2	2.4	2.4	2.6	2.6		
S-i-4	1322.89	0.2	2.3	2.4	2.9	2.9		
S-i-5	1145.44	0.2	2.4	2.4	2.6	2.6		

VI.4.1.2 : Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{Amorce\ pt}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tab.VI.2 :** Vérification des contraintes sous la semelle isolées **à l'ELS.

N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	$P_{Amorce\ pt}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
1344.26	136.66	162.79	6.56	0.19	0.20	Vérifiée

VI.4.1.3 : Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevauchement et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

***Tab. VI.3** : Vérification du chevauchement.*

A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
2.9	2.6	4.125	3.35	Non Vérifiée

Remarque **:** On doit passer aux semelles filantes parce qu'on a eu un chevauchement entre les semelles isolées.

VI-4-2 Semelle Filante:

VI-4-2-1-1 Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS) :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} ; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

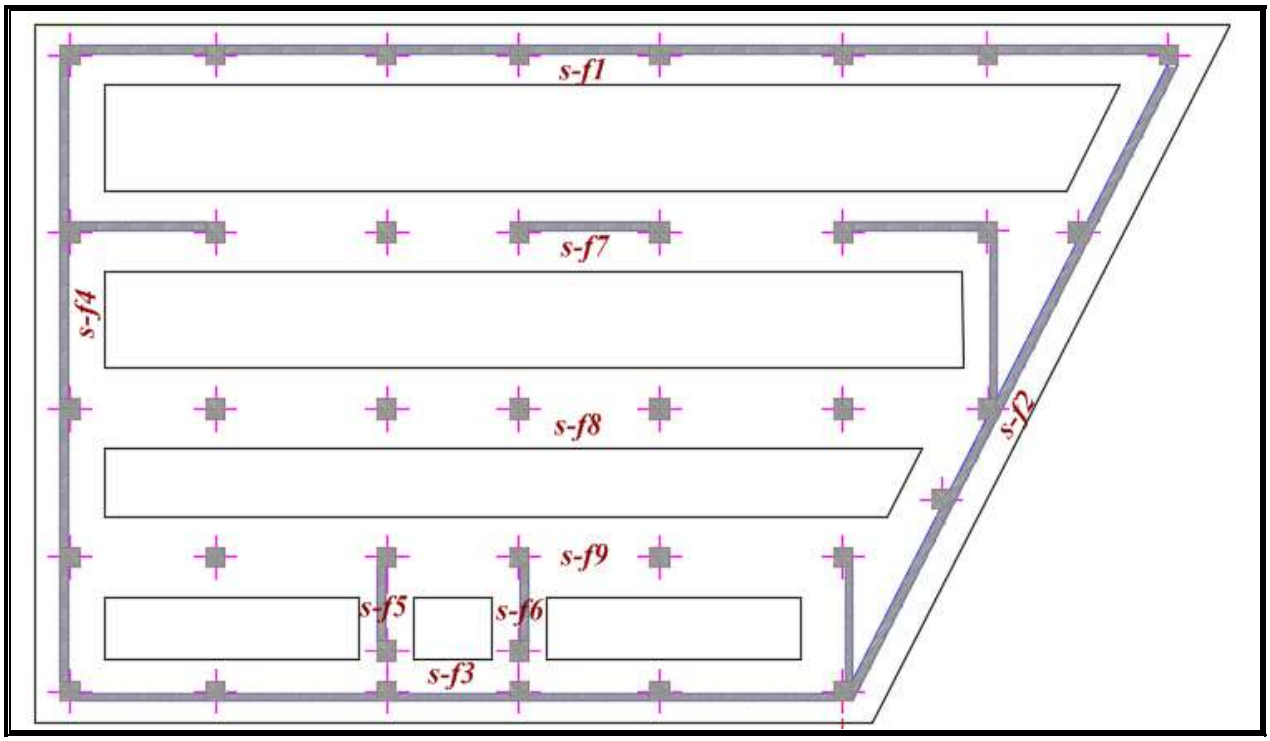


Fig.VI.1 *Disposition des semelles filante.*

Tab. VI.4. *Dimensionnement des semelles filantes :*

Semelle	Nser(KN)	σ_{sol} (MPA)	B(m)	B_{adop} (m)	L (m)	H(Cm)	H_{adop}(Cm)
S-f1	2673.41	0.2	0.45	1	29.65	15.5	40
S-f2	3399.35		0.97	1	19.35	15.5	
S-f3	4391.41		1.03	1.2	21.3	20.5	
S-f4	3598.85		1.04	1.2	17.3	20.5	
S-f5	1628.12		1.67	1.8	4.85	35.5	
S-f6	1521.38		1.56	1.8	4.85	35.5	
S-f7	8688.50		1.58	1.8	27.35	35.3	
S-f8	6417.65		1.27	1.5	25.2	25.5	
S-f9	3194.95		0.75	1.5	21.15	15.5	

