République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Dr. YAHIA Farés de MEDEA
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil



Mémoire de Fin d'études
Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : construction et matériaux

Thème

Etude et calcul d'une structure à usage d'habitation

En (RDC +8 étages) contreventés par voile

Etudier par :

-***Melle*** *BOUTOUMI MAROUA*

-***Melle*** *BENKHATTAR IBTISSAM*

Dirigé par :

-Mr. KHELLADI MOHAMED

Promotion: 2016

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال سكني تتكون من ثمانية طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي.

تقع هذه البناية في ولاية المدية وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية**(IIb).**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكلة مختلطة عارضات وأعمدة +جدران خراسانية مسلحة، قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمولة بها في الجزائر. **(RPA 99 version 2003.CBA 93)**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج:

(SAP2000 V 17.)

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant un bloc,En**RDC** + 8 étage qui sera implanté à Médéa, classé selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIb**).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de Contreventement mixte par voile et des portiques

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis Conformément aux règlements algériens **(CBA 93 et RPA99 version 2003).**

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel(SAP2000 V 17.)

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations

Summary

This project consists of studying a building with lively use, containing one block in **first floor + 8floor,**which will be established in Media, classified according to (**RPA99 version 2003**), like a zone of averageSeismicity**(zone II.b).**

The resistance 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 the reinforcement of all the resistantelements were established in accordance with the Algerian payments.**(CBA 93 and RPA 99 version2003).**

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software(SAP2000 V 17.)

Finally, we have studied the infrastructure and calculated the foundations.

Remerciement

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

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur. ***Mr. KHELLADI MOHAMED*** *pour son aide et ses orientations précieuses.*

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

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

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

A TOUS UN GRAND MERCI

Maroua &Ibtissam

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :
A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, ma vie " ma mère ".

A mes frères Hamdan ; Younes ; Nabil ; Adel ; Hamza

A mes soeurs Dalila ; souad ; et toute la famille & spécialement Aymen &Hadil

A les gens qui ont absent de la vie mon chère père et mon frères Taher

A Mon fiancé Hamza.

A mes chers amies Nour el Houda, Ahlam et Amel ; Hassiba ; Nadia ; Nassima .Fatima et à tous mes amies
A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spécialement à l' architecteur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Melle Houria

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à ma chère amie et mon binôme Ibtissam.



MAROUA

Dédicace

Je dédié ce travail à : Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les momentsLes plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mesCôtés et ma soutenu durant toute ma vie,

Et mon père qui aSacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

A mes frères: hamza, Farouk

A messoeurs : fatma, faiza, habiba, ratiba, Fatiha toute ma famille (BENKHATTAR et LARDJOM) sans exception.

A tous mes amis : Ahlem, houda, amel, Hassiba, Nadia, Nassima…

A tous mes collègues de l'université de MEDEA.

Une grande merci a tous qui contribué de prés ou loin pour l'élaborationce Projet surtout : Mlle, houria

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à ma chère amie et mon binôme Maroua.



Ibtissam

Sommaire

Remerciements ……

Résumé ……

Sommaire ……

Liste des tableaux ……

Liste des figures ……

Notations ……

Introduction générale ……

Chapitre I : Description de l'ouvrage

I. Introduction ……...1

I.1.présentation de l'ouvrage ……..1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……1

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment ……1

I.2.2.Système de contreventement. ……1

I.2.3. Planchers……1

I.2.4. Maçonnerie……2

I.2.5. Revêtements……...2

I.2.6. L'acrotère……...2

I.2.7. Les escaliers……2

I.2.8. Infrastructure……2

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux……2

I.3.1. Béton ……3

I.3.1.1. Résistance du béton ……...3

I.3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression…….3

I.3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction ……..……...3

I.3.1.2. Module d'élasticité…….....3

I.3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale……...3

I. 3.1.2.b) Module d'élasticité transversale …….....3

I.3.1.3. Contraintes limites .....….....4

I. 3.1.3.a) Contrainte de cisaillement …….....4

I. 3.1.3.b) contrainte-déformation…….……4

I.3.2.Les aciers .....…….5

I. 3.2 1. Types d'acier.....….....5

I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……..5

I.3.2.3. Contraintes limites……... ……...5

I.3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations .....….....5

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges ……11

II.1. Introduction…….……11

II.2. Les planchers……11

II.2.1. Plancher à corps creux ……..……...11

II.2.2. Les dalles pleines……..……12

II.3. Evaluation des charges et surcharges …….....13

II.3.1. Maçonnerie……..……..……...13

II.3.1.a) Murs intérieurs (simple cloison)…….....13

II.3.1.b) Murs extérieurs (double cloison)…… ……13

II.3.2.plancher terrasse ……..*14*

II.3.2.a. Charges permanentes……*14*

II.3.2.b. Charges d'exploitations ……..*15*

II.3.3. Plancher courant ……*15*

II.3.3.a. Charges permanentes……..*15*

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation ……*16*

II.3.4. Dalle pleine ……*16*

II.3.4.a. Charges permanentes …..……16

II.3.4.b. Charges d'exploitations……..……16

II.4. Pré dimensionnement des poutres……..16

II.5. Pré dimensionnement des poteaux…….17

II .5.1.Étapes de Pré dimensionnement …….18

II .5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf ……19

II .5.3. Calcul de l'effort Nu…….19

II .5.4. La surface reprise par le poteau plus sollicité……. ……20

II. 5.5. Descente des charges…….. ……20

II. 5.5.a. Charges d'exploitation ……20

II .5.5. b. Charges permanentes et Nu …….22

II.6. Pré dimensionnement des voiles……..23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE…….25

III.1.1. Charges et surcharges …….25

III.1.2. Calcul des efforts…….25

III.1.3. Calcul du ferraillage…….....26

III.1.4.Vérification à l'E.L.S……27

III.1.5.Vérification de l'effort tranchant……..29

III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme …….....29

III.2.Plancher corps creux ……..…..…..30

III.2.1.Les poutrelles ……...30

III.3. les escaliers …….....40

III.3.1. Introduction……40

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier …….....40

III.3.3. Pré-dimensionnement ……41

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges ……..…….....42

III.3.4.a. Charges permanents…….....42

III.3.4.b. Surcharge d'exploitation……...43

III.4. Détermination des sollicitations ……...…….....43

III.5. Détermination des efforts……...……....44

III.6. Ferraillage des escaliers ……..……...45

III.6.1. Condition de non fragilité ……..….....45

III.6.2. Les armatures de répartition ……..……46

III.6.3. Vérification de l'espacement ……..46

III.6.4.Vérification de l'effort tranchant ……..……...46

III.6.5.Vérification à l'E.L.S ……...……46

III.6.6. Vérification de la flèche……...……47

III.7. Calcul de la poutre palière…….....47

III.7.1. Pré dimensionnement…….....47

III.7.2. Charges revenants à la poutre…….……48

III.7.3. Calcul des efforts……48

III.7.4. Ferraillage de la poutre palière……..49

III.7.5. Vérifications……..…….....49

III.4. Les dalles pleines ……51

III.4.1. Introduction……..51

III.4.2. Exposé de la méthode de ligne de rupture ……..……..52

III.4.2. 1.Théorie…….....52

III.4.2.2.Hypothèses de calcul …….....52

III.4.2.3.Principe de calcul ……52

III.4.3. Calcul des actions…….....53

III.4.4. Calcul du 1^{ere} type de rupture de la dalle (Type 1)……...53

III.4.5. Calcul du 2^{eme} type de rupture de la dalle (type 2) ……55

III.4.6.Calcul du ferraillage…….56

III.4.6.1. Vérification à l'ELS…….57

III.3.6.2. Condition d'espacement…….....58

III.4.6.3. Vérification au cisaillement …….....58

III.3.6.4. Vérifications préliminaires de la flèche……..59

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction ……....……61

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique…….....62

IV.3.Caractéristiques géométriques et massique de la structure …….....62

IV.3.1.Centre de masse ……...……62

IV.3.2. Centre de torsion ……..……63

IV.4.proposition les différentes dispositions des voiles ……..……66

IV.4.1.Excentricité ……..…….71

IV.4.1.A. Excentricité statique…… …….71

IV.4.2.B. Excentricité accidentelle ……..…….71

IV.4.3.C. Effets de la torsion accidentelle ……...…….72

IV.5.Choix de la méthode de calcul…….....……73

IV.5.1.Introduction ……..…….73

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale ……...……..73

IV.5.2.1. Principe ……..73

IV.5.2.2.Modélisation ……...73

IV.5.3.3.Le spectre de réponse de calcul …….…..……73

IV.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ……...…….77

IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……...…….78

IV.6.2.vérification de participation massique ……..…….79

IV.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..…….....79

IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement……...……80

IV.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur…….. ……..81

IV.6.4.2.Moment de renversement…….84

IV.6.4.3.Moment stabilisant ……..84

IV.6.4.Vérification des déplacements ……..…….85

IV.6.4.a. Vérification des déplacements inter étage …….85

IV.6.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……...……86

IV.6.6.Vérification de cisaillement des éléments…….…….87

IV.6.7.Vérification des sollicitations normales ……. ……..88

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction …….....91

V.2.Ferraillage des poutres …….....91

V.2.1. Recommandation du RPA99……...……91

V.2.1.a. Armatures longitudinales…….……..…….....91

V.2.1.b. Armatures transversales ……..……92

V.2.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service……93

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA…….94

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants…….……..95

V.2.5. Calcul des armatures transversales …….97

V.2.6. Vérification de la flèche …….97

V.3. Ferraillage des poteaux ……..……100

V.3.1 Introduction……..……100

V.3.2 Ferraillage longitudinale ……..……100

V.3.2.1 Définition……100

V.3.2.2.Calcul des armatures longitudinales……102

V.3.2. 3Vérification des contraintes à l'ELS……..104

V.3.2.3.1Recommandations des règlements……104

V.3.3.Détermination des armatures transversales……..……..107

V.3.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 …….....107

V.3.3.b. Contrainte tangente admissible τ_u…….....107

V.3 3.c. Vérifications des contraintes tangentielles……...…....108

V.3.3. d. Calcul des armatures transversales…… ……108

V.4. Ferraillage des voiles…… …….112

V.4.1.INTRODUCTION ……112

V.4.2. Les voiles pleins.....112

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures ……113

V.4.3.1. Les trumeaux ……..113

V.4.3.2. Les linteaux ……113

V.4.4. METHODE DE CALCUL……..113

V.4.4.1. Recommandations des régalements……113

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux ……114

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins ……115

V.4.5.1.Armatures verticales……115

V.4.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS……117

V.4.5.3 Armatures horizontales……118

V.4.6.Les Voiles avec ouverture……..119

V.4.6.1.les trumeaux ……119

V.4.6.2. les linteaux ……121

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1- Introduction ……..126

VI -2-Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) ……126

VI-3-Caractéristiques physiques et mécaniques du sol ……..……..……...126

VI-4- Choix du type de fondation……127

VI-5- Calcul des fondations……..……127

VI.5.1. Calcul des semelles isolées……128

VI.5.2. Dimensionnement initiale des semelles isolées ……..…….129

VI.5.3.Vérification du chevauchement entre les semelles……..…….130

VI-5-4-Calcul des semelles isolées sous poteau……..133

VI.6-.Calcul des Semelles filantes……136

VI.6.1. Semelles filantes sous voile …….137

VI.6.2. Semelles filantes sous poteau ……..**.....**140

VI.7. Poutre de libage ……..144

VI.7.1.Dimensionnement …….144

VI.7.2.Calcul des moments ……..**.....**145

VI.7.3.Calcul du ferraillage …….146

VI.8.Armatures de peau ……147

VI.9.Calcul des longrines …….148

VI.9.1. Pré dimensionnement……148

VI.9.2. Sollicitations…….148

VI.9.3.Recommandation des règlements……..149

VI.9.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime…….**.....**149

Listes des tableaux

Tableau I -1 : dimensions du bâtiment.....1

Tableau I -2 : dimensions des acrotères.....2

Tableau I.3.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……5

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs……...13

Tableau II.2.Charge permanente des murs extérieurs……13

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse……..14

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant……..15

Tableau II.5. Charge permanente due aux balcons…….16

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres…….17

Tableau II.7. Calcul de N_u……..19

Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations……...21

Tableau II.9.Détermination des charges permanentes…….22

Tableau II.10. Vérifications du ($1.1Nu \leq N$)……22

Tableau. III.1.Les données……..26

Tableau .III.2.les charges de la poutrelle avant coulage……..31

Tableau.III.3.Calcul des moments……...32

Tableau .III.4.Détermination le nombre des étaiements……..32

Tableau.III.5 méthode CAQUOT……33

Tableau.III.6.Actions de calcul des poutrelles après coulage……...34

Tableau.III.7.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U...34

Tableau.III.8.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S……..35

Tableau.III.9.Moment à l'E.L.U poutrelle à 4 travées efforts fléchissant et tranchants.....35

Tableau.III.10.Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S…….35

Tableau.III.11.Récapitulations des efforts internes……..36

Tableau.III.12.Calcul des armatures…….37

Tableau.III.13.Vérification des armatures……37

Tableau.III.14.Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…….38

Tableau.III.15.vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….39

Tableau III.16.Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles…….39

Tableau.III.17.la charge G du palier de repos de l'escalier……..42

Tableau.III.18.la charge G de la paillasse de l'escalier……43

Tableau.III.19 .Combinaison des charges de l'escalier……43

Tableau.III.20.Calcul des moments……..44

Tableau.III.21.Calcul des moments…….45

Tableau.III.22.les données……45

Tableau.III.23.Calcul des sections d'acier de l'escalier……45

Tableau.III.24. Les armatures de répartition……46

Tableau III.25.Vérification de l'espacement des armatures……46

Tableau.III.26.Vérification de la résistance du béton à la compression……..47

Tableau.III.27.Vérification de la flèche de l'escalier……..47

Tableau.III.28.Schématisation de la poutre palière.....48

Tableau.III.29.Les efforts agissants sur une poutre palière……..49

Tableau.III.30.les données……..49

Tableau.III.31.Ferraillage de la poutre palière…….49

Tableau.III.32. Vérification à l'ELS de la poutre palière……49

Tableau.III.33.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003……..50

Tableau III.34.: Détermination des chargements de la dalle triangulaire et rectangulaire.....53

Tableau III.35.Les données pour les deux types de dalle pliene.....56

Tableau III.36.Calcul des sections de la dalle pleine type.....57

Tableau III.37.Calcul des sections de la dalle pleine type 2 (rectangulaire).....57

Tableau III.38.Vérification à l'E.L.S type 1 (triangulaire).....57

Tableau III.39.Vérification à l'E.L.S type 2 (rectangulaire).....58

Tableau III.40.Vérification au cisaillement type 1(triangulaire).....58

Tableau III.41.Vérification au cisaillement type.....59

Tableau III.42.Vérification de flèche de la dalle (triangulaire).....59

Tableau III.43.Vérification de flèche de la dalle (rectangulaire) 59

Tableau IV.1 Calcul de centre de masse.....63

Tableau IV.2.Calcul du centre de torsion.....65

Tableau IV.3.Le comportement des trois premiers modes.....67

Tableau IV.4.Le comportement des trois premiers modes.....68

Tableau IV.5.Le comportement des trois premiers modes.....69

Tableau IV.6.Le comportement des trois premiers modes.....70

Tableau IV.7.Calcul de l'excentricité statique.....71

Tableau IV.8.Calcul d'excentricité accidentelle.....72

Tableau IV.9.Calcul de l'excentricité totale.....72

Tableau IV.10.Vérification du coefficient comportement R suivant X.....74

Tableau IV.11.Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage.....75

Tableau IV.12.Vérification du coefficient comportement R suivant Y.....75

Tableau IV.13.Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage.....76

Tableau IV.14.détermination du facteur de qualité Q.....77

Tableau IV.15.Le comportement des trois premiers modes.....78

Tableau IV.16.Coefficient de participation massique.....79

Tableau IV.17.Calcul de la force sismique.....80

Tableau IV18.Vérification de la résultante des forces sismiques.....80

Tableau IV.19.Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux directions X, Y.....82

Tableau IV.20. Calcul du moment de renversement.....84

Tableau IV.21.calcul du moment stabilisant…….84

Tableau IV.22. Vérification de stabilisation…….85

Tableau IV.23.Vérification des déplacements inter-étage sens X……85

Tableau IV.24.Vérification des déplacements inter-étage sens Y……86

Tableau IV.25.Vérification l'effet P-Δ sens X……..87

Tableau IV.26.Vérification l'effet P-Δ sens Y……..87

Tableau IV.27.Vérification de cisaillement des éléments…….88

Tableau IV.28.Vérification de cisaillement des poteaux sens X.Y……...88

Tableau. IV.29. vérification des sollicitations normales……...89

Tableau. IV.30.Dimensions finales des poteaux……..89

Tableau. IV.31. Dimensions finales des……..90

Tableau V.1. Les données de calcul…….91

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales……..92

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires ……93

Tableau V.4 .Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..94

Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……..94

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA……..95

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……95

Tableau V.8.Calcul de$\overline{\tau_u}$……...96

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……...96

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……....96

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……...97

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres…….98

Tableau V.13. Les données de calcul……..100

Tableau V.14.ferraillages longitudinaux des poteaux…….103

Tableau V.15. Vérification des armatures à ELS des poteaux……106

Tableau V.16. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..108

Tableau V.17. Les armatures transversales et leurs espacements……...110

Tableau V.18. Vérification de la quantité d'armatures transversales……110

Tableau V.19.les donnés de calcul…….115

Tableau V.20.Ferraillage verticale de voile 1……....116

Tableau V.21.Ferraillage verticale de voile 2……...116

Tableau **V**.22. Ferraillage verticale finale des voiles…….117

Tableau V.23.Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS……...117

Tableau V.24. Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS……..118

Tableau V.25. Calcul les armatures horizontales et leurs espacements……118

Tableau V.26. Calcul les armatures horizontales et leurs espacements……119

Tableau V.27.Ferraillage verticale les trumeaux du voile 1…….119

Tableau **V** .28. Ferraillage verticale finale des trumeaux…….120

Tableau V.29. Vérifications des ferraillages des trumeaux à l'ELS…….120

Tableau V.30. Calcul les armatures horizontales des trumeaux et leurs espacements……..121

Tableau V.31. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……...124

Tableau V.32. Calcul les armatures longitudinal du voile 1…….124

Tableau VI.1. Dimensionnement initiale des semelles isolées…….130

Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……131

Tableau VI.3. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……132

Tableau VI.4.Vérification de la capacité portante pour la semelle " S_1"……135

Tableau VI.5 Ferraillage de la semelle isolée…….136

Tableau VI.6.Détermination de dimension des semelles suivant X……138

Tableau VI.7.Détermination de dimension des semelles suivant X……138

Tableau VI.8. Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile……138

Tableau VI.9. Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile…….138

Tableau VI.10.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS……..139

Tableau VI.11.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU……...139

Tableau VI.12.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS……...139

Tableau VI.13.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU……140

Tableau VI.14.Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement……140

Tableau VI.15.Dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS.....140

Tableau VI.16.Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux…..142

Tableau VI.17.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes sous poteaux…..142

Tableau VI.18.Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS……..143

Tableau VI.19.Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELU……..143

Tableau VI.20.Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux……...144

Tableau VI.21 : Dimensionnement de la poutre de libage……..145

Tableau VI.22 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..145

Tableau VI.23 : Détermination des moments de la poutre de libage……...146

Tableau VI.24.Calcul des sections d'acier de la poutre de libage……..146

Tableau VI.25.Vérification des contraintes à l'E.L.S……146

Tableau VI.26 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELS……147

Tableau VI.27 **:** Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…..148

Tableau IV.28 : les données……149

Tableau .VI.29 : Ferraillage longitudinal des longrines……150

Tableau .VI.30: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines ……150

Tableau .VI.31:calcul des armatures transversal et leurs espacements dans les longrines……151