VI.4.2.1.2 Vérification de poinçonnement de la Semelle filante: [CBA91Art A.5.2.4.2]

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 . h . Uc . f_{c28} / \gamma_b$

$U_C = [(a + b) + 2h].2$

$F_{ELU} = 1844.19$ KN $> F_{Limite} = 1080.00$ KN.

=> *Risque de poinçonnement du fût sur la semelle (redimensionnement de la semelle)*

On adopte **h=70cm**.

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 . h . Uc . f_{c28} / \gamma_b$

$U_C = [(a + b) + 2h].2$

$F_{ELU} = 1844.19$ KN $< F_{Limite} = 1890.00$ KN.

=> *Pas de poinçonnement du fût sur la semelle.*

VI.4.2.1.3 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

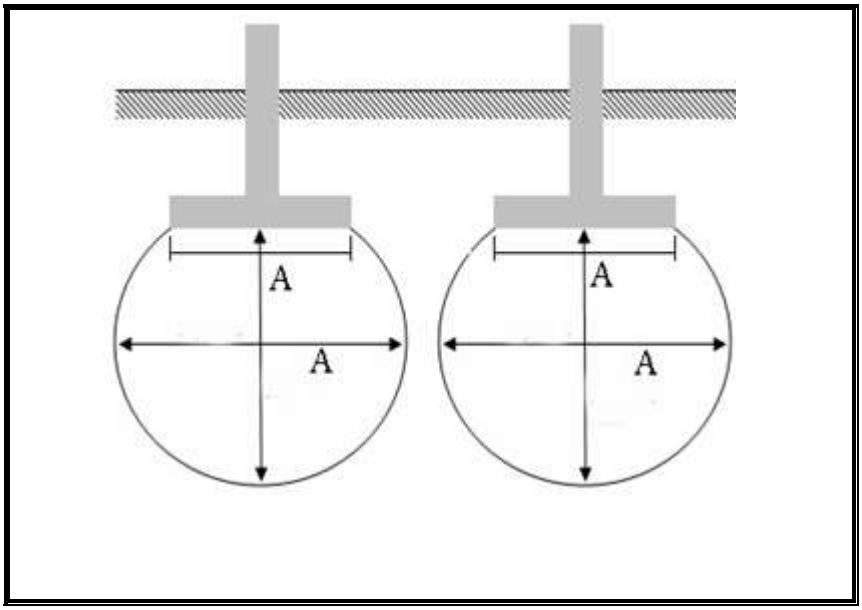


Fig.VI.2. *Les bulbes de pression sous la semelle.*

Tab.VI.5 : *Vérification du chevauchement*

Direction	*A (m)*	*A' (m)*	$\frac{(A + A')}{2}$	*L (m)*	$L > \frac{(A + A')}{2}$
Suivant X	1.8	1.8	1.8	3.35	***vérifiée***
Suivant Y	1.5	1.5	1.5	3.40	***vérifiée***

VI.4.2.2.1 Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \; ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} \; ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Tab.VI.6 : *Dimensionnement poutre de la poutre de libage :*

Elément	B(m)	L_{max}(m)	$hp_{calculé}$ (cm)	$hp_{adopté}$ (cm)
Poutre de libage	0.50	4.70	67.20	70

VI.4.2.2.2 Vérification de poinçonnement de la poutre de libage: [CBA91 Art A.5.2.4.2]

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 \, . h \, . Uc \, . f_{c28} \, / \gamma_b$

$U_C = [(a + b) + 2h].2$

$F_{ELU} = 1844.19 \text{ KN} < F_{Limite} = 2520.00 \text{ KN}.$

=>Pas de poinçonnement de la Poutre de Libage.