Liste des figures

Figure I -1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....4

Figure I.2.Diagramme contraintes –déformations……5

FigureII**-1:**Coupe du plancher à corps creux**……11**

Figure II-2: Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).....13

Figure II.3. Composants d'un plancher terrasse……14

Figure II.4. Composants d'un plancher courant……15

Figure II.5. Dimensionnement de la poutre……..16

Figure II.6. Surface reprise par le poteau le plus sollicité…….20

Figure II.7. Voile ……..23

Figure. III.1 .L'acrotère……25

Figure. III.2 .Section à l'ELU……...27

Figure. III.3.ferraillage de l'acrotère……31

Figure. III.4. Dimension de la poutrelle avant coulage…….31

Figure.III.5.poutrelle avant coulage……..31

Figure.III.6.poutrelles à 2 travées…….33

Figure.III.7.Poutrelle à 4 travées……..33

Figure.III.8.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages……36

Figure.III.9.Ferraillage des poutrelles……40

Figure .III.10. Représentation d'un escalier……..41

Figure.III.11.Dimensions de l'escalier……..41

Figure.III.12.Diagramme des efforts internes à l'ELU…….44

Figure.III.13.Diagrammes des efforts internes à L'ELS……..44

Figure III.14:Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés et Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 4cotés.....51

Figure.III.15. La rupture de la dalle.....53

Figure.III.16. La rupture de la dalle.....53

Fig. III-17: Ferraillage de la dalle pleine (triangulaire, rectangulaire).....60

Figures IV.1.*Vue en 3D de la structure*.....*61*

Figure IV.2 .position du centre de masse et de torsion (niveau RDC).....66

Figure IV.3 .position du centre de masse et de torsion (étage courant).....66

Figures IV.4.1^{er} Disposition des voiles en plan.....67

Figures IV.5.1^{er} Disposition des voiles en 3D.....67

Figures IV.6.2^{eme} Disposition des voiles en plan.....68

Figures IV.7.2^{eme} Disposition des voiles en 3D.....68

Figures IV.8.3^{eme} Disposition des voiles en plan.....69

Figures IV.9.3^{eme} Disposition des voiles en 3D.....69

Figures IV.10.4^{eme} Disposition des voiles en plan.....70

Figures IV.11.4^{eme} Disposition des voiles en 3D.....70

Figure IV.12.Le comportement des trois premiers modes.....78

Figure IV.13.Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....81

Figure IV.14.Distribution des forces sismiques.....88

Figure IV.15.Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y.....89

Figure V.1. Ferraillages des poutres principales de rives.....98

Figure V.2. Ferraillages des poutres principales intermédiaires.....98

Figure V.3. Ferraillages des poutres secondaires de rives.....99

Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires.....100

Figure V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux.....105

Figure V.6. Disposition des armatures pour les poteaux.....111

Figure V.7. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire du RDC et1^{er} et 2eme étage.....111

Figure V.8. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de3^{eme} et4^{eme} et 5^{eme} étage de3^{eme} et4^{eme} et 5^{eme} étage…… ……111

Figure V.9. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de6^{eme} et 7^{eme} et 8^{eme} ……112

Fig.V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles…….115

Figure V.11.effort tranchant et moment dans le linteau…….122

Figure.12. Armatures du linteau selon le RPA 99…….123

Figure.13.Ferraillage du voile 1 suivant x…….125

Figure.14.Ferraillage du voile avec ouverture …….125

Figure.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……128

Figure VI.2 : Semelle isolée sous poteau……129

Figure.VI.3 : La proposition initiale de semelles isolées……....129

Figure VI .4.Bulbes de pression dans différents types de semelles……130

Figure VI.5. Disposition finale des semelles isolées……..133

Figure VI.6. Schéma équivalent de Semelle isolée sous Poteau……133

Figure.VI.7.Schéma équivalent d'une semelle isolée…….134

Figure VI.8.Schéma d'une semelle filante sous poteaux……137

Figure VI.9. Schéma d'une semelle filante sous voile……137

Figure VI.10. La proposition finale des semelles filantes……..141

Figure IV.11 .les armatures de peau …… …….147

Figure VI.12. Ferraillage des longrines ……151

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

T:températute.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c1, c2, c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement des armatures de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l’élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

Introduction générale

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

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse de bloc situé à «**BENI SLIMANE**» Wilaya de Médéa, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 8 étages

Classée selon les règles parasismiques algériennes(RPA 99/version 2003) à sismicité moyenne (**II_b).**

L'étude sera menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.

Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.

Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure des deux blocs moyennant le logiciel de calcul des structures « sap. 2000 V 17 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistance (portique et voiles), ce dernier fera l'objectif du cinquième chapitre.

On procède au sixième chapitre à l'évaluation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure; le choix de type de fondations le plus convenable et le ferraillage (fondations, et longrines).

A la fin; on terminera notre travail par une conclusion générale.

I. Introduction :

I.1.présentation de l'ouvrage :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (RDC+8 étage) en béton armé contreventé par des voiles, à usage d'habitation

Ce projet implanté à «**BENI SLIMANE**» wilaya De Médéa, cette région est classée par le RPA 99 version 2003à sismicité moyenne (**II_b).**

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de Calcule

Des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment:

Tableau I -1 : dimensions du bâtiment

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
• Longueur totale du bâtiment : Lx=27.92*m* • Largeur totale du bâtiment : Ly=27.92*m*	Hauteur totale du bâtiment=28.48*m* Hauteur de l'étage courant: h =3.06 *m* Hauteur de RDC:…… hr=3.40*m*

I.2.2. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 20m, donc selon le RPA99 Version 2003**[Art III.4.b**] il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.3. Planchers:

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de

Résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure,

Notamment les poutres et les poteaux

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

I.2.4. Maçonnerie:

On a deux types :

1- Murs extérieurs : sont composés de :

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

2- Murs intérieurs : ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.2.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé.

Tableau I -2 : dimensions des acrotères

	L'acrotère	
La terrasse	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)
	60	10

✓ Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.7. Les escaliers:

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux volet.

I.2.8. Infrastructure:

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

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

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

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment **CPJ-CEMII42, 5** de 350Kg/m3 ce donne une résistance à la compression à 28 jours égale à fc28=25MPa. Donc une résistance à la traction ft28=2.1MPa

I.3.1.1. Résistance du béton : [2]

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise ,notée fc28.

I.3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression: ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄

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

- $f_{cJ} = \frac{J}{4.76+0.83J} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa
- $f_{cJ} = \frac{J}{1.4+0.95J} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ MPa

I.3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction :►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

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

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

I.3.1.2. Module d'élasticité: [2]

I.3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

E_{ij} = 11000 (MPa)Ei28=32164, 195MPa***CBA 93 Art [A.2.1.2.1]***

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

E_{vj} = 3700 (MPa)Ev28= 10721, 40MPa. ***CBA 93 Art [A.2.1.2.2]***

I. 3.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

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

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

Et en simplifiant $G = 0{,}41.10^7\ MPa$

I.3.1.3. Contraintes limites :

I. 3.1.3.a) Contrainte de cisaillement :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0.1 fc28, 3 MPa). Pour : fc28 = 25 MPa : τu = 2.5 MPa

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0.13 fc28, 4 MPa). Pour : fc28 = 25 MPa : τu = 3.25 MPa.

I. 3.1.3.b) contrainte-déformation: [2] ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

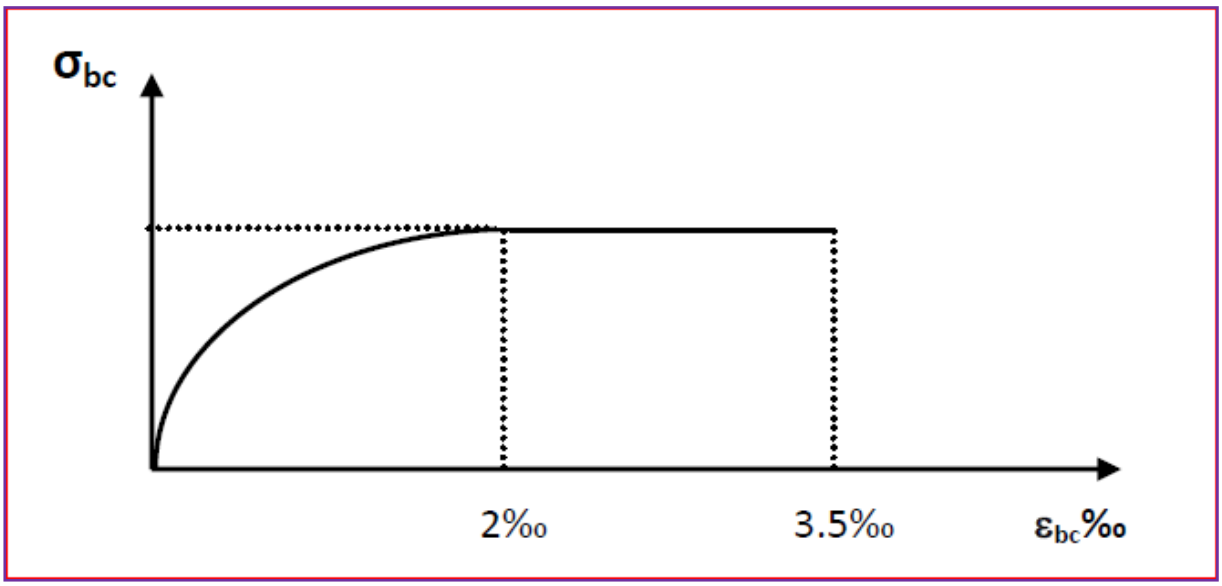


Figure I -1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0,85\ f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = 1,5 Pour une combinaison fondamentale.

γ_b = 1,15 Pour une combinaison accidentelle.

θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures

θ =0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.

θ =0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.3.2.Les aciers :

I. 3.2 1. Types d'acier :

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.3.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	400	$\phi 8 et \phi 10$	**400**
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 10$	**400**
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	ϕ 6	**520**

I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2] ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité Longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

$E_{S=2.10^5}$ MPa

I.3.2.3. Contraintes limites :

• Etat limite ultime (ELU):

I.3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄

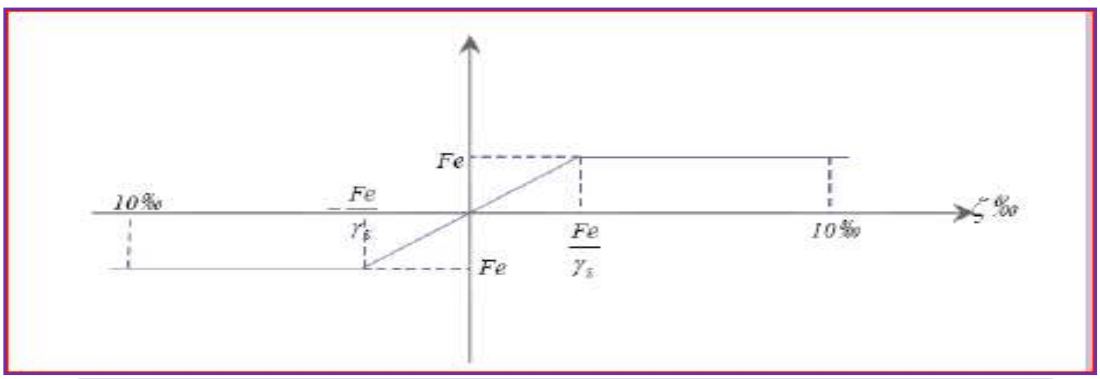


Figure I.2.Diagramme contraintes –déformations

$\overline{\sigma_S} = F_e/\gamma_S$

Avec :

$\overline{\sigma_S}$: Contrainte de l'acier.

γ_S : Coefficient de sécurité $\gamma_S = \begin{cases} 1.15 \text{ situation durable} \\ 1 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

$\varepsilon_s = sF_e/\gamma_{s.E_S}$ D'où: $\varepsilon_S = \Delta L/L$

Etat l imite de service (ELS) :

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

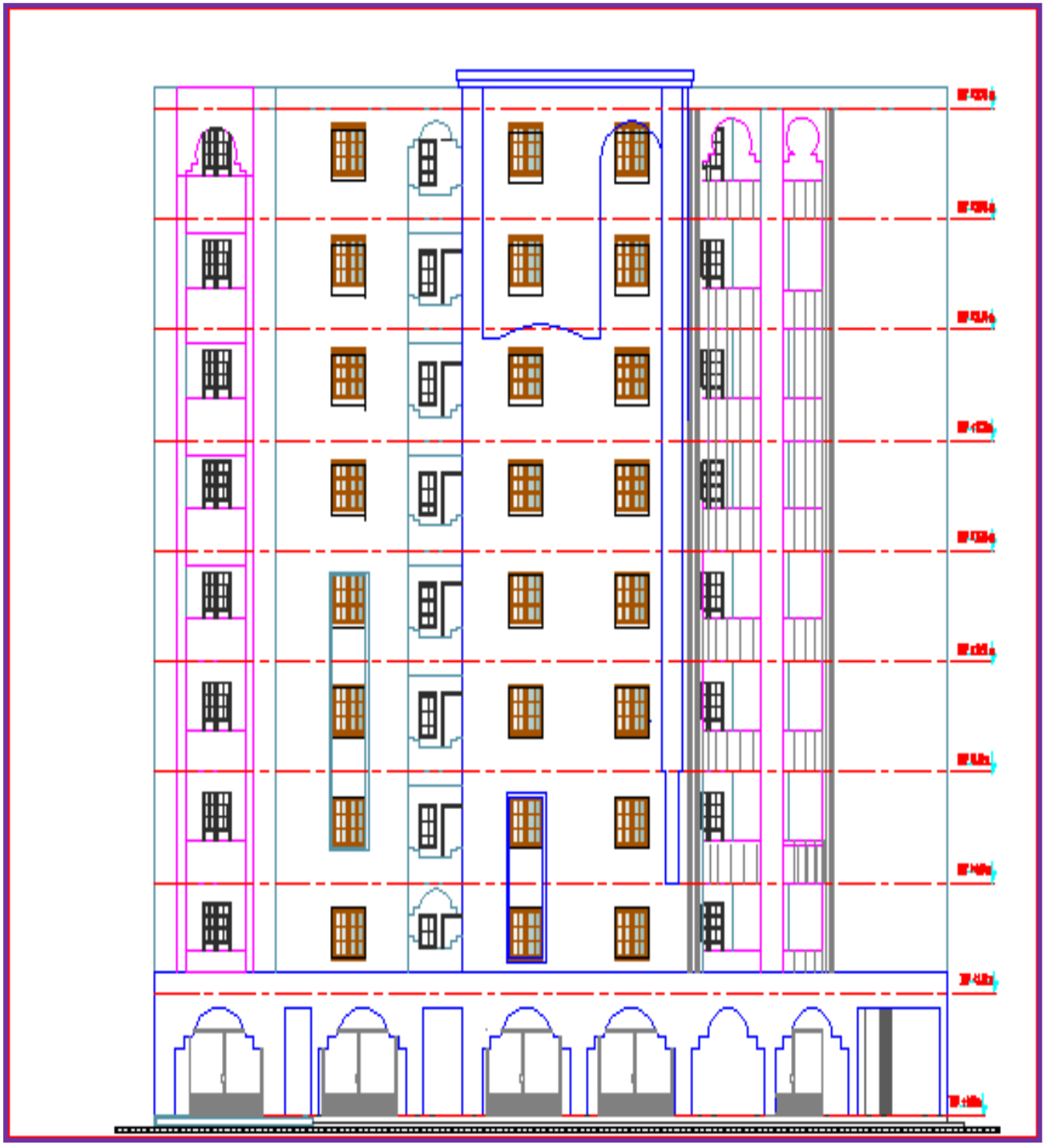
Engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_S} = \lfloor Min\ 2\ f_e/\ 3; 110\ \sqrt{\eta f_{tj}} \rfloor$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_S} = \lfloor Min\ f_e/\ 2.90\sqrt{\eta f_{tj}} \rfloor$ [[MPa]

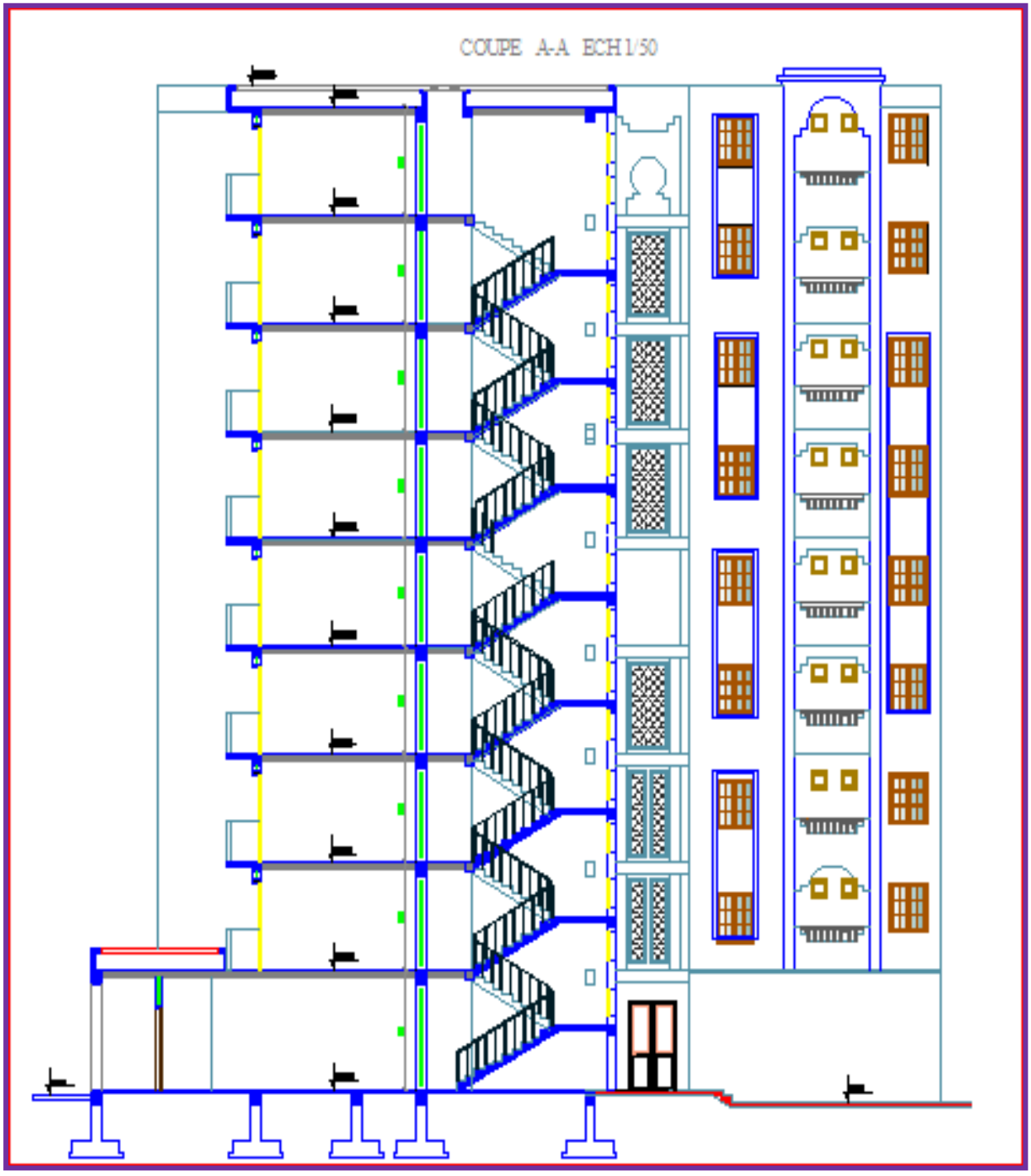
Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

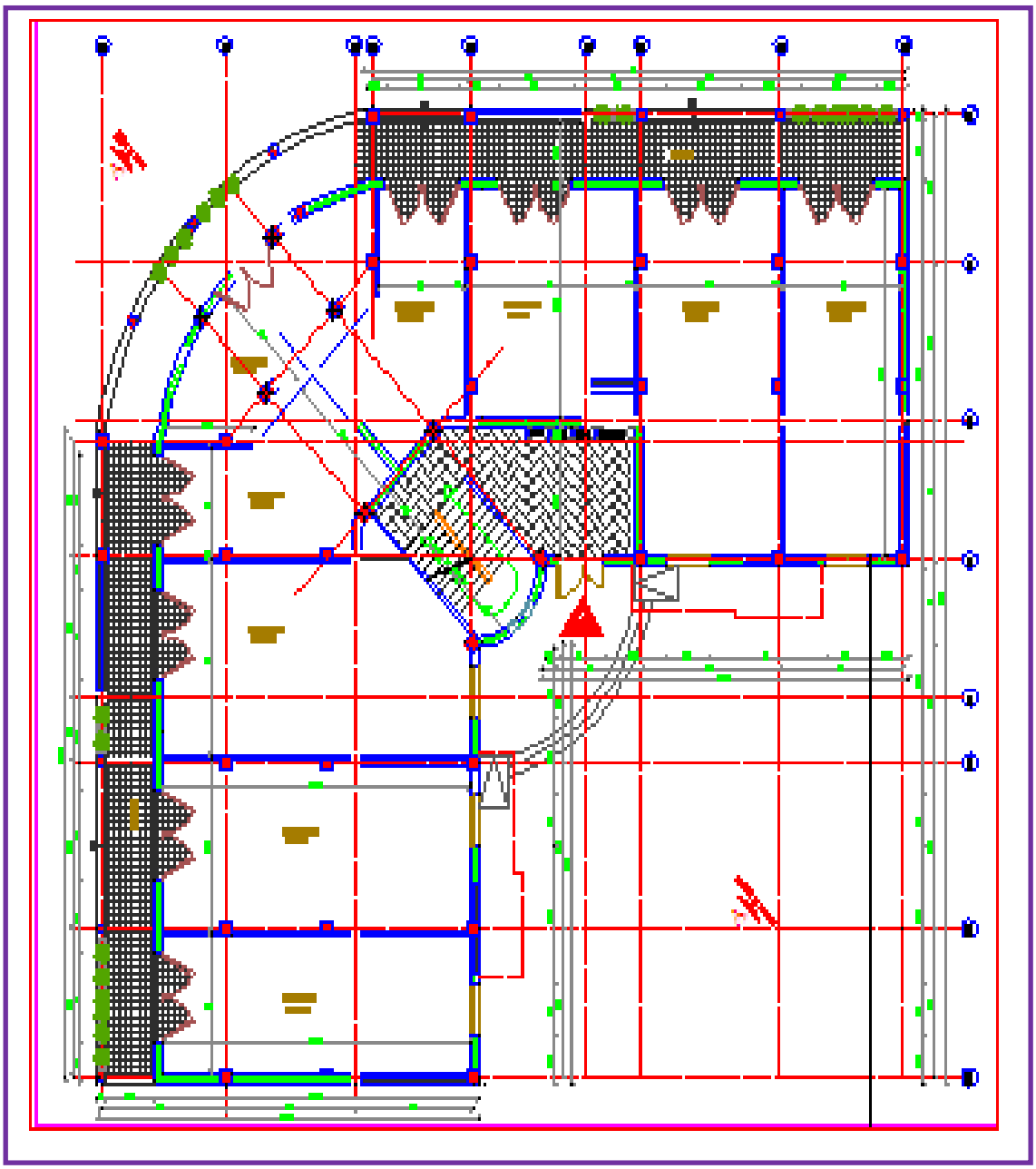
$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$



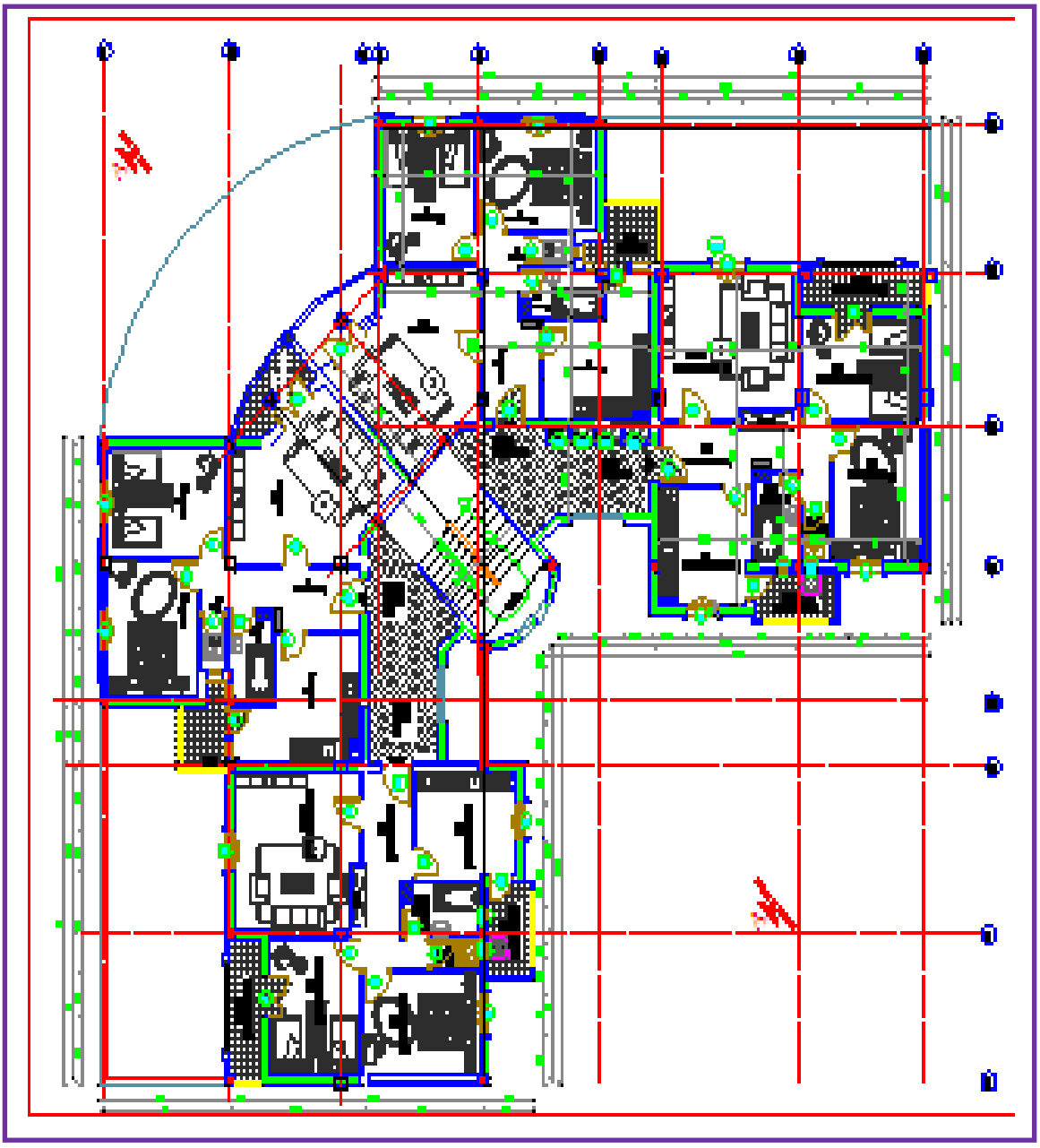
Façade principale du bloc



COUPE A-A du bloc



Plan du RDC



Plan des étages courants

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction:

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la Structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après Vérifications dans la phase de calcul.

II.2. Les planchers:

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux.
- Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers a corps creux sont constitues de poutrelles préfabriquées associées a des Corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule a l'aide des deux formules suivantes:

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4 .57 m.
- $457/20 \geq ht \geq 457/25 \Rightarrow 22.85\ cm \geq ht \geq 18.28\ cm$.
- et $ht \geq 457/22.5 \Rightarrow ht \geq 20.31\ cm$.
- On choisit : ht = 24 cm on adoptera donc un plancher a corps creux du type (20+4)

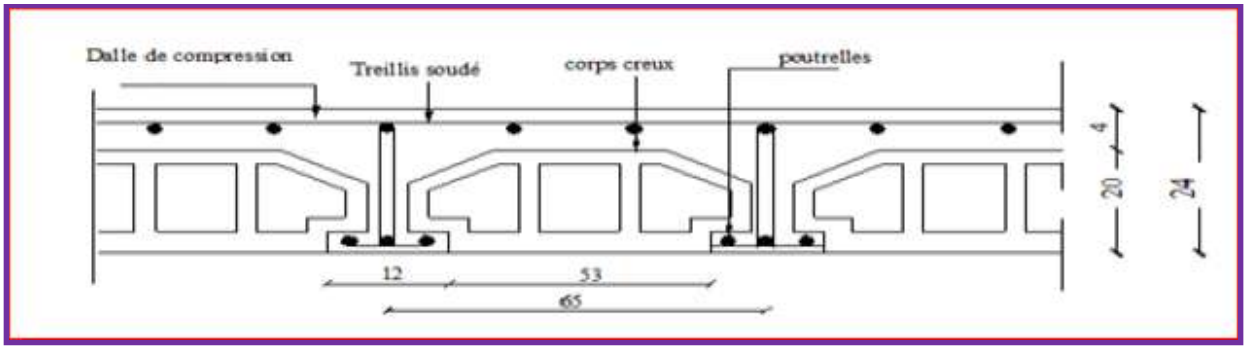


Figure II-**1:**Coupe du plancher à corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante

- ht ≥ 16 cm

D'ou on a : 24 cm > 16 cm (condition vérifiée).

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

• Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. **[2]**

- $(Lx/45) \leq e_p \leq (Lx/40)$

- dalle reposant sur deux appuis :

- $(Lx / 35) \leq e_p \leq (Lx / 30)$

Où :

- e_p : épaisseur de la dalle.
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- *Pour le cas de notre structure, on a : L = 4. 57m.*

$457 / 35 \leq e_p \leq 457/30 \Rightarrow 13.08 \leq e_p \leq 15.23$

Sécurité contre l'incendie :

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

e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures

- **condition d'isolation acoustique:** $e_p \geq 15$ cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera e_p : = 15cm

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

II.3.1. Maçonnerie:

II.3.1.a) Murs intérieurs (simple cloison):

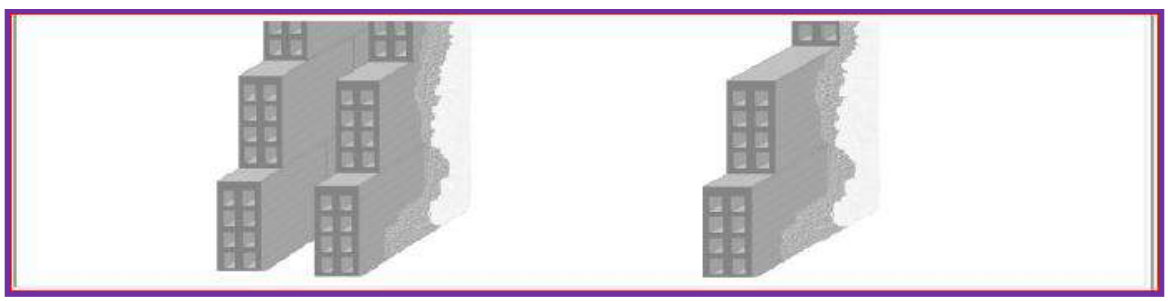
Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente G			**total**	**1.62**

II.3.1.b) Murs extérieurs (double cloison):

Tableau II.2.Charge permanente des murs extérieurs

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (k N/m^3)	Poids surfacique (k N/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	2×0.36
2	**Brique creuse**	0.10	9	2×0.9
3	**Lame d'air**	0.05	-	-
Charge permanente G			**total**	**2.52**



FigureII-2: Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)

II.3.2.plancher terrasse :

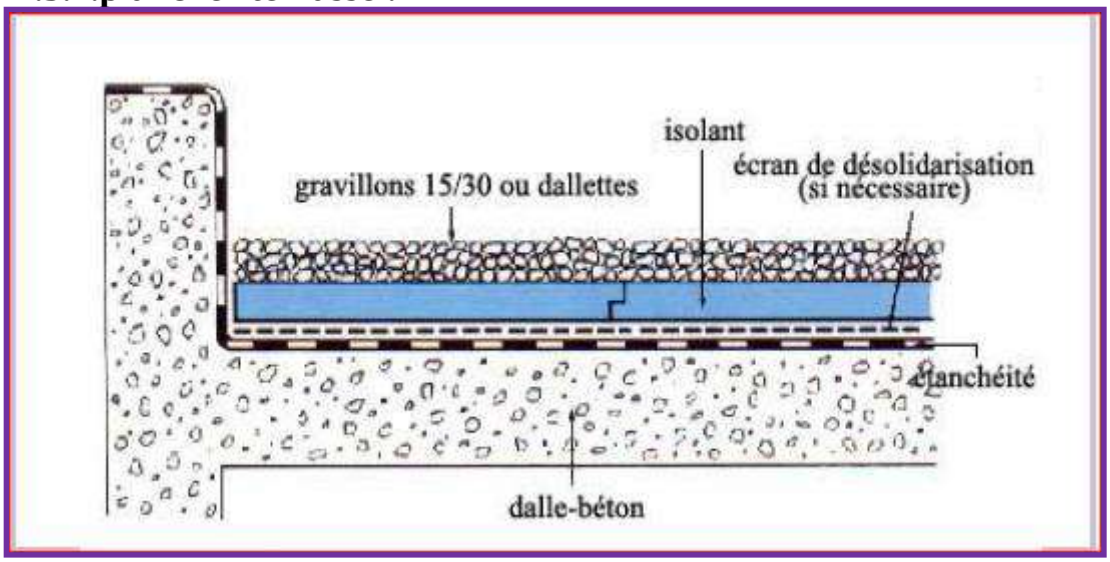


Figure II.3. Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Gravillon roulé**	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	2.2
5	**Film polyane**	/	/	0.01
6	**Polystyrène dense (isolant)**	0.04	0.25	0.16
7	**Pare vapeur**	0.01	6	0.06
8	**Plancher (20+5)**	0.20+0.04	/	3.30
9	**Enduit de plâtre**	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.1**

II.3.2.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2

II.3.3. Plancher courant :

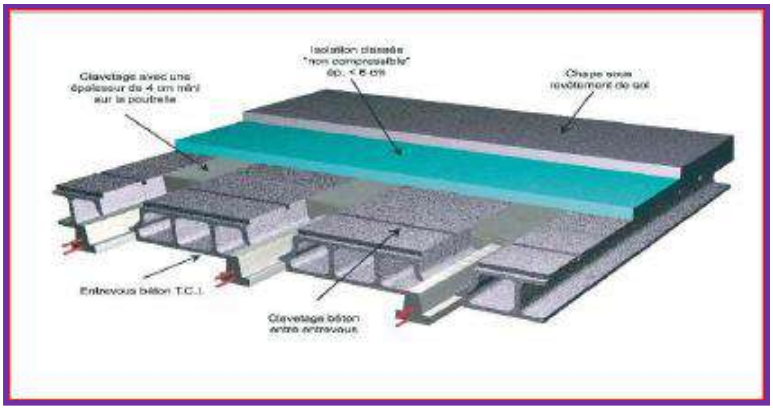


Figure II.4. Composants d'un plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant

N	Composante	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.03	18	0.54
3	**Lit de sable**	0.02	20.00	0.40
4	**Plancher (20+4)**	0.20+0.04	/	3.30
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10.00	0.20
6	**Cloison légère**	0.10	/	1.62
Charge permanente G				**6.50**

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m^2.

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a. Charges permanentes :

Tableau II.5. Charge permanente due aux balcons

N	Composante	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Cloison légère	0.10	/	1.62
Charge permanente G				6.75

II.3.4.b. Charges d'exploitations :

Q = 3.5 KN/m^2.

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

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

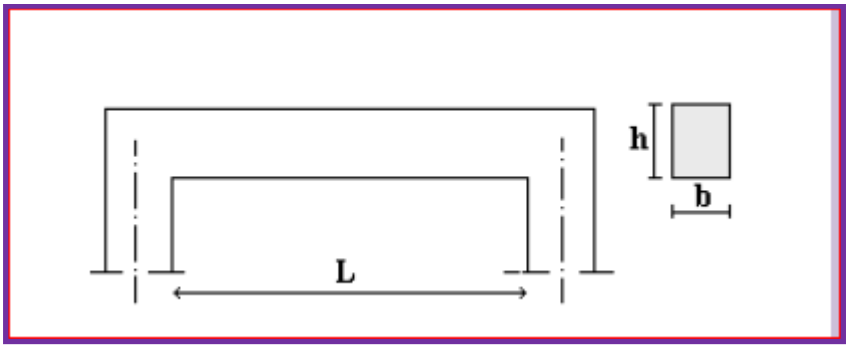


Figure II.5. Dimensionnement de la poutre

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

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone II_b sont: **[1]** ►► Art [7.5.1] ◄◄

- h 30cm
- b 20 cm
- h/b ≤ 4
- b max ≤ 1.5h+b1

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max} = 4.57m ⇒ 30.47cm ≤ h ≤ 45.70cm on adopte h = 45 cm ⇒13.5cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 4.50m ⇒30cm ≤ h ≤ 45cm on adopte h = 40 cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=45cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.50 ≤ 4	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0964) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0888) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h =45 cm ; b = 30 cm	h = 40 cm ; b = 30 cm

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis Pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux

Intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient :(**Nu=1.1Nu).**

II .5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 :►► **[Art 7.4.1]** ◄◄

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

✓ Vérifier : $\mathbf{N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha}$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A=\frac{B}{1000}}$

- Nu : Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r d'épaisseur sur toute sa périphérie «B_r = (b-2cm)*(h-2cm) ». : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm
- γ_b=1.50 et γ_s=1.15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- fc28 et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

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

Avec:

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique
- L_f=0.7 L0 :C'est la longueur de flambement.
- $\mathbf{i = \frac{\sqrt{I_{min}}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:
- $\mathbf{I = \frac{b}{\sqrt{12}}}$ $I=\frac{h.b^3}{12}$(Poteau carré)

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f [2]

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :

• Soit encastré dans un massif de fondation

• traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.

- L_0 : dans les autres cas.

- L_0=3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
- L_0=3.40m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.

Donc Pour les étages courants: L_f=2.142 m, et le RDC L_f=2.380 m.

II .5.3. Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau Intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (45x45) cm^2pour le RDC et le 1er étage ,2ème étage

- Une section de (40x40) cm^2pour le 3ème, le 4ème, 5ème étage.

- Une section de (35x35) cm^2pour, 6ème, et 7ème, 8ème étage.