Donc :

- ✓ La section de la poutre de libage : **50x70 cm**

VI.4.2.2.3Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tab.VI.7: *Dimensionnement poutre de la poutre de libage.*

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$(KN)	$P_{remblais}$(KN)	$P_{.libag}$(KN)	S_f (m^2)	σ(Mpa)	σ_{sol}(Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S-f1	29.65	2673.41	296.5	165.07	111.18	29.65	0.109	0.2	Vérifiée
S-f2	19.35	3399.35	193.5	122.66	72.56	19.35	0.194		Vérifiée
S-f3	21.3	4391.41	255.6	118.10	79.87	25.56	0.189		Vérifiée
S-f4	17.3	3598.85	207.6	95.68	64.087	20.76	0.191		Vérifiée
S-f5	4.85	1618.12	87.3	23.63	18.18	8.73	0.181		Vérifiée
S-f6	4.85	1521.38	87.3	23.63	18.18	8.73	0.184		Vérifiée
S-f7	27.35	8688.50	492.3	175.78	102.56	49.23	0.182		Vérifiée
S-f8	25.2	6387.65	352.8	178.22	94.5	37.8	0.183		Vérifiée
S-f9	21.15	3194.95	211.5	149.34	79.31	21.15	0.173		Vérifiée

VI.5 Ferraillage:

On a deux cas des semelles filantes :

- ✓ Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.
- ✓ Semelle filante (continue) sous un voile.

VI.5.1.1Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

- ✓ La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.
- ✓ Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale.
- ✓ La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).
- ✓ Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

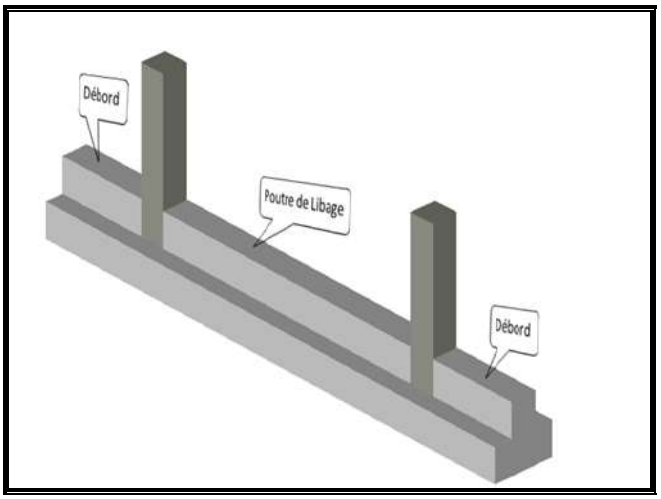


Fig.VI.3. *Schémas d'une semelle filante sous poteaux.*

VI.5.1.2. Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.1 RPA99V2003]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right)$$

Tab.VI.8 : *Vérification de la stabilité au renversement.*

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{4}$
S-f8	1844.19	4.88	0.26	25	Vérifiée
S-f9	1478.06	3.90	0.26	25	Vérifiée

VI.5.1.3 Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

Tab.VI.9 : *Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.*

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{18}$
S-f8	1844.19	4.88	0.26	25	Diagramme trapézoïdale	8.33	Vérifiée
S-f9	1478.06	3.90	0.26	25		8.33	Vérifiée

Donc :

- ✓ Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles.

VI.5.1.4. Ferraillage des semelles :

VI.5.1.4.1 Armatures principales:

Tab.VI.10: *Ferraillage des armatures principales*

Semelle	N_u(KN/ml)	d_b(cm)	A (m)	B(m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$A_{choisie}/ml(cm^2)$	St (cm)
S-f8	1844.19	25	3.90	1.5	26.63	26HA12=29.41	7HA12=7.92	15
S-f9	1478.06	25	4.15	1.5	21.34	28HA12=31.67	7HA12=7.92	15

VI.5.1.4.2.Armature de repartions :