Tableau II.7. Calcul de Nu

Niveau	Dimension	λ	α	$B_r(mm^2)$	As Choix (mm^2)	$\overline{N_u}$(kN)
8 *eme*	350	19.47	0.800	108900	123	**1648.34**
7 *eme*	350	19.47	0.800	108900	123	**1648.34**
6 *eme*	350	19.47	0.800	108900	123	**2196.85**
5 *eme*	400	17.85	0.808	144400	160	**2196.85**
4*eme*	400	17.85	0.808	144400	160	**2196.85**
3 *eme*	400	17.85	0.808	144400	160	**2196.85**
2*eme*	450	16.48	0.814	184900	203	**2844.08**
1 ère	450	16.48	0.814	184900	203	**2844.31**
RDC	450	18.31	0.806	184900	203	**2844.01**

II .5.4. La surface reprise par le poteau plus sollicité :

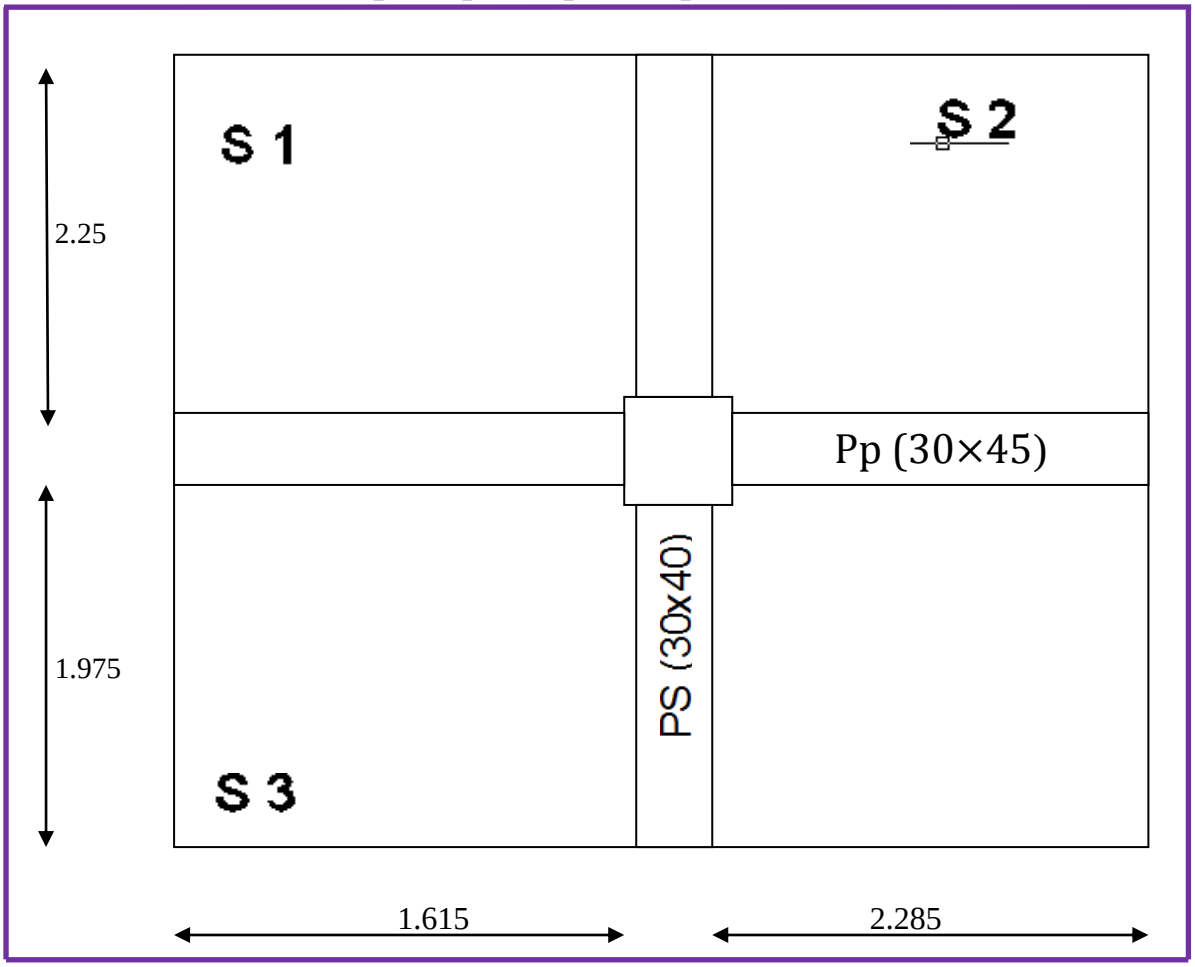


Figure II.6. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

s_p = (2.285 +1.615)× (2.25 +1.975) =17.32 m^2

St= (2.285+1.615+0.3)× (2.25 × 1.975 + 0.3)=19.01m^2

II .5.5. Descente des charges : [3] ▸▸ [Art 6.3] ◂◂

II .5.5.a. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques.

D'après le règlement DTR charges et surcharges, on adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

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

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression

Ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque Étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou la terrasse **Q0**
- Pour le dernier étage ..... **Q**
- Pour l'étage immédiatement inférieur ..... **0,90 Q**
- Pour l'étage immédiatement inférieur …. **0,80 Q.**

Et ainsi de suite en réduisant de **10 %** par étage jusqu'à **0,50 Q** ; valeur conservée pour Les étages inférieurs.

Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations

Etage	q1 (kN/m²)	Q(KN)	n	3+n/2n	Q cum (kN)
8	Q0	19,01	0		19,01
7	Q1	28,515	1	1	47,525
6	Q2	28,515	3	0,9	70,337
5	Q3	28,515	4	0,85	91,72325
4	Q4	28,515	5	0,8	110,258
3	Q5	28,515	6	0,75	125,94125
2	Q6	28,515	7	0,714286	141,21714
1	Q7	28,515	8	0,6875	156,23844
RDC	Q8	76,04	9	0,666667	424,516

II .5.5. b. Charges permanentes et Nu :

Tableau II.9.Détermination des charges permanentes

Niveau	h (m)	G plancher (kN)	G Poutre p (kN)	G Poutre s(kN)	G poteau (kN)	G Niveau (kN)	G cumules (kN)
8eme	3.06	122.97	15.26	12.66	9.37	160.26	160.26
7eme	3.06	112.58	15.26	12.66	9.37	149.87	310.13
6eme	3.06	112.58	15.26	12.66	9.3.7	149.87	460
5eme	3.06	112.58	15.26	12.66	12.24	152.74	612.74
4eme	3.06	112.58	15.26	12.66	12.24	152.74	765.48
3eme	3.06	112.58	15.26	12.66	12.24	152.74	918.22
2eme	3.06	112.58	15.26	12.66	15.49	155.99	1074.42
1 ère	3.06	112.58	15.26	12.66	15.49	155.99	1230.2
RDC	**3.40**	**112.58**	**15.26**	**12.66**	**15.49**	**155.99**	**1386.19**

Tableau II.10. Vérifications du (1.1Nu ≤ N)

Niveau	N_u (kN)	N_u+10%N_u (kN)	N_u(kN)	1.1Nultime ≤ Ne
8eme	233.18	256.49	1648.34	**vérifier**
7eme	466.58	513.24	1648.38	**vérifier**
6eme	691.43	760.57	2196.84	**vérifier**
5eme	918.02	1009.82	2196.84	**vérifier**
4eme	1140.33	1254.36	2196.84	**vérifier**
3eme	1358.36	1494.20	2844.08	**vérifier**
2 eme	1580.17	1738.19	2844.08	**vérifier**
1 ère	2022.74	2225.02	2816.01	**vérifier**
RDC	2022.74	2225.02	2816.01	**vérifier**

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicites principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé destinés à transmettre les charges (horizontales et verticales) aux fondations.
Selon les prescriptions du ***RPA99***, l'épaisseur minimale des voiles (e) est de **15 cm**. De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) net des conditions derigidité aux extrémités

On vérifie en premier lieu la conformité des dimensions des éléments accompagnant les plans d'architecture avec les recommandations du RPA99/Version 2003.

En effet, les voiles de contreventement doivent satisfaire la condition: **L ≥ 4a**

Pour l'épaisseur minimale et, dans notre structure :

a ≥Max [he/25; he/22; he/20; 15cm]

Donc **a ≥ Max [h_e/20 ; 15cm].**

Pour le RDC et les étage courants on adopte une épaisseur de 17cm.

e =17cm

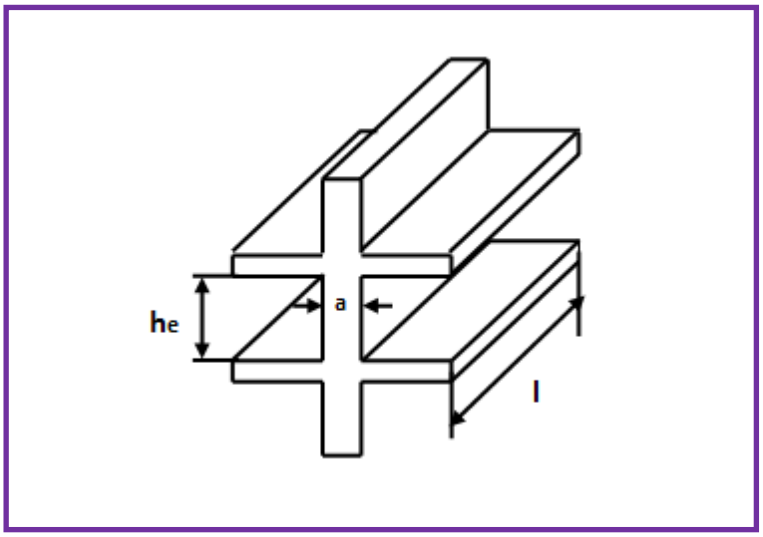


Figure II.7.voile.

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles à un éventuel changement après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. L'ACROTERE:

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment l'encastrement dû une charge d'exploitation horizontale de 1kN/ml appliquée à son extrémité libre. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

III.1.1. Charges et surcharges :

Charge permanente :(poids propre)

* Poids propre de l'acrotère

- **surface de l'acrotère :** (0,12x0, 07) + (0.12x0.03/2) + (0.1x0.6) = 0,0702

$$G = \rho b \times S = 25 \times 0.0702 = 1.75 KN.ml$$

- **Revêtement**: 2(0,015x0, 6x18) = 0,324 KN/ml.

G = 2.07KN/ml

Q = 1KN/m

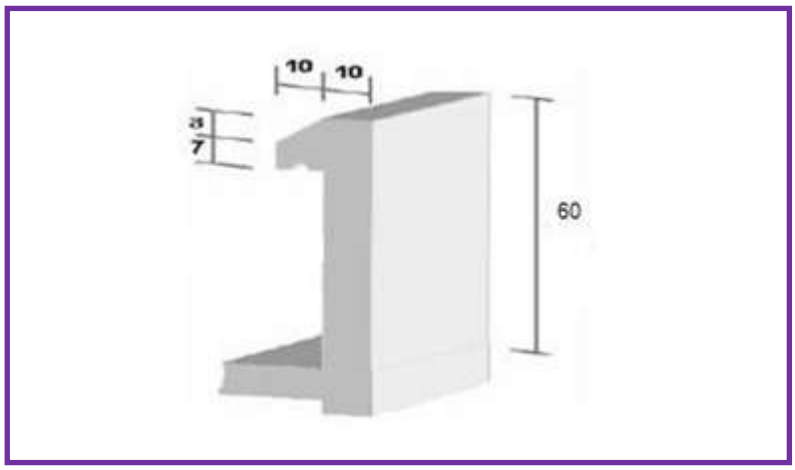


Figure. III.1 .L'acrotère

III.1.2. Calcul des efforts:

- A/ l'E.L.U:

- **Effort normal** : Nu = 1.35 x 2.07 = 2.8 KN
- **Moment d'encastrement :** Mu = 1.5xQxh = 0.90 KN.m
- **Effort tranchant :**Tu = 1.5xQ = 1.5 KN.

- **B/ l'E.L.S:**

❖ **Effort normal :** Ns = G =2.07 kN.

❖ **Moment d'encastrement :** Ms = Q x h = 0,60 KN

❖**Effort tranchant :** T_S= Q = 1KN.m

III.1.3. Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

Tableau. III.1.Les données

Donné			
fc28	**25 MPa**	**h**	**10 cm**
ft28	**2.1 Mpa**	**d**	**7.5 cm**
Fe	**400 Mpa**	**c**	**2.5 cm**
σb	**14.2 Mpa**	**c'**	**2.5 cm**
σs	**348 Mpa**	**b**	**100 cm**

A l'E.L.U :

➢ **Calcul de l'excentricité :**

• $e_0 = M_u / N_u = 0.9/2.8 \Rightarrow e_0 = 32.14$cm

• Où l'enrobage est: $c = c_1 = 2,5$ cm

• On a $e_0 = 32.14$cm > h/2 –c = 10/2 -2.5 = 2.5 cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors la Section est partiellement comprimée.

➢ **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

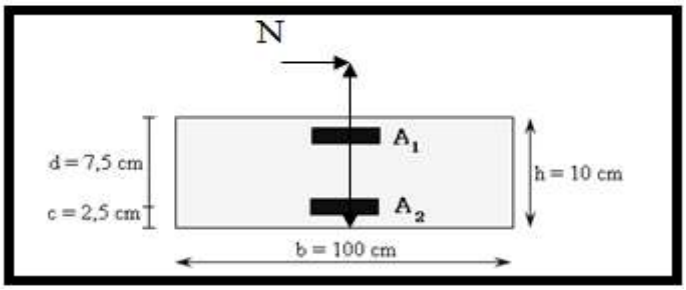


Figure. III.2 **:** section de l'acrotère

e = e_0 + (h/2-c) ⇒ e = 0,38 m.

M1 = N x **e** ⇒ M1 = 1.06KN.m

➢ **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu=\frac{M_f}{b.\sigma_{bc}.d^2}$⇒ μ=0,012< μ_1 = 0,392 ⇒ A'$_1$=0

Donc : β=0,994

$A1=\frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$⇒ A_1= 0,37cm^2.

N : effort de compression, alors :$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_S}$⇒ A = 0,3 cm^2

Et A'=A'$_1$ ⇒ A'=0

Donc $A = 0{,}3\ cm^2$

$A' = 0$

➢ **Condition de non fragilité: [**1]

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10\times100}{100}$=1 cm^2>A = 0, 3 cm^2

Donc : A = Amin = 1.00 cm^2

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm^2

➢ **Armatures de répartition:**

On a :$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$⇒ 0,50 ≤ A_r ≤ 1,005

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm².

➢ **Espacement: [1]**

S_t = 20 cm ≤ S_{min} = min [3h = 30cm; 33cm] = 30cm

S_{tr} = 15 cm ≤ S_{minf} = min [4h = 40cm; 45 cm] = 40cm.

III.1.4.Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} =2.07KN ;

M_{ser} = 0.6 KN.m.

➢ **Calcul de l'excentricité :**

On a$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6\times10^2}{2.07}$ =28.98 cm

$\frac{h}{2}$-c = 5- 2.5 = 2.5cm $< e_0$ =28.98 cm

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B0U_2}$

Ou : B_0= b.h + 15 (A + A') ⇒ B_0= 1034,65cm^2.

$U_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A'c + Asd)\right] \Rightarrow$ U1= 5,084 cm

U_2 = h- U_1 ⇒ U_2= 4,916 cm

$I = \frac{b}{3}(u_1^3 + u_2^3) + 15[A(u_2 - C)^2 + A'(u_1 - C')^2] \Rightarrow$ I = 8542, 60 cm2.

Alors : $\frac{I_G}{B0U_2}$= 1,680 cm.

Donc :

e_0= 32.97cm ≥: $\frac{I_G}{B0U_2}$= 1,680 cm ⇒ Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\sigma b \leq \sigma b$

(Fissuration préjudiciable)

$\sigma s \leq \sigma s$

Où σb = k.$y1$

σs = 15 K ($d - y_1$)

On va calculer **y_2** à l'aide de l'équation suivante:

y_2^3 + P.y_2 +q=0……."*" Tels que:

$$p = -3C^2(C\text{-}C') + \frac{90A}{b}(d\text{-}c) \Rightarrow p = -2259{,}98\text{cm}$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A}{b}(d\text{-}C)^2 \Rightarrow q = 40784{,}74\ \text{cm2}.$$

Ou :

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un Effort de compression donc **"C = h/2-e = - 13,36 = -13,36 cm** < 0**".**

$$\text{Alors: } y_2^3 + (-2259{,}98)y_2 + 40784{,}74 = 0$$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

0 <y_1 = y_2 + c <h

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

Finalement, on trouve :

y_2' = 32,51 cm

y_2'' = 24,70 cm rejetée comme valeur

$y_2''' = -54,30$ cm rejetée comme valeur

D'ou alors : $0 < y_1 = 32,51 + (-31,36) = 1,15$ cm $< h = 10$ cm

Donc on prend **:**

$y_2 = 32,51$cm.

En revanche on a : $K = \frac{N}{Sxx}$

Avec : $SXX = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[As'\,(y1 - c') - AS\,(d - y1)] \Rightarrow SXX = 45,75\ cm^3$

D'ou alors : $K = 1820/4750 \Rightarrow K = 39,78 \times 10\text{-}3\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = K\,y_1 = (39,78 \times 10^{-3}) \times 21,5 \Rightarrow \sigma_b = 0,85$ MPa

Et : $\sigma_s = 15K\,(d - y_1) = 15 \times 39,78 \times 10^{-3}(75 - 21,5) \Rightarrow \sigma_s = 31,92$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0,85MPa \leq \sigma_b = 0,6\,f_{c28} = 15MPa$ (Vérifiée)

$\sigma_s = 31,92\ MPa \leq \sigma_s = Min\,[\frac{2}{3}f = 333,33\ MPa\ ;\ 110\sqrt{n.\,f_{tj}} = 201,633\ MPa] = 201,63\ MPa$ (CV)

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

III.1.5.Vérification de l'effort tranchant: [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "T" qui est égale à:

$$T = Vu - \frac{M_U}{0.9.d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9.0.075} \Rightarrow T = -11,83 < 0$$

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

• Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que:$\tau_u \leq \tau$ telles que:

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02\ Mpa$$

Et : $\tau = \min$ [$0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] =2,5 MPa (la fissuration est préjudiciable

D'ou alors :$\tau_u = 0.02MPa < \overline{\tau} = 2.5MPa$

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

III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces,

Suivant la formule: $\boldsymbol{F_P = 4.A.C_P.W_P}$. (Art.6.2.3) page 43

A: coefficient d'accélération

A = 0.2 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone IIb)]*

C_P: facteur de force horizontal;

C_P = 0.8 *(R.P.A 99 page 43 tab. 6.1)*

W_P=2.55 KN (poids propre de l'élément)

D'ou alors :***F_P*** **= 1.443 KN < Q = 1.5KN……(Vérifiée)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

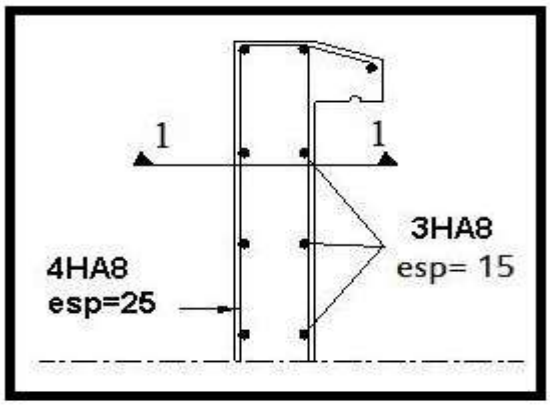


Figure. III.3**:** Ferraillage de l'acrotère.

III.2.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cmd'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur

L'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, éléments :

- Les poutrelles.

III.2.1.Les poutrelles :

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

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

a. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

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

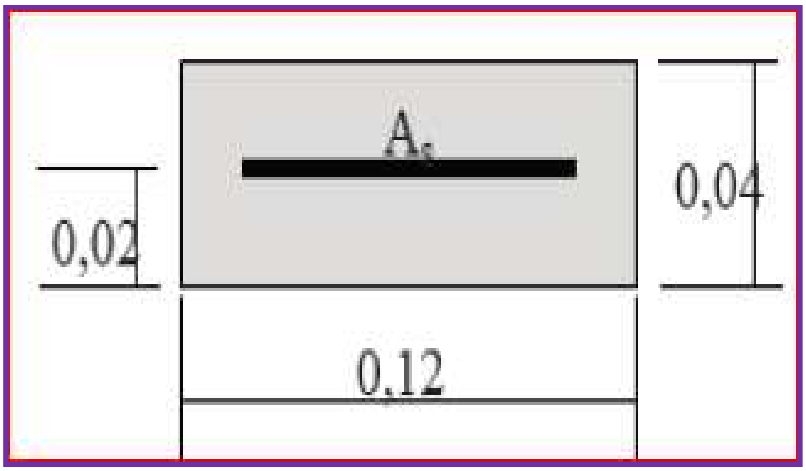


Figure. III.4. Dimension de la poutrelle avant coulage

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

Tableau .III.2.les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.50	2.25	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		$0.12\times 0.04 \times 25 = 0.12$	$0.65\times 1 = 0.65$
		0.77	

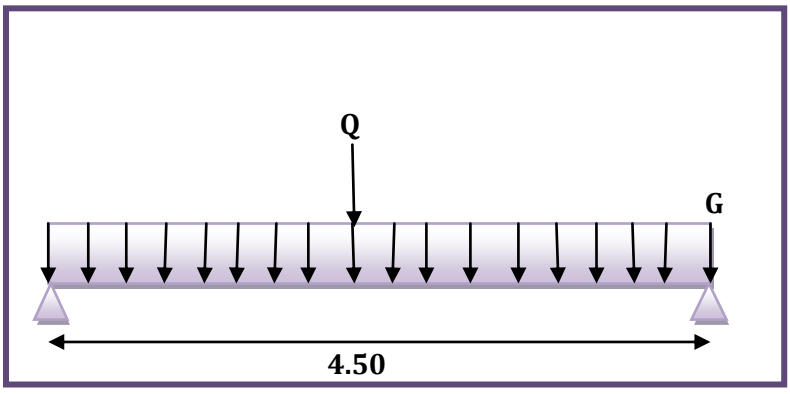


Figure.III.5.poutrelle avant coulage

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau.III.3.Calcul des moments

MG (kN. m)	MQ (kN. m)	MU (kN. m)
$\frac{G.L^2}{8}$ =1.95	$\frac{Q.L}{4}$ =2.53	MU=1.35MG+1.5MQ= 6.43

$\mu=\frac{M_f}{b.d^2\sigma_{bc}}=\frac{6.43\times10^6}{14.2\times120\times20^2}\Rightarrow \mu=9.43>u_1=0.392$

Conclusion :

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant Coulage de la table de compression.

- **Calcul des étaiements:**

$\bar{f}=$ $0.5+\frac{L(cm)}{1000}$ si $L>5m$

$\frac{L(cm)}{500}$ Si $L<5m$

Tableau .III.4.Détermination le nombre des étaiements

Nombres Des étaiements	G(KN)	Q(KN)	L(m)	f(cm)	$\bar{f}$(cm)	$f<\bar{f}$
0	0.77	1	4.80	25.85	0.96	C n v
1	0.77	1	2.40	1.62	0.48	C n v
2	0.77	1	1.60	0.31	0.32	C v

Donc en doit disposer 2 étaiements.

b. Après coulage de la dalle de compression:

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

2 types de poutres continues sont à envisager :

- Type-1- : Poutrelles à 2 travées.
- Type-2- : Poutrelles à 4 travées.

b.1.Méthode de calcul

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1. conditions d'application :

1-Q ≤ 2G (C.V)

5000N/mm2

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées. (C.V)

3- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (C.N.V)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

Type 1-Poutrelle à 2 travées:

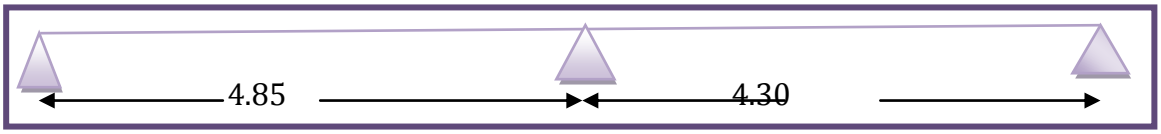


Figure.III.6.poutrelles à 2 travées

Type2-Poutrelle à 4 travées :

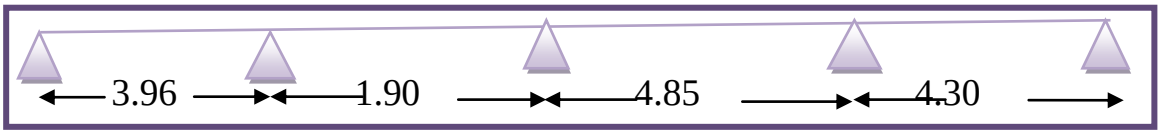


Figure.III.7.Poutrelle à 4 travées

Tableau.III.5 méthode CAQUOT

Moment isostatique Mo	$\mathbf{ql^2/8}$	
Moment en travée Mt	$\frac{\mathbf{ql^2}}{\mathbf{8}} + \left(\frac{\mathbf{M_e - M_w}}{\mathbf{l}}\right)$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$\mathbf{0.2M_0}$
	Appuis intermédiaires	$(\mathbf{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3})/(\mathbf{8.5(l_w' + l_e')})$
Longueurs fictives l'	Travée de rive	**l**
	Travée intermédiaire	**0.8 l**
Effort tranchant T	Tw	$(\mathbf{ql/2}) + (\mathbf{M_e - M_w/l})$
	Te	$\mathbf{-\left(\frac{ql}{2}\right) + (M_e - M_w/l)}$

Avec :

- Mo : moment isostatique.
- Mw; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie a gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie a droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant a gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant a droite de l'appui considéré.

b.1.2.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau.III.6.Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (kN/m2)	**Q (kN/m2)**	**Pu (kN/m)**	**P_{ser}(kN/m)**
Plancher terrasse	7.1×0.65=4.62	1×0.65=0.65	7.21	5.27
Plancher courant	6.5×0.65=4.23	1.5×0.65=0.98	7.18	5.21

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher terrasse ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles,

Type 1-Poutrelle à 2 travées:

A E.L.U :

Tableau.III.7.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U

Travées	**M_0 (KN.m)**	**Mw(KN.m)**	**M_e (KN.m)**	**M_t (KN.m)**	**T_w (kN)**	**T_e (kN)**
A-B	21,199	4,239	17,946	10,106	14,658	20,310
B-C	16,664	17,946	3,332	6,024	18,900	12,102

E.L.S :

Tableau.III.8.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

Travées	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	M_e (KN.m)	M_t(KN.m)
A-B	15,495	3,099	13,117	7,387
B-C	12,180	13,117	2,436	4,403

Type2-Poutrelle à 4 travées :

A E.L.U :

Tableau.III.9.Moment à l'E.L.U poutrelle à 4 travées efforts fléchissant et tranchants

Travées	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w	T_e
A-B	14,133	2,826	10,155	7,641	12,425	-16,126
B-C	3,253	10,155	9,726	-6,687	7,075	-6,623
C-D	21,199	9,726	14,301	9,185	16,541	-18,427
D-E	16,664	14,301	3,332	7,846	18,052	-12,950

E.L.S :

Tableau.III.10.Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S

Travées	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
A-B	10,330	2,066	7,423	5,585
B-C	2,378	7,423	7,109	-4,888
C-D	15,495	7,109	10,453	6,713
D-E	12,180	10,453	2,436	5,735

b.1.3.Récapitulations :

Tableau.III.11.Récapitulations des efforts internes

Sollicitation	ELU			ELS	
	Mau (KN.m)	Mtu(KN.m)	Tu (KN)	Ma ser(KN.m)	Mt ser (KN.m
	17.94	10.10	20.31	13.11	7.38
Référent (étage)	2 travées	2 travées	2 travées	2 travées	2 travées

b.1.4. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

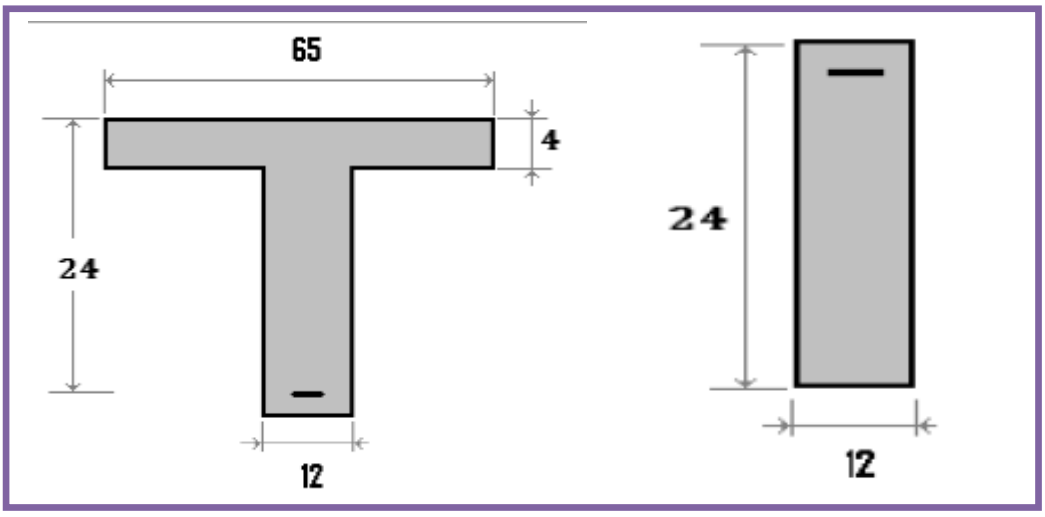


Figure.III.8.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Tableau.III.12.Calcul des armatures

	En travée	Aux appuis
Mu(kN.m)	10.10	17.94
M0(kN.m)	Mo=b.ho.$\sigma_{b\ adm}$.(d-ho/2)=65.5.14,2.(22-5/2)=94.61 KN.m	
	(b×h) = (65×24)	(b×h) = (12×24)
μ	0.022	0.392
μl	0.392	0.392
μ <μl	oui	oui
B	0.983	0.969
A	1.34	2.41
le choix	3HA12 = 3.39 cm^2	2HA14=3.08 cm^2

Tableau.III.13.Vérification des armatures

Mser (kN.m)	7.38	13.11
y1 (cm)	5.24	6.34
IG (cm)	17367.31	16846.61
K (N/cm)	31.21	59.93
σ_b(MPa)	2.22	4.93
$\sigma_{b\ adm}$(MPA)	15	
$\sigma_b < \sigma_{b\ adm}$	oui	

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisent les armatures de montage de barre de ϕ8

- **Armatures transversales :**

On a: $\Phi t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi\right] \Rightarrow \Phi t \leq 6.85; 12; 14]$

On adopte : $\Phi_t = 8$ mm $\Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 50.24 mm^2$

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

$a_t = 0.50\ cm^2$ et $n_t = 2$ => $A_t = a_t n_t = 1 cm^2$.

- **Espacement:**

$$S_t \leq Min\begin{cases} 0.9d \\ =(20.7;\ 40\ cm) \\ 40cm \end{cases}$$

Donc: S_t=20 cm.

$\frac{A_{t\times f_e}}{b_{0\times S_t}} \geq 0.4\ MPa \Rightarrow \frac{100\times400}{120\times200} = 1.67$ MPa≥0.4 MPa (C.V)

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \left(\frac{\tau_{u-0.3Kf_{t28}}}{0.9f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

$\frac{1\times10^2}{120\times200} = 0.00416 \geq \frac{1.15(0.73-(0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.00032$ **(C.V)**

$A_t \geq A_{t\ min} = \frac{0.4\ .b0\ .St}{fe}$

A_t = 1 cm2 ≥ At min = 0.24 cm² (C.V).

Tableau.III.14.Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2Φ 8	**20 cm**

- Vérification au cisaillement:

$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b_0.d} = \frac{20.31\times10^3}{120\times230} = 0.73$ MPa

La fissuration est peu nuisible : $\Rightarrow\bar{\tau}$=Min$\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};\ 5MPa\right]$=3.33MPa

Donc : τ_u=0.73 MPa <3.33 MPa (C.V)

- vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: M_u = 17.94 kN.m> 0,9V_ud= 0.9×20.31 ×0.23 = 4.2 0 kN.m (C.V)

- Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_{u\leq0.4}\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_{0.a}$$

a =Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min [30-2-2 ; 0.9×23]=20.7cm

⇒ V_u = 20.31 kN≤ $0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times120\times207$=165.600kN.

- Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma m = \frac{2\times 20.31\times 10^3}{120\times 207} = 1.64 < 1.3\frac{25}{1.5} = 21.67 \text{MPa (C.V)}$$

$$A = 3.08 cm^2 \geq \frac{\gamma_{s.V_u}}{f_e} = \frac{1.15\times 20.31\times 10^3}{400} = 0.6 \text{ (C.V)}$$

- Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau.III.15.vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1^{ere}condition	**2^{eme}condition**
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	h/L ≥ Mt/ (15 Mo) $\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.24 / 4.50= 0.053 Mt/ (15 Mo)= 10.10 / (15*94.61)=0.0071	ρ=At/ (bo*d)=3.39 / (12*22)=0.0122 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.V	**C.N.V**

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

Tableau III.16.Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles

M (kN.m)	**A (cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß$_1$**	**σ_s(MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
10,1	3,39	10,45	0,002	0,94	143,31	0,062	8,85	1.17
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
50380,096	124092,78	71173,45	4,85	0,59	3,1	2,52	9,7	**cv**

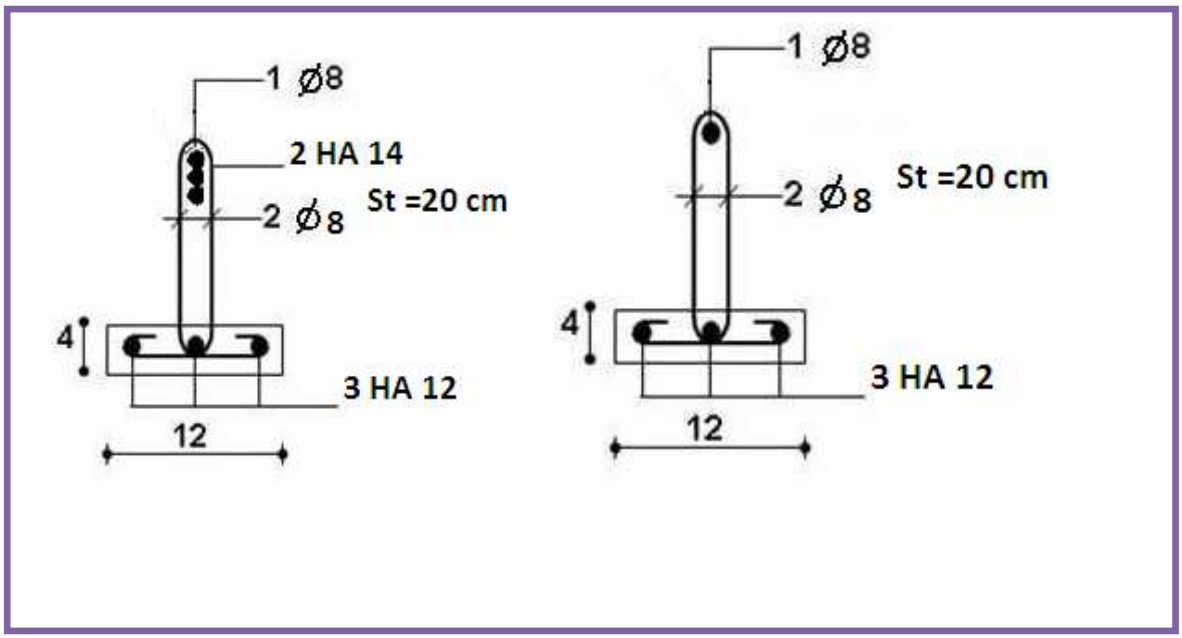


Figure.III.9.Ferraillage des poutrelles en zone d'appuis (a gauche), en travée (a droite)

III.3. les escaliers

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer verticalement à pied d'un niveau un autre. aussi aisément que possible et sans danger en respectant les dimensions universelles des contres marches (15 ; 15.5 ; 16 ; 16.5 ; 17). Un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

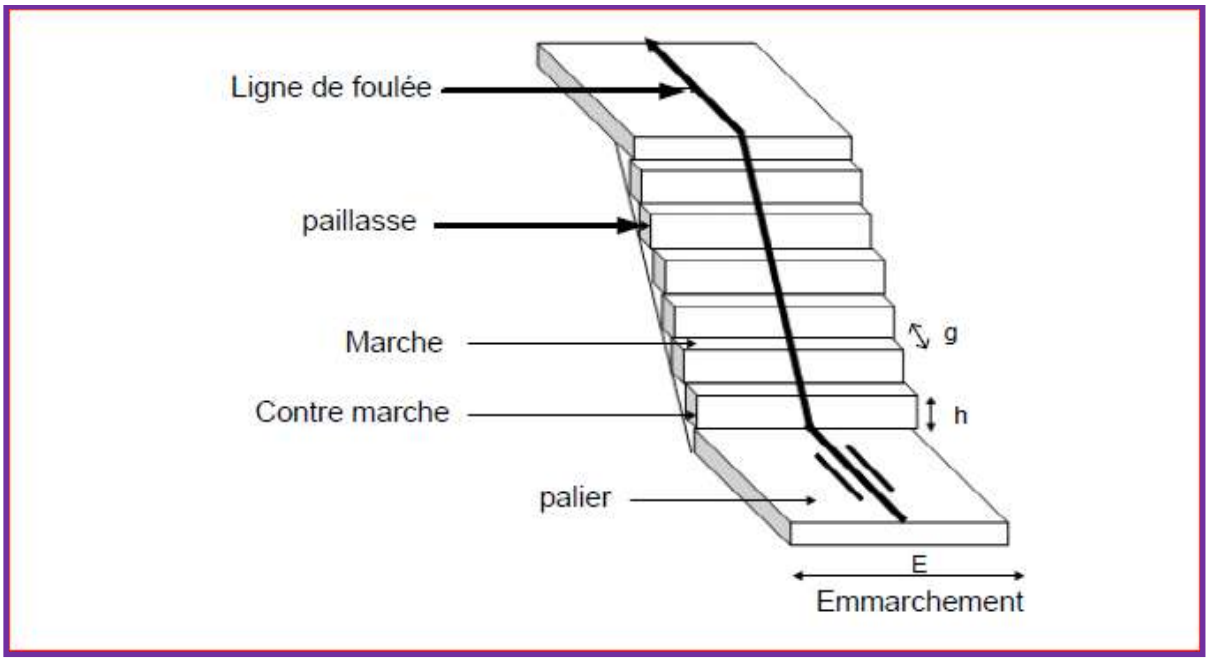


Figure .III.10. Représentation d'un escalier

III.3.3. Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

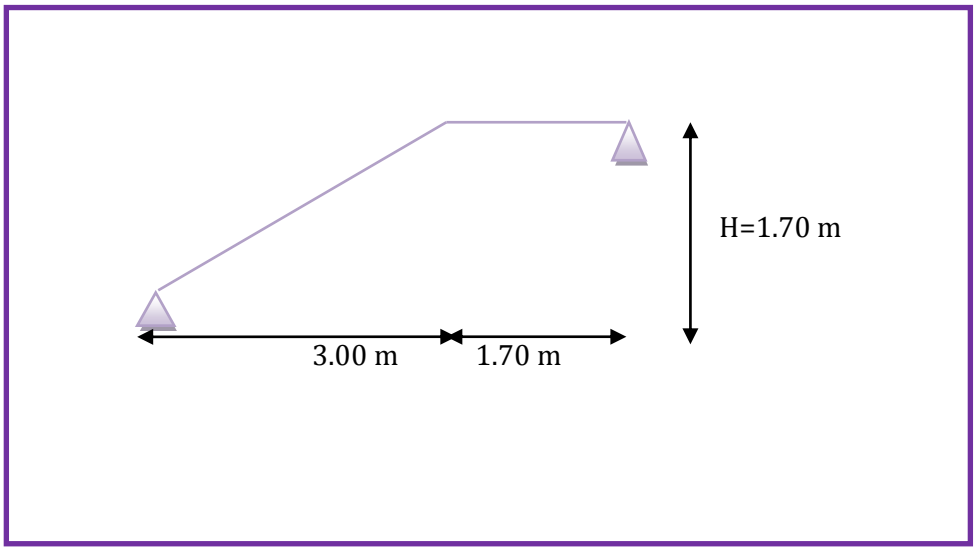


Figure.III.11.Dimensions de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70 m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm
- Nombre de marches: $\frac{340}{2} = \frac{170}{17} = 10$
- Nombre de contremarches: 11

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (CV)

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

Tgα = $\frac{H}{L}$= 1.70/3.00= 0.566

Donc : α =29.54°

$L_0=\sqrt{1.70^2 + 3.00^2}$=3.45m

l =1.70 +3.45=5.15m

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

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$ ⟹ 13.43 ≤ e ≤ 15.66 on adopte: e = 15cm.