❖ ***Semelle S-f8 ; S-f9***

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{7.92}{4} \times 1.50 = 2.97 \text{ cm}^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = 10HA12 = 11.31cm^2$$

VI .5.2.1.Semelle filante (continue) sous un voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

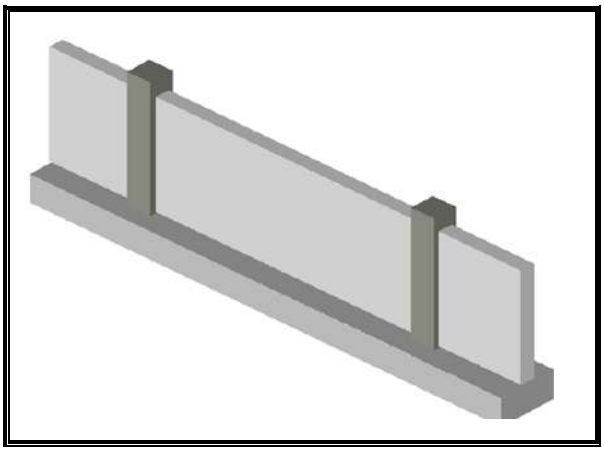


Fig.VI.4. *Schémas d'une semelle filante mur et poteaux*

VI.5.2.2. Vérification de la stabilité au renversement : *[Art 10.1.1 RPA99V2003]*

Tab.VI.11 *: Vérification de la stabilité au renversement.*

Semelle	*Nu/ml (KN/ml)*	*Mu/ml (KN.m)*	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(m)$	$\frac{B}{4}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{4}$
S-f1	*484.875*	*19.23*	*0.0396*	*0.25*	***Vérifiée***
S-f2	*2501.91*	*60.91*	*0.0243*	*0.25*	***Vérifiée***
S-f3	*1701.07*	*67.53*	*0.0396*	*0.3*	***Vérifiée***
S-f4	*1481.50*	*75.90*	*0.0512*	*0.3*	***Vérifiée***
S-f5	*1636.90*	*74.22*	*0.0543*	*0.45*	***Vérifiée***
S-f6	*1490.04*	*72.57*	*0.0487*	*0.45*	***Vérifiée***
S-f7	*1596.10*	*72.57*	*0.0454*	*0.45*	***Vérifiée***

VI.5.2.3.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile:

Tab.VI.12 : *Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile.*

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{18}$
S-f1	484.875	19.23	3.96	16.66	Diagramme trapézoïdale	5.55	Vérifiée
S-f2	2501.91	60.91	2.43	16.66		5.55	Vérifiée
S-f3	1701.07	67.53	3.96	20		6.66	Vérifiée
S-f4	1481.50	75.90	5.12	20		6.66	Vérifiée
S-f5	1636.90	74.22	4.53	30		10	Vérifiée
S-f6	1490.04	72.57	4.87	30		10	Vérifiée
S-f7	1596.10	72.57	4.54	30		10	Vérifiée

Donc :

- ✓ Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles.

VI.5.2.4 Ferraillage des semelles :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1 m de largeur par la méthode de bielles à l'ELU

VI.5.2.4.1. Armatures principales:

Tab.VI.13 : *Armature principale des semelles filantes*

Semelle	N_u (KN/ml)	Mu (KN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$A_{calculie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-f1	484.875	19.23	3.96	1	1.94	7HA12=7.92
S-f2	2501.91	60.85	2.43	1	9.64	9HA12=10.18
S-f3	1701.07	67.53	3.96	1.2	9.40	9HA12=10.18
S-f4	1481.50	75.90	5.12	1.2	8.40	8HA12=9.05
S-f5	1636.90	74.22	4.53	1.8	16.44	10HA14=16.93
S-f6	1490.04	72.57	4.87	1.8	15.05	10HA14=15.39
S-f7	1596.10	72.57	4.54	1.8	15.03	10HA14=15.39

VI.5.2.4.2. Armature de repartions :

❖ ***Semelle S-f 1***

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{7.92}{4} \times 1.00 = 1.98\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = \mathbf{7HA12} = 7.92 cm^2$$

❖ ***Semelles S-f2 ; S-f3 ; S-f4***

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{10.18}{4} \times 1.20 = 3.05 cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = \mathbf{8HA12} = 9.05 cm^2$$