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.4.a. Charges permanents:

Tableau.III.17.la charge G du palier de repos de l'escalier

N°	Compos ants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	22	0.440
2	**Mortier de pose**	0.03	18	0.540
3	**Lit de sable**	0.02	20	0.400
4	**Poids propre du palier**	0.15	25	3.750
5	**Enduit ciment**	0.02	18	0.360
			TOTAL	**5.490**

Tableau.III.18.la charge G de la paillasse de l'escalier

N°	Compos ants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	22	0.440
2	**Mortier de pose**	0.03	18	0.540
3	**Lit de sable**	0.02	20	0.400
4	**Poids propre du paillasse**	0.15 / cos α	25	4.310
5	**Poids des marches**	0.17/2	25	2.125
6	**Enduit ciment**	0.02	18	0.363
			TOTAL	**8.178**

III.3.4.b. Surcharge d'exploitation: Selon le *[DTR BC 2.2 Art 7.2.1.]*

- Le palier: Q = 2.5kN/m^2
- La paillasse: Q = 2.5kN/m^2

III.4. Détermination des sollicitations:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.III.19 .Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m^2)	Pser (KN/m^2)
Palier	5.490	2.50	11.162	7.990
Paillasse	8.178	2.50	14.790	10.678

III.5. Détermination des efforts:

Calcule à l'état limite ultime:

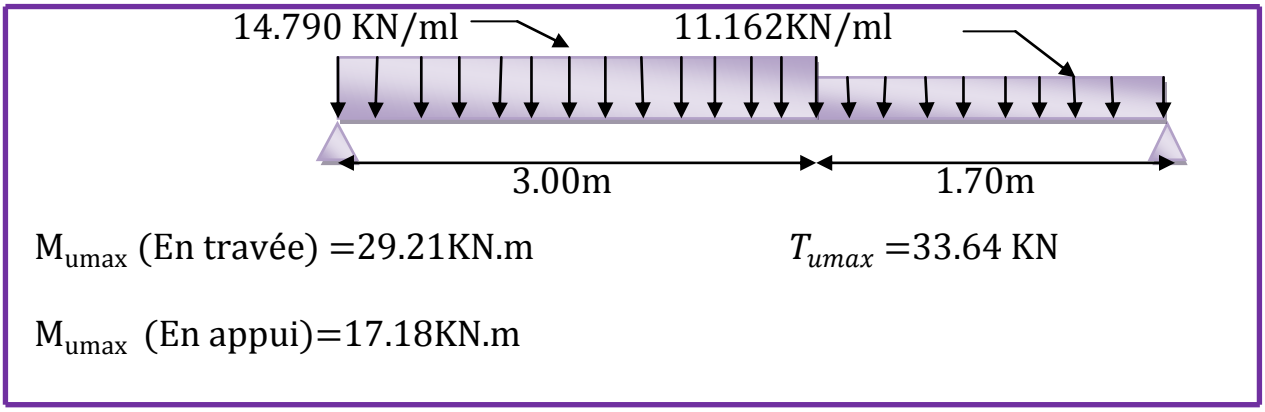


Figure.III.12.Diagramme des efforts internes à l'ELU

Remarque :

Aux appuis : Ma =0.5xMmax.

En travée : Mt =0.85xMmax.

Tableau.III.20.Calcul des moments

R A (KN)	RB (KN)	Mmax (KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
R_A= 33.64	R_B= 29.70	34.36	17.18	29.21

Calcule à l'état limite de service :

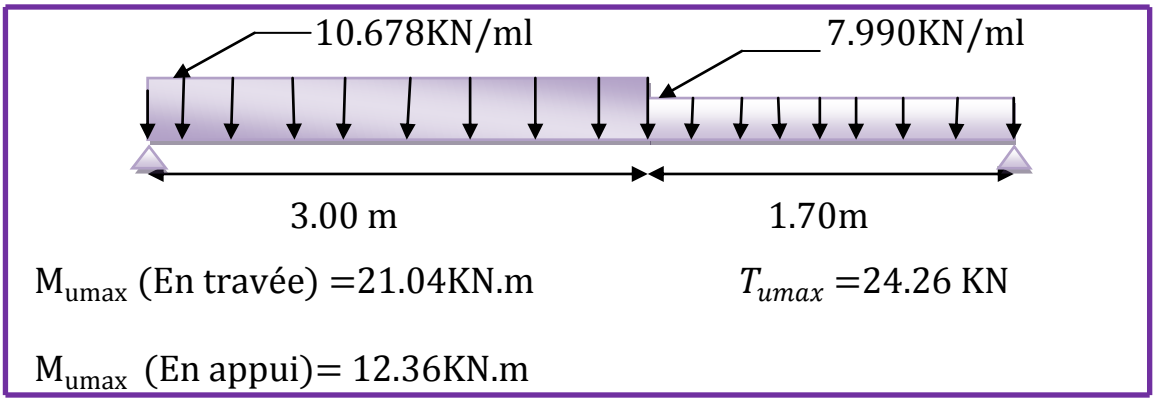


Figure.III.13.Diagrammes des efforts internes à L'ELS

Calcul des moments :

Même calcul pour les étapes a L'ELU.

Aux appuis : Ma =0.5xMmax

En travée : Mt=0.85xMmax

Tableau.III.21.Calcul des moments

R A (KN)	RB (KN)	Mmax (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
$R_A = 24.26$	R_B=21.35	24.75	12.36	21.04

III.6. Ferraillage des escaliers :

Tableau.III.22.les données

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	c = 2 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau.III.23.Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	29.21	0.08	0.958	6.74	0	6HA12=6.78
En appuis	17.18	0.05	0.974	3.96	0	4HA12=4.52

III.6.1. Condition de non fragilité :

Condition de non fragilité :

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

En travées : A = 6.78cm2≥ A_{min} =$\frac{100\times15}{1000}$=1.5 cm2 (Condition vérifier)

En appuis : A = 4.52cm2≥ A_{min} =$\frac{100\times15}{1000}$=1.5 cm2 (Condition vérifier)

III.6.2. Les armatures de répartition :

Tableau.III.24. Les armatures de répartition

	Ar (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}$=$\frac{6.78}{4}$ =1.69	6HA8=3.01
En appuis	$\frac{A}{4}$ = $\frac{4.52}{4}$= 1.13	4HA6=1.13

III.6.3. Vérification de l'espacement :

Tableau III.25.Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
Entravée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=25cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.6.4.Vérification de l'effort tranchant :

$\boldsymbol{\tau_u}$=$\frac{\boldsymbol{V_{u\times10^3}}}{\boldsymbol{b_{0\times d}}}$=$\frac{33.64\times10^3}{1000\times130}$=0.258 MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.258MPa < \overline{\tau_u}$=3.33 MPa(Condition vérifié).

III.6.5.Vérification à l'E.L.S :

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

$$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$$

$\bar{\sigma}_b$=0.6f_{c28}=0.6*25=15Mpa

Tableau.III.26.Vérification de la résistance du béton à la compression

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b\,adm}$ (MPa)	σb ≤ $\sigma_{b\,adm}$
En travée	6.78	21.04	4.21	12984.05	6.74	15	Condition vérifier
Aux appuis	4.52	12.36	3.57	8085.676	5.46	15	Condition vérifier

III.6.6. Vérification de la flèche :

$M_0=\frac{Q_{el}*l^2}{8}$= 37.22KN.m

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}\frac{15}{4.7} \geq \frac{1}{20} \times \frac{29.21}{37.22}$ 0.032≥0.040(C.N.V)

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}\frac{6.78}{100\times13} \leq \frac{4.2}{400}$ 0.0052≤0.0105 (c.v)

✓ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau.III.27.Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
6.78	21.04	5.2	310.82	0.944	8.30	59938.56
I*fi* (cm^4)	**I*fv* (cm^4)**	**Fi(mm)**	**Fv(mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm}(mm)**	**ΔF < Fadm**
47860.34	57280.73	3.01	7.56	4.55	9.4	oui

III.7. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion Simple.

III.7.1. Pré dimensionnement

La longueur de la poutre: L =2.95m

Tableau.III.28. Schématisation de la poutre palière

	Poutres palières
Conditions de résistance	L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0.3h ≤ b ≤ 0.7h L = 2.95m => 19.66≤ h ≤ 29.5 => h = 30 cm L = 2.95m =>9 ≤ b ≤ 21 => b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.00 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.1016) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30 cm ; b = 30 cm

III.7.2. Charges revenants à la poutre:

R_U = 33.64kN; R_{ser} = 24.26KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1.3 x 2,7 2 = 3.54 kN/ml.

GT =5.79KN

Donc: Pu = 1.35 x GT + R = 1,35x 5.79+ 33.64= 41.46kN/ml

Pser = G + R= 5.79+24.26= 30.05kN/ml.

III.7.3. Calcul des efforts:

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

- $R_A = R_B = \frac{P.L}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_A = \frac{P.L^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{P.L^2}{24}$

Tableau.III.29.Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra (kN)	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
ELU	61.15	30.07	15.03
ELS	44.32	21.79	10.90

III.7.4. Ferraillage de la poutre palière:

Tableau.III.30.les données

Béton	**fc28 = 25 MPa**	**γb = 1.5**	**σbc = 14.2 MPa**	**c = 2cm**
	ft28 = 2.1 MPa	b =30 cm	h= 30cm	d=28cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau.III.31.Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	15.03	0.030	0.985	3.24	0.9	3HA12	3.39
En appuis	30.07	0.014	0.993	1.61	0.9	2HA12	2.26

III.7.5. Vérifications:

a) à L'ELS :

Tableau.III.32. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser}(kN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ (MPa)	σ ≤σb
Travée	10.89	3.39	15352	0.071	6.416	4.553	C.V
appuis	21.78	2.26	21325.80	0.1021	7.620	7.789	C.V

b) vérification selon RPA99Version2003 Art [7.5.2.1

A_{min} = 0,5% bh

A_{max}= 4% bh zone courante

A_{max}= 6% bh zone de recouvrement

Tableau.III.33.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003

	A(cm^2)	A min=4.5cm^2	A max=48cm^2	Correction
Travée	3.39	C.N.V	C.V	3HA14=4.62
Appuis	2.26	C.N.V	C.V	3HA12=3.39

c. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{V_U}{b_{0.d}} = \frac{61.15.10^3}{300\times280} = 0.73$MPa

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

τ_u=0.73MPa< $\overline{\tau_u}$=3.33 MPa(Condition vérifié)

c.1 .Vérification des armatures longitudinales :

$A_1 \geq (\frac{\gamma_{S.V_u}}{f_e}) \Longrightarrow$ 4.62≥ 1.76 (c.v)

C.2. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$V_u \leq 0.4\ a b_0 . \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

a= Min [b – c – 2 ; 0.9d]= 24.3 cm

Vu =61.15kN <486kN (C.V)

d. Armatures transversales:

$\varphi t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$ =8.57 ;$\frac{b_0}{10}$ =30 ; φt= 14] =8.57 mm

φ_t= 8mm ;$a_t = \frac{\pi \varphi t^2}{4} = 0.50cm^2$

At = at.nt (nt = 4).

A_t=2cm^2,A_t=2HA12=2.26cm2

d.1.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ….Art [7.5.2.2] :

At min =0,003. St. b≤ At

St ≤ Min [h/4; 12Øl]

St ≤ Min [11 ,52 ; 12] = 11.52cm en zone nodale

St ≤ h/2 = 22.5cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- St = 8 cm (zone nodale)

- St = 15 cm (zone courante)

On a A_t =2.26cm2

- St = 8 cm ⇒ A_t=2.26cm2 >At min =0,003. St. b =0.72 cm2 (C.V)

- St = 15 cm ⇒ A_t=2.26cm2 >At min =0,003. St. b=1.35 cm2 (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{2.95}$ **=0.10** $\geq \frac{1}{16}$ **=0.0625**(C.V)

$\frac{h}{L}$ **= 0.10**$\geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$ **=0.033** (C.V)

$\frac{A}{b.d}$ **= 0.0055** $\leq \frac{4.2}{f_e}$ = 0.0105 (C.V)

✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées.

III.4. Les dalles pleines:

III.4.1.Introduction:

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on a deux types des dalles pleines,

- Type 1 : dalles pleines triangulaires encastrées sur 3 côtés de (3.61*3.32) m^2
- Type 2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 4 cotés de (4.57 *3.06)m^2

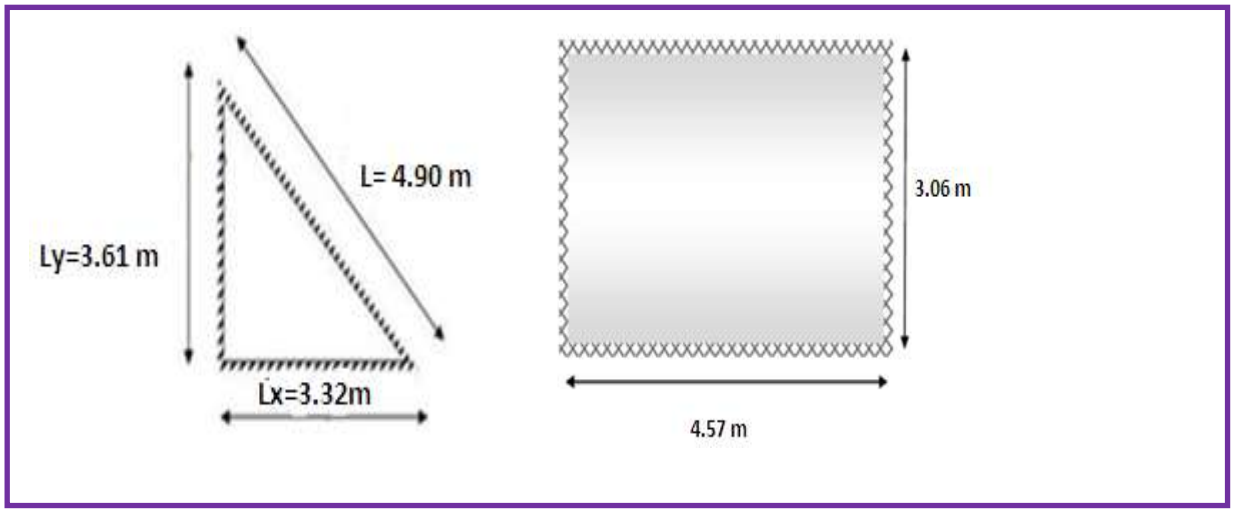


Figure III.14:Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés et Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 4cotés

III.4.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

III.4.2. 1.Théorie :

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

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

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

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

III.4.2.2.Hypothèse de calcul :

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

2) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.

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

III.4.2.3.Principe de calcul :

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

a) Travail externe :

$T_{ext}=\Sigma PV$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

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

b) Travail interne :

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

$T_{int}=\Sigma M_i L_i \theta_i$

Avec :

Mi : moment plastique nominal par unité de longueur.

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

θi : la rotation de la ligne de rupture

III.4.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.34.: Détermination des chargements de la dalle triangulaire et rectangulaire

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
7.1	1	11.09	8.1

III.4.4. Calcul du 1^{ere} type de rupture de la dalle (Type 1):

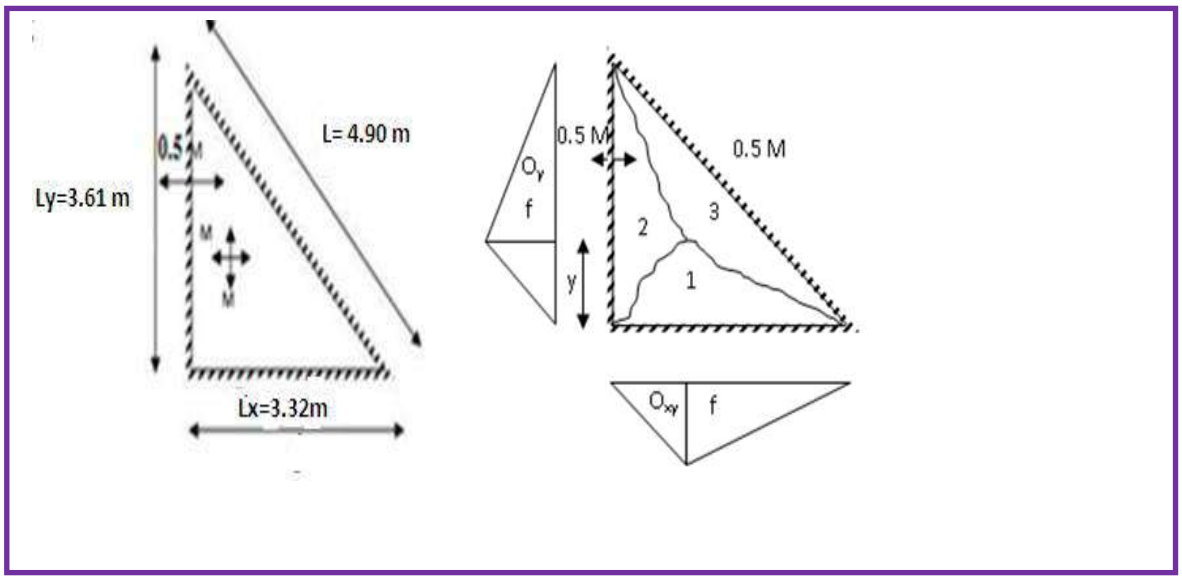


Figure.III.15. La rupture de la dalle

Les appuis sont considérés comme des semi –encastrements

$$T_{ext} = T_{ext}1 + T_{ext}2 + T_{ext}3$$

$$T_{ext} = q.S_1\frac{f}{3} + q.S_2\frac{f}{3} + q.S_3\frac{f}{3} = q.(S_1 + S_2 + S_3)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext}1 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Ly\,.Y}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\,\frac{3.61}{6}Y$$

$$T_{ext}2 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Lx\,..\,X}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\,\frac{3.32}{6}X$$

$$T_{ext}3 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(S_T(\frac{3.61}{2}Y + \frac{3.32}{2}X)\right)$$

$$T_{ext} = q.\left(3.61 \times 3.32 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 1{,}997q.\quad f$$

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3}$$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.\ l_x \cdot \theta_y + M.\ l_x \theta_y = 1.5M.\ l_x \cdot \frac{f}{Y}$$

$$T_{int}^{2} = 1.5M.\ l_y \cdot \frac{f}{x}$$

$$T_{int}^{3} = M.\ l_x \cdot \theta_y + M.\ l_y \theta_x + 0.5M.\ l_x \cdot \theta_y + 0.5M\ l_y \theta_x$$

$$T_{int}^{3} = M.\ f\left(\frac{4.98}{Lx\ -\ x} + \frac{5.415}{Ly\ -\ y}\right)$$

$$T_{int} = Mf\left(.\frac{4.98}{y} + \frac{5.415}{x}\right) + \left(\left(\frac{4.98}{Lx\ -\ x} + \frac{5.415}{Ly\ -\ y}\right)\right)$$

Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$1{,}997q.\ f = Mf\left(.\frac{4.98}{y} + \frac{5.415}{x}\right) + \left(\left(\frac{4.98}{Lx\ -\ x} + \frac{5.415}{Ly\ -\ y}\right)\right)$$

$$q = \frac{\left(.\frac{4.98}{y} + \frac{5.415}{x}\right) + \left(\left(\frac{4.98}{Lx\ -\ x} + \frac{5.415}{Ly\ -\ y}\right)\right)}{1.997} M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow y = 1.766m$$

$$\frac{dq}{dx} = 0 \Rightarrow x = 0.614m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.122 q

$$M_t = 0.122.q = 0.122 \times (11.09) = 1.353KNm$$

$$M_a = 0.5\ M_t = 0.5 \times 1.353 = 0.676KN.m$$

$$Mt_{ser} = 0.122 \times 8.1 = 0.988KN.m$$

$$Ma_{ser} = 0.5 \times 0.988 = 0.494KN.m$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.32}{3.61} = 0.919$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$$\varphi_p \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5cm$$

III.4.5. Calcul du 2^{ere} type de rupture de la dalle :

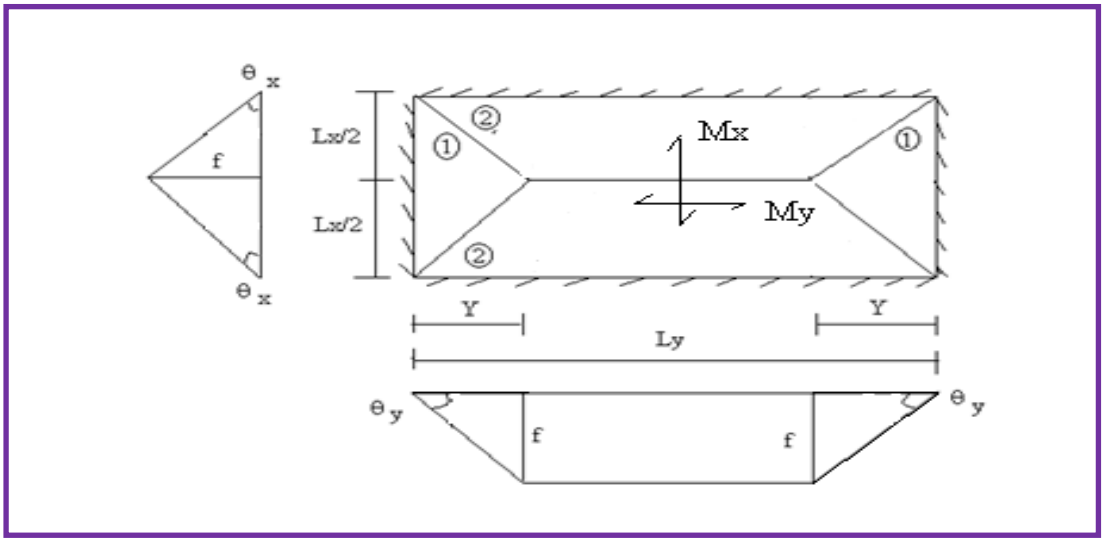


Figure.III.16. La rupture de la dalle.

Les appuis sont considérés comme des semi - encastrements.

$$T_{ext} = T_{ext}\,1 + T_{ext}\,2 + T_{ext}\,3 + T_{ext}\,4$$

Avec : $T_{ext}\,1 = T_{ext}\,3, T_{ext}\,2 = T_{ext}\,4$

$$T_{ext}\,1 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Lx\,.Y}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\,\frac{4.57}{6}Y$$

$$T_{ext}\,2 = q,f\left(\frac{Lx\,.Ly}{4} - \frac{Lx\,.Y}{3}\right) = q,f\left(\frac{4.57\ *3.06}{4} - \frac{4.57\,.Y}{3}\right)$$

$$T_{ext} = 2(q.f\,\frac{4.57}{6}Y) + q,f\,2\left(\frac{4.57\ *3.06}{4} - \frac{4.57\,.Y}{3}\right) = q,f.Lx\left(\frac{.Ly}{2} - \frac{.Y}{3}\right)$$

2. Travail interne :

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

$$T_{int}^{1} = T_{int}^{2}\ et\ T_{int}^{3} = T_{int}^{4}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.\ l_x.\frac{f}{Y}$$

$$T_{int}^{2} = 3M..\ \frac{Lx}{Ly}\,f$$

$$T_{int} = 3M(\ \frac{Lx}{y} + \frac{2\,Ly}{Lx})\,f$$

Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = \frac{3\left(\frac{Lx}{y} + \frac{2\,Ly}{Lx}\right)}{Lx\left(\frac{.Ly}{2} - \frac{.Y}{3}\right)} M \Rightarrow q = \frac{3\left(\frac{4.57}{y} + 1.34\right)}{\left(7.00 - 1.52\,Y\right)} M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow y = 1.95m$$

$$\frac{dq}{dx} = 0 \Rightarrow x = 0.62m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.71 q

$$M_t = 0.71.q = 0.71 \times (11.09) = 7.87\ KNm$$

$$M_a = 0.5\ M_t = 0.5 \times 7.87 = 3.93KN.m$$

$$Mt_{ser} = 0.710 \times 8.100 = 5.75KN.m$$

$$Ma_{ser} = 0.5 \times 5.75 = 2.87KN.m$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.57} = 0.56$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$$\varphi_p \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5\,cm$$

III.4.6.Calcul du ferraillage:

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

Tableau III.35.Les données pour les deux types de dalle pleine.

Béton	**ƒc28=25 MPa**	**γb = 1.5**	**σbc=14.2 MPa**	**e=2cm**
	ƒt28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h = 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs =348

Tableau III.36.Calcul des sections de la dalle pleine type 1(triangulaire)

Position	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{choisi}	A final	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	X	1.353	0.0095	0.995	3.005	4HA10	3.14	0	1.5
	Y	1.353	0.0095	0.995	3.005	4HA10	3.14	0	1.5
Appuis	X	0.676	0.0047	0.998	1.497	4HA10	3.14	0	1.5
	Y	0.676	0.0047	0.998	1.497	4HA10	3.14	0	1.5

Tableau III.37.Calcul des sections de la dalle pleine type 2 (rectangulaire)

Position	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{choisi}	A final	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	X	7.87	0.056444	0.971	2.02	4HA10	3.14	0	1.5
	Y	7.87	0.056	0.971	2.02	4HA10	3.14	0	1.5
Appuis	X	3.93	0.028	0.986	1.25	4HA10	3.14	0	1.5
	Y	3.93	0.028	0.986	1.25	4HA10	3.14	**0**	1.5

III.4.6.1. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible.

Tableau III.38.Vérification à l'E.L.S type 1 (triangulaire)

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	1.353	0.676	1.353	0.676
σb (MPa)	0.6*25=15			
y1 (cm)	3.10	3.10	3.10	3.10
IG (cm)	3209.22	3209.22	3209.22	3209.22
K (N/cm)	0.07	0.035	0.07	0.035
σb (MPa)	0.17	0.079	0.17	0.079
σb ≤σ b adm	oui		oui	

Tableau III.39.Vérification à l'E.L.S type 2 (rectangulaire)

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	7.87	3.93	7.87	3.93
σb (MPa)	0.6*25=15			
y1 (cm)	4.24	4.24	4.24	4.24
IG (cm)	5122.14	5122.14	5122.14	5122.14
K (N/cm)	0.112	0.054	0.112	0.054
σb (MPa)	0.442	0.194	0.442	0.194
σb ≤σb adm	**oui**		**oui**	

III.3.6.2. Condition d'espacement :

Type 1et 2 (triangulaire, rectangulaire):

En travées :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25\ cm \leq \overline{S_t} = Min\ [3h = 3(15) = 45\ cm\ ,33\ cm] = 33\ cm$$

Aux appuis :

$$S_t = 25\ cm \leq \overline{S_t} = Min\ [4h = 4(15) = 60\ cm\ ,45\ cm] = 45\ cm$$

III.4.6.3. Vérification au cisaillement :

Tableau III.40.Vérification au cisaillement type 1(triangulaire)

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx}=\frac{11.09*3.61*3.32}{2*3.61+3.32}$=12.61 kN	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly}=\frac{11.09*3.61*3.32}{3*3.61}$=12.27KN
τu	$\tau u=\frac{V_X}{bd}=\frac{11.09*10^3}{1000*125}$=0.088MPa	$\tau u=\frac{V_Y}{bd}=\frac{10.46*10^3}{1000*114.3}$=0.091 MPa
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fc28/ γb=1.17 Mpa	
τu≤$\overline{\tau_u}$	**oui**	**oui**

Tableau III.41.Vérification au cisaillement type

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx}=\frac{11.09*3.06*7.54}{2*7.54+3.06}=14.10kN$	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly}=\frac{11.09*3.06*7.54}{3*7.54}=11.31$
τu	$\tau u=\frac{V_X}{bd}=\frac{11.09*10^3}{1000*125}=0.08$ MPa	$\tau u=\frac{V_Y}{bd}=\frac{11.09*10^3}{1000*114.3}=0.09$ MPa
$\overline{\tau}_u$	$\overline{\tau}_u=0.07fc28/\gamma b=1.17$ Mpa	
$\tau u\leq\overline{\tau}_u$	oui	oui

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

III.3.6.4. Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau III.42.Vérification de flèche de la dalle (triangulaire)

1^{ere}condition			2^{eme}condition		
h /Lx	Mt/ (20 Mx)	h /Lx≥Mt/ (20 Mx)	ρ =At/ (b* d)	2/fe (MPa)	ρ ≤ 2 fe
0.042	0.0044	Oui	0.0024	0.005	Oui

Tableau III.43.Vérification de flèche de la dalle (rectangulaire)

1^{ere}condition			2^{eme}condition		
h /Lx	Mt/ (20 Mx)	h /Lx≥Mt / (20 Mx)	ρ =At/ (b* d)	2/fe (MPa)	ρ ≤ 2 fe
1.981	0.100	Oui	0.0002	0.005	Oui

✓ Donc l'Etat d'ouverture de fissure bloc est vérifié pour le cas de la dalle pleine

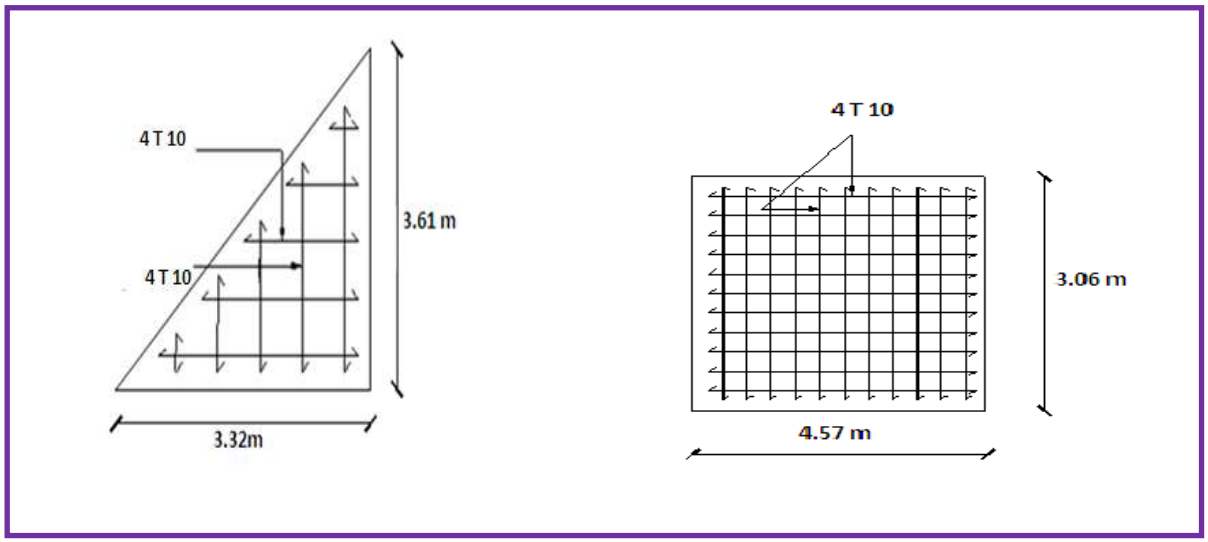
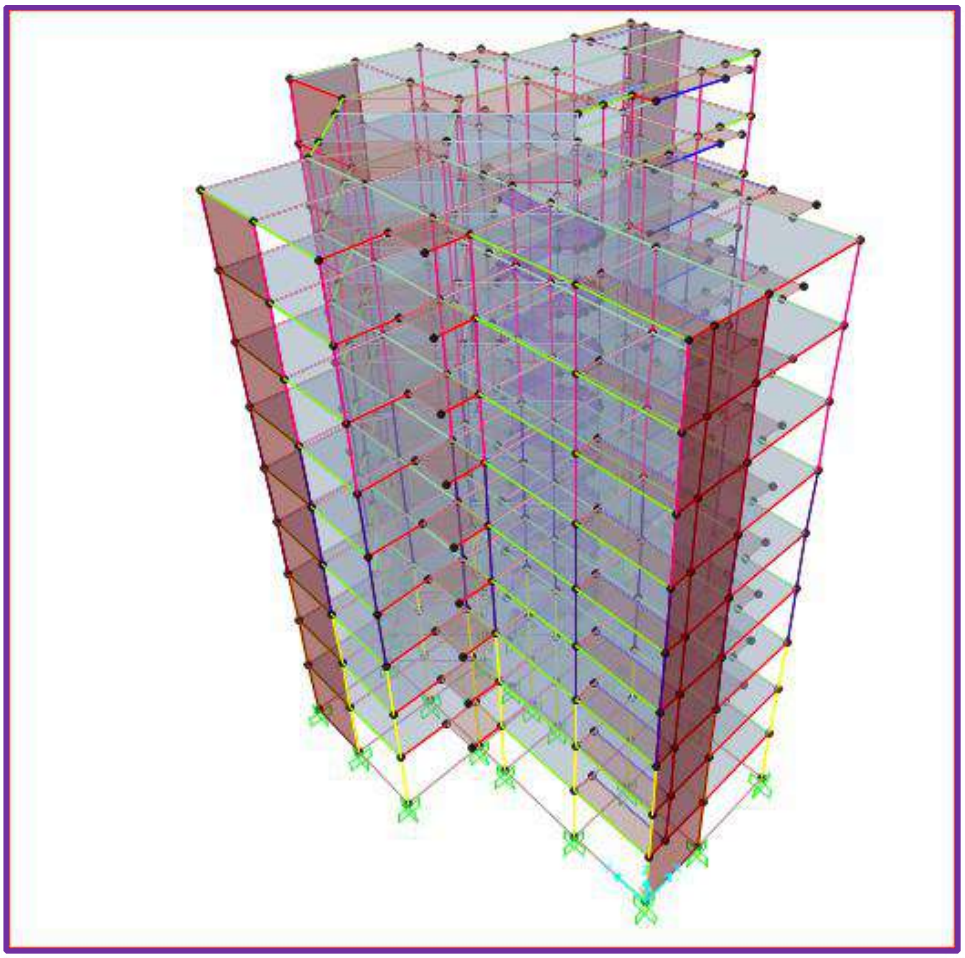


Fig. III-17: Ferraillage de la dalle pleine (triangulaire, rectangulaire)

IV.1. Introduction :

L'Algérie est un pays où règne 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 ait pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000 V17.



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

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.

IV.3.Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Quel que soit le problème que l'on peut propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique, qui peuvent amplifier la déformation des éléments structuraux.

Les caractéristiques à déterminer sont :

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

IV.3.1.Centre de masse :

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

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment :

(Poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$X_{Gj} = \frac{\sum w_{i.X_i}}{\sum W_i} \text{ ET } Y_{Gj} = \frac{\sum w_{i.Y_i}}{\sum W_i} \text{ Avec :}$$

Wi : poids de l'élément (i) du niveau considéré.

Xi, Yi : coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.

XG, YG : coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse

Niveau (m)	Σ Wi (kN)	Wi. Xi	Wi. Yi	XG (m)	YG (m)
3.4	5207.913	43309.001	78998.832	8.316	15.169
6.46	5163.275	42968.774	78285.575	8.322	15.162
9.52	5103.998	42475.471	77381.714	8.322	15.161
12.58	5045.450	41978.144	76489.022	8.320	15.160
15.64	5045.450	41978.144	76489.022	8.320	15.160
18.7	4989.336	41506.286	75638.334	8.319	15.160
21.76	4941.486	41108.222	74907.986	8.319	15.159
24.82	4924.068	41007.638	74624.251	8.328	15.155
27.88	4252.777	35523.446	64548.649	8.353	15.178

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi.X_i}}{\sum I_{Yi}} \text{ET} Y_{tj} = \frac{\sum I_{Xi.Y_i}}{\sum I_{Xi}}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi. Il est rappelé que :

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

➢ Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

➢ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

♦ Pour les poteaux :

$$I_X = \frac{bh^3}{12} \qquad ; I_Y = \frac{hb^3}{12}$$

♦ pour les voiles :

$$I_X = \frac{L.e^3}{12} \; ; \; I_Y = \frac{e.L^3}{12}$$

♦ pour les voiles avec ouvertures :

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{A_0 \cdot (\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$$

Avec :

an: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \right) \frac{20}{11} \ldots & \text{si } n \leq 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

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

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

Ai : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

$\propto = w.H_0$. (Coefficient du monolithisme des voiles).

$\boldsymbol{H_0}$: Hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{G}{3\,I\,.H}\left[2\left(\frac{i\,c^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une seule file d'ouverture.

H: hauteur d'étage.

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

$$A_0(\propto.\xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\propto^2}{\propto^3} \cdot \frac{Sh\propto}{ch\propto} - \frac{2}{\propto^2 ch\propto} \qquad \text{si } \xi = 0$$

Avec: $\xi = \frac{X}{H}$ Si $0 < \xi < 1$

$$A_0(\propto.\xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\propto^2}\xi + \frac{2-\propto^2}{\propto^3 ch\propto} \cdot \text{sh} \propto (1-\xi) - \frac{2}{\propto^2}\frac{ch\propto.\xi}{\propto^2 ch\propto}$$

Remarque :

Si α> 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.2.Calcul du centre de torsion

Niveau (m)	Σ Ix (m^4)	Σ I_Y(m^4)	Σ Ix *Yi	ΣI_Y *Xi	Xi (m)	Yi (m)
3.4	1.722	5.475	22.839	36.962	6.751	13.263
6.46	7.185	5.994	106.115	45.704	7.625	14.769
9.52	4.237	8.482	66.123	66.338	7.821	15.606
12.58	2.544	1.394	38.386	10.521	7.547	15.089
15.64	1.797	1.862	27.924	9.586	7.724	15.539
18.7	1.315	2.591	21.165	20.282	7.828	16.095
21.76	8.539	4.341	128.529	32.775	7.550	15.052
24.82	5.474	7.087	90.244	52.784	7.448	16.486
27.88	5.256	1.712	82.246	11.788	6.886	15.648

IV.4.proposition les différentes dispositions des voiles :

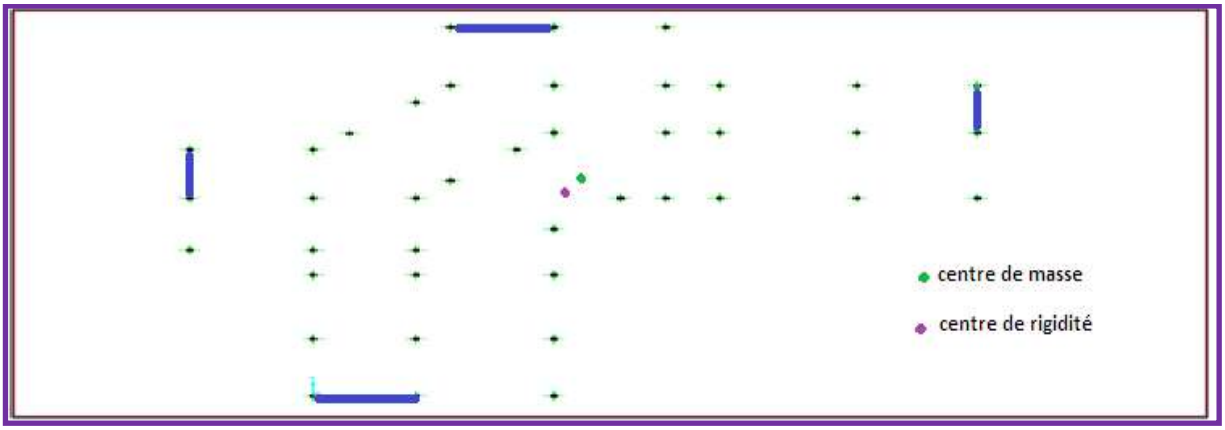


Figure IV.2 .position du centre de masse et de torsion (niveau RDC)