❖ ***Semelles S-f5 ; S-f6 ; S-f7***

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{16.96}{4} \times 1.80 = 7.63\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = \mathbf{12HA12} = 13.57 m^2.$$

VI.5.3.Ferraillage de la Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$F_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

$$F_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

VI.5.3.1. Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage :

Tab.VI.14: *valeurs de (F) pour la poutre de libage* ***(ELS et ELU)***

Semelle	*ELU*	*ELS*	*P semelle (KN)*	*P remblai (KN)*	$P_{Plibage}$ *(KN)*	*L (m)*	*Fu (KN/m)*	*F ser (KN/m*
	$\sum N$ *(KN)*	$\sum N$ *(KN)*						
S-f8	8816.55	6417.65	*352.8*	*178.22*	*94.5*	25.2	389.35	279.88
S-f9	4546.64	3194.95	*211.5*	*149.34*	*79.31*	21.1	363.33	265.32

VI.5.3.2 .Valeurs de (M et T) pour la poutre de libage (ELS et ELU).

Tab.VI.15: *Valeurs de* ***(M et T)*** *pour la poutre de libage* ***(ELS et ELU).***

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
S-f8	-638.20	431.91	768.53	-471.80	309.22
S-f9	-589.22	349.11	625.67	-407.41	254.71

Remarque :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

VI.5.3.3 Ferraillage s de la poutre de libage à l'ELU :

VI.5.3.3.1. Armatures longitudinales :

Tab.VI.16: *l'armature longitudinale de la poutre de libage* ***à L'ELU.***

Semelle		Mu (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A'_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-f8	Travée	431.91	20	0	5HA16+5HA16=20.11
	Appui	-638.20	30.9	0	5HA20+5HA20=31.42
S-f9	Travée	349.11	15.9	0	5HA16+5HA16=20.11
	Appui	-589.22	28.2	0	5HA20+5HA20=31.42

VI.5.3.3.2. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le ***CBA93*** exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. A_p=3 x 1.2 = ***3.6cm²,***

Donc :

On adopte ***4HA12=4.52cm².***

VI.5.3.3.3 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 :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tab.VI.17 : *l'armature transversale de la poutre de libage*

				CBA93		RPA99v2003			S_t adopté		
Elément	T (KN)	τ_u (Map)	$\overline{\tau u}$ (Map)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S_{zn} (cm)	S_{zc} (cm)	A_t (cm²)	S_{zn} (cm)	S_{zc} (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm²)
S-f8	768.53	2.27	2.5	10	2.16	10	15	2.47	10	15	4HA10=3.14
S-f9	625.67	1.85			1.56						

VI.5.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :
- ✓ [σb]= 15Mpa ; [σs]= 201.6Mpa.

Tab.VI.18 **:** *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.*

Semelle	Position	Mser (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ'_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$,σ'_s (Mpa)
S-f8	Travée	309.22	20.1	15.7	7.2	201.6	91.5	15	201.63
	Appui	-471.80	10.1	31.4	10.3	201.6	136.4	15	201.63
S-f9	Travée	254.71	20.1	15.7	9.6	201.6	119.2	15	201.63
	Appui	-407.41	10.1	31.4	8.9	201.6	117.8	15	201.63

VI.6 : Ferraillage des longrines [Art 10.1.1 RPA99v2003] :

- ➢ Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.
- ➢ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
  - ✓ Site S2 : 30 cm x 30 cm
  - ✓ Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie* : *30x30 cm²

α=***12(zone III, S2)***

VI.6.1. Armatures longitudinales à l'ELU :

- ✓ $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KN

Avec :

- ✓ A =12
- ✓ $A = \left(\frac{F}{\sigma s}\right)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcule du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivant :

Tab.VI.19 : *Ferraillage longitudinal des longrines.*

Section (cm²)	***N_u (KN)***	***F (KN)***	***$A_{calculée}$ (cm²)***	***$A_{choisie}$ (cm²)***	***A_{Min} CBA (cm²)***	***A_{Min} RPA (cm²)***	***Vérification***
30x30	*1844.19*	*153.68*	*4.41*	***6HA12=6.79***	*1.20*	*5.4*	***vérifiée***

VI.6.2 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 :

Tab.VI.20 *: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.*

		CBA93		***RPA99v2003***			***S_t adopté***		
B(cm)²	***τ_u (Map)***	***S_t (cm)***	***A_t (cm²)***	***S_{zn} (cm)***	***S_{zc} (cm)***	***A_t (cm²)***	***S_{zn} (cm)***	***S_{zc} (cm)***	***$A_{t\ choisi}$ (cm²)***
30x30	*22.35*	*10*	*0.30*	*10*	*15*	*1.35*	*10*	*15*	***4HA8=2.01***

VI-6-1-1 Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable.

Donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\,;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = \textbf{\textit{201.6 MPa}}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tab.VI.21 : *Vérification de contrainte des longrines* ***à l'ELS***

$B\ (cm^2)$	$N_{ser}\ (KN)$	$F(KN)$	$A_{adoptée}\ (cm^2)$	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	*1344.25*	*112.02*	***6HA12=6.79***	*164.97*	*201.63*	***Vérifiée***

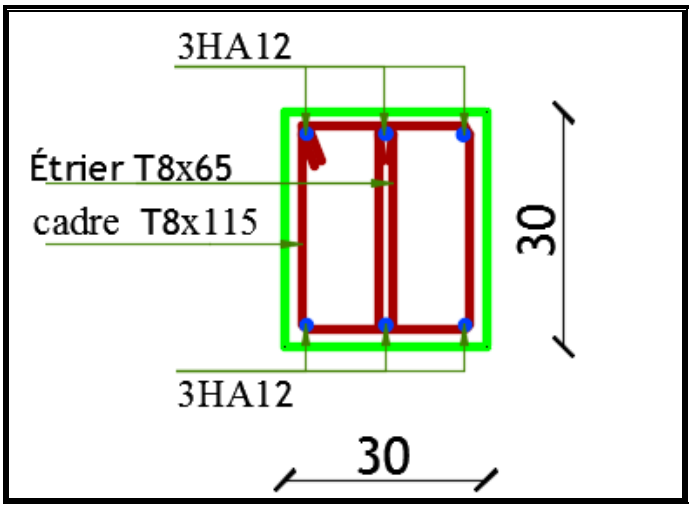


Fig. ***VI.5.*** *Ferraillage des longrines.*

Chapitre :

VII

Métrie

VII. Devis quantitatif et estimatif de projet :

Avant tout début de réalisation d'un projet on procède à l'étude de l'estimation du projet (Etude du cout de l'ouvrage)

Tab. VII. 1.*Devis quantitatif et estimatif de projet*

Section	*Volume (m^3)*	*Prix Unitaire/ DA*	*Prix Total / DA*
Longrine (30x30)	*19.466*	*30000.00*	*583980.00*
Chainage (30x30)	*5.046*	*30000.00*	*151380.00*
Poutre secondaire (30x35)	*64.607*	*30000.00*	*1938210.00*
Poutre principale (30x45)	*91.613*	*30000.00*	*2748390.00*
Poutre palier (30x30)	*1.861*	*30000.00*	*55830.00*
Poutre libage (50x70)	*19.12*	*30000.00*	*57382500*
Poteau (50x50)	*64.600*	*30000.00*	*1938000.00*
Poteau (45x45)	*59.160*	*30000.00*	*1774800.00*
Poteau (40x40)	*47.328*	*30000.00*	*1419840.00*
Dalle pleine(17)	*62.058*	*28000.00*	*1737624.00*
Dalle flottante	*29.48*	*28000.00*	*82544000*
Escalier(20)	*16.993*	*28000.00*	*475804.00*
Plancher (20)	*69.482*	*24000.00*	*1667568.00*
Voile (25)	*71.218*	*34000.00*	*2421412.00*
Semelle filante (40)	*56.24*	*30000.00*	*168720000*
Voile(20)	*189.859*	*34000.00*	*6456430.00*
Somme	*868.131*		*292015768.00*

Remarque :

Ces prix ont été adoptés après consultation et avis du maitre d'ouvrage, et bureau d'études.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

*Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir:**la sécurité, l'économie, l'exploitationet l'esthétique.***