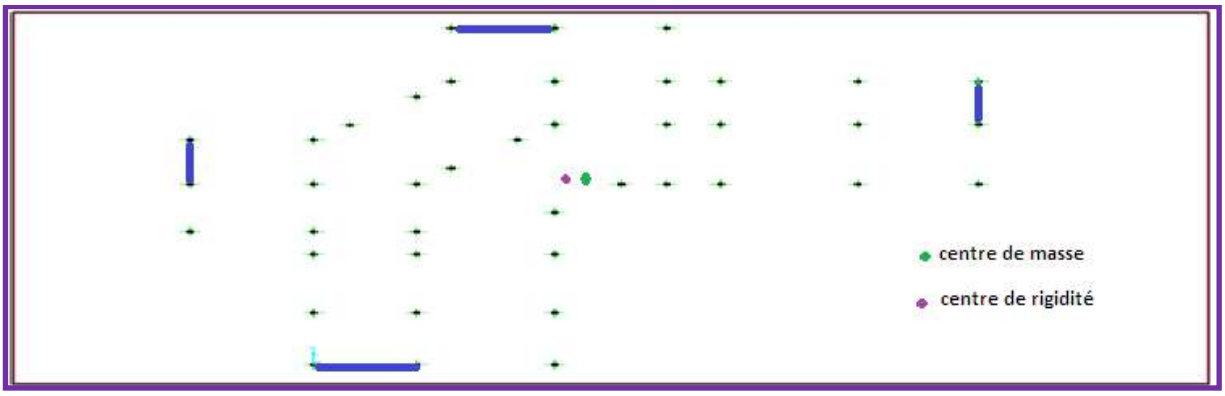
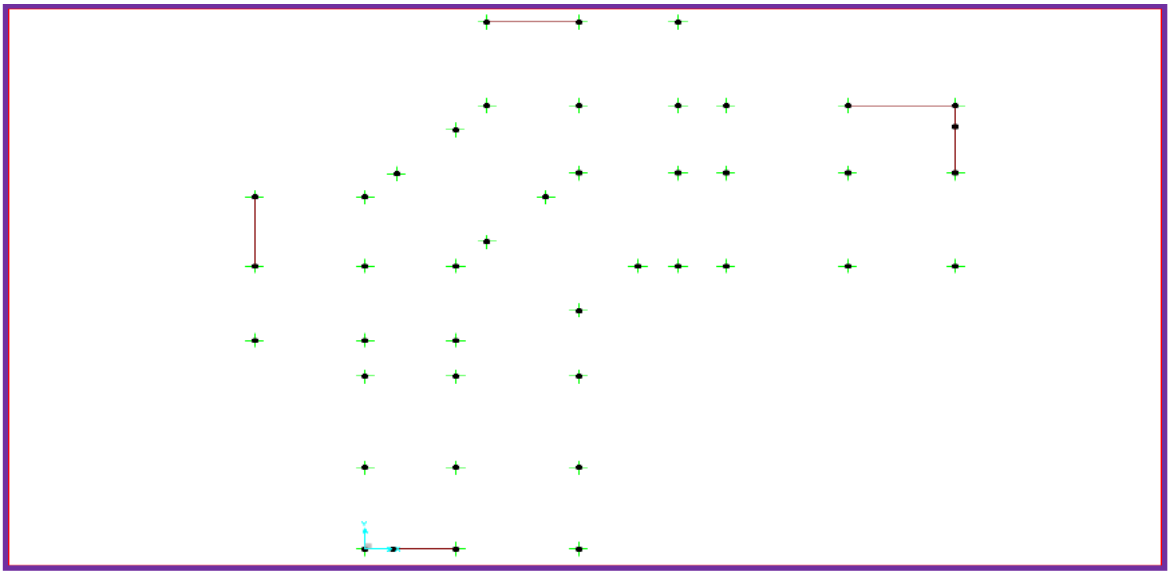


Figure IV.3 .position du centre de masse et de torsion (étage courant)

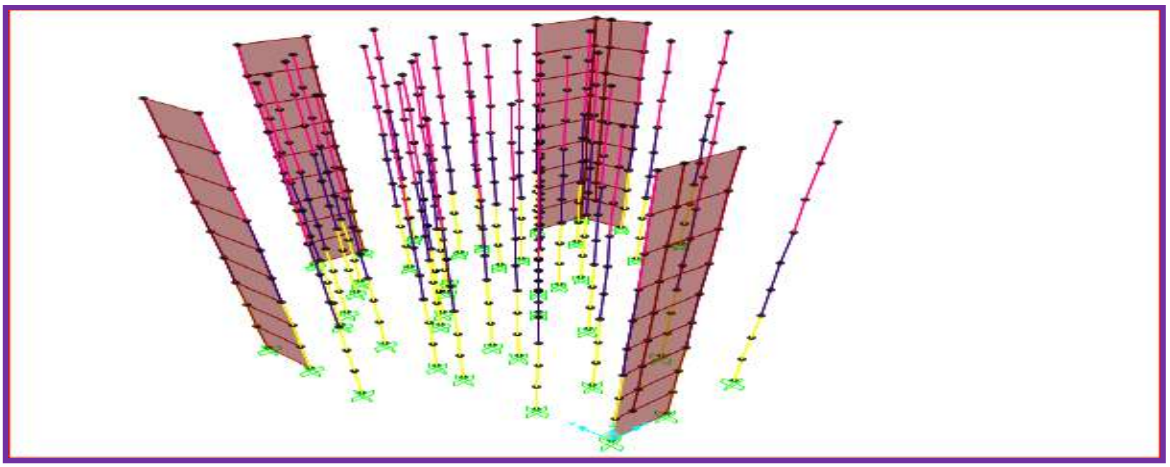
On a essayé plusieurs dispositions des voiles.

Les dispositions sont comme suit :

1erDisposition des voiles :



Figures IV.4.1^{er} Disposition des voiles en plan

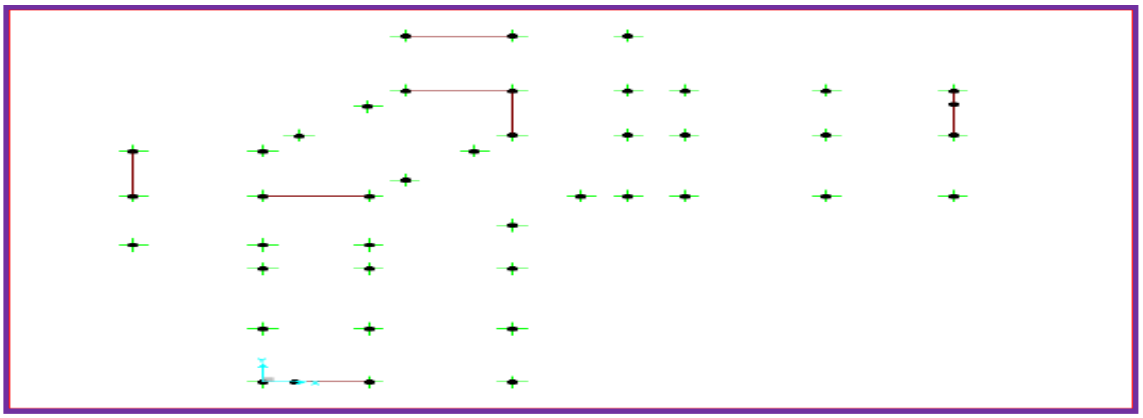


Figures IV.5.1^{er} Disposition des voiles en 3D

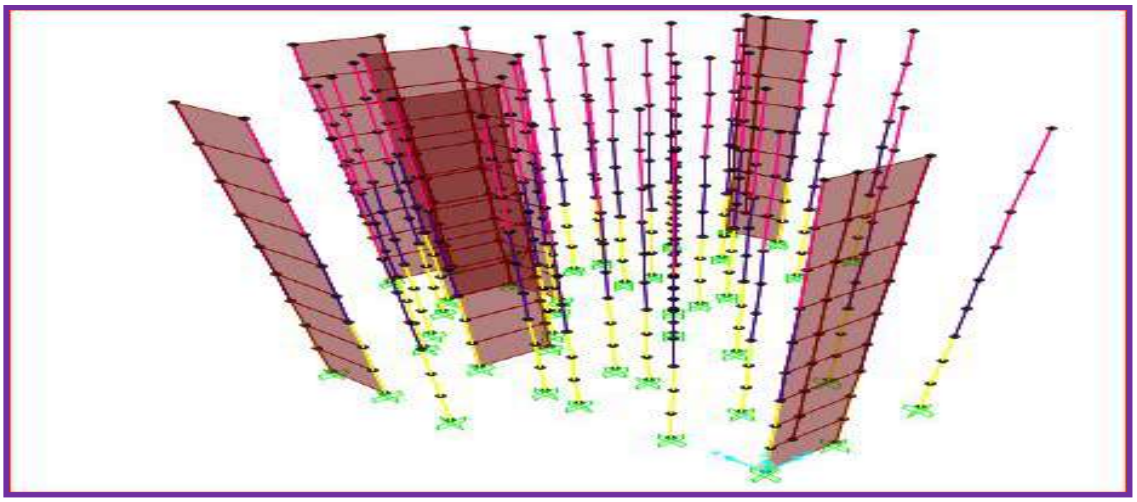
Tableau IV.3.Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale(RZ)
Mode1	0,76	0,57%	71,05%	0,70%
Mode2	0,72	61,88%	71,19%	10,11%
Mode3	0,60	70,94%	72,28%	68,55%

2emeDisposition des voiles :



Figures IV.6.2^{eme} Disposition des voiles en plan

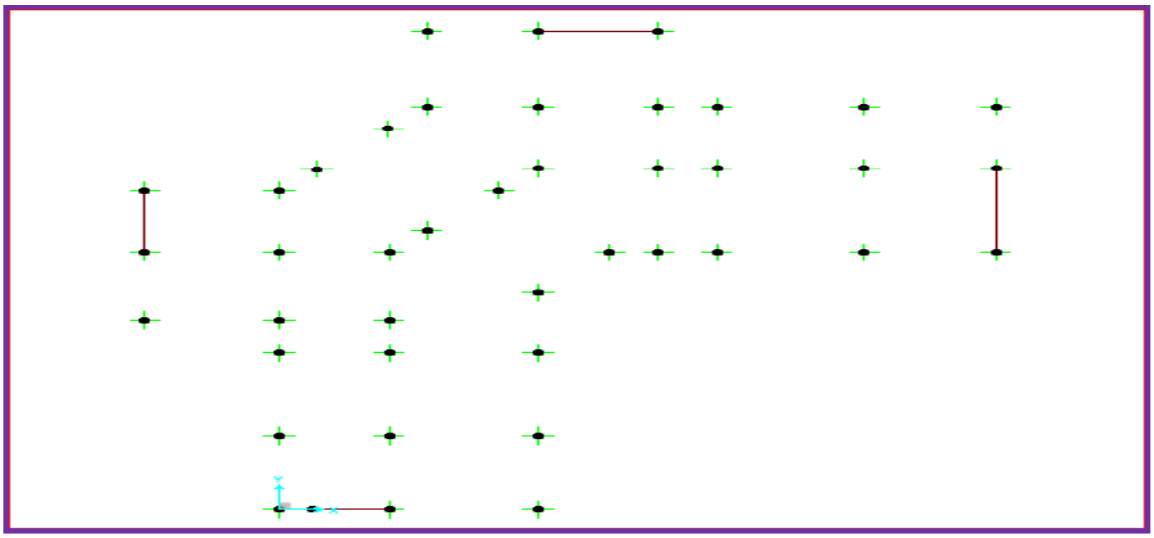


Figures IV.7.2^{eme} Disposition des voiles en 3D

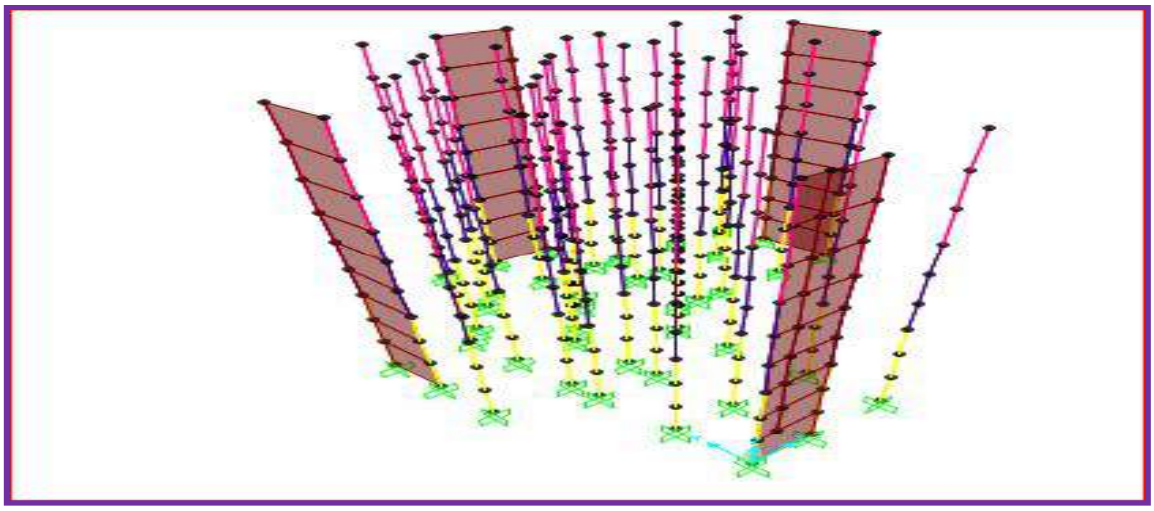
Tableau IV.4.Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale(RZ)
Mode1	1,02	3,36%	10,63%	65,34%
Mode2	0,94	19,27%	55,17%	69,42%
Mode3	0,90	56,03%	12,84%	79,35%

3emeDisposition des voiles :



Figures IV.8.3^{eme} Disposition des voiles en plan

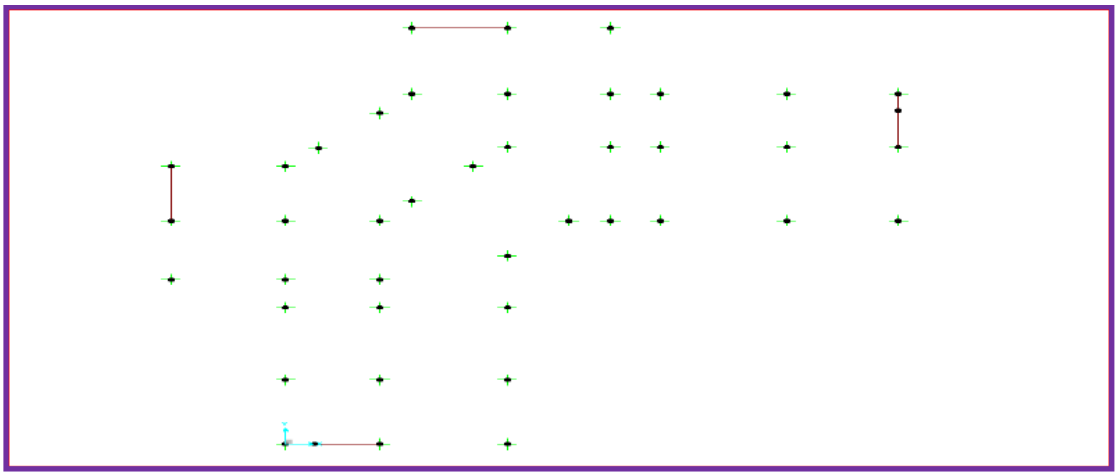


Figures IV.9.3^{eme} Disposition des voiles en 3D

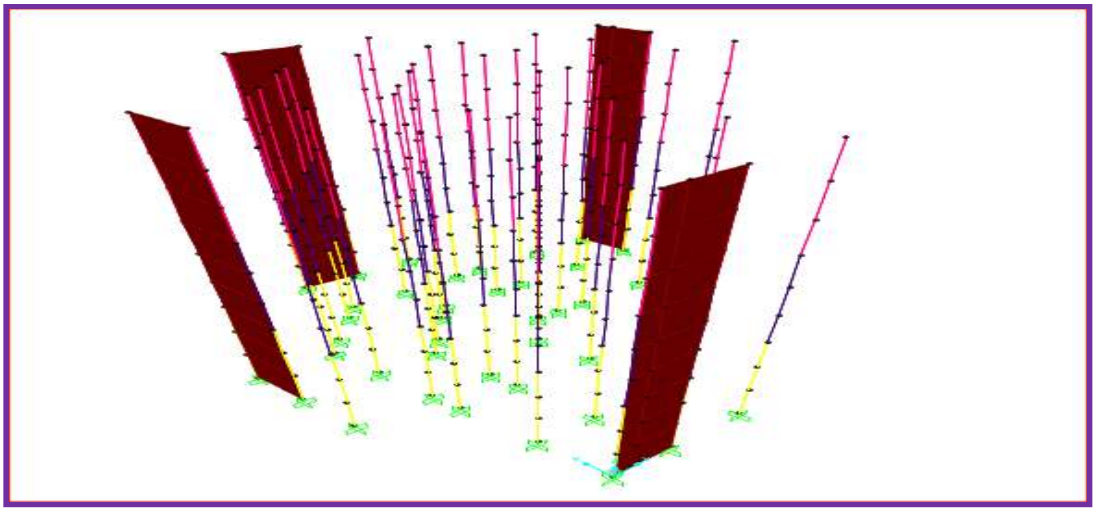
Tableau IV.5.Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale(RZ)
Mode1	0,68	2,65%	68,58%	0,54%
Mode2	0,64	49,91%	0,95%	20,17%
Mode3	0,57	18,42%	2,19%	68,36%

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisie la meilleure disposition représentée sur les figures suivant :



Figures IV.10.4^{eme} Disposition des voiles en plan



Figures IV.11.4^{eme} Disposition des voiles en 3D

Tableau IV.6.Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale(RZ)
Mode1	0,78	14,77%	57,65%	0,00%
Mode2	0,76	57,94%	14,97%	0,01%
Mode3	0,67	0,00%	0,01%	68,81%

IV.4.1.Excentricité :

IV.4.1.a. Excentricité statique :

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

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

Tableau IV.7.Calcul de l'excentricité statique

Niveau(m)	Direction X			direction Y		
	XG (m)	X_t(m)	Ex Théo(m)	YG(m)	Y_t(m)	Ey Théo(m)
3.4	8.316	6.751	1.565	15.169	13.263	1.906
6.46	8.322	7.625	0.697	15.162	14.769	0.393
9.52	8.322	7.821	0.501	15.161	15.606	0.445
12.58	8.320	7.547	0.773	15.160	15.089	0.071
15.64	8.320	7.724	0.596	15.160	15.539	0.379
18.7	8.319	7.828	0.491	15.160	16.095	0.935
21.76	8.319	7.550	0.769	15.159	15.052	0.107
24.82	8.328	7.448	0.880	15.155	16.486	1.331
27.88	8.353	6.886	1.467	15.178	15.648	0.470

IV.4.1.b. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

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

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

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

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

Tableau IV.8.Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau(m)	Lx	Ly	Ex(m)	Ey(m)
3.4	27.93	27.92	1.40	1.40
6.46	27.93	27.92	1.40	1.40
9.52	27.93	27.92	1.40	1.40
12.58	27.93	27.92	1.40	1.40
15.64	27.93	27.92	1.40	1.40
18.7	27.93	27.92	1.40	1.40
21.76	27.93	27.92	1.40	1.40
24.82	27.93	27.92	1.40	1.40
27.88	27.93	27.92	1.40	1.40

IV.4.1.c. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄

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

Tableau IV.9.Calcul de l'excentricité totale

Niveau(m)	direction X			direction Y		
	Ex Théo(m)	Ex(m)	Ex Théo±$E_{x\ acc}$	Ey Théo(m)	Ey(m)	Ey Théo±E_{xacc}
3.4	1.565	1.40	0.165	1.906	1.40	0.506
6.46	0.697	1.40	0.703	0.393	1.40	1.007
9.52	0.501	1.40	0.899	0.445	1.40	0.955
12.58	0.773	1.40	0.627	0.071	1.40	1.329
15.64	0.596	1.40	0.804	0.379	1.40	1.021
18.7	0.491	1.40	0.909	0.935	1.40	0.465
21.76	0.769	1.40	0.631	0.107	1.40	1.293
24.82	0.880	1.40	0.520	1.331	1.40	0.069
27.88	1.467	1.40	0.067	0.470	1.40	0.930

IV.5.Choix de la méthode de calcul :

IV.5.1.Introduction :

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

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.2.1. Principe :

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

IV.5.2.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap2000est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.5.2.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

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

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone II_b groupe d'usage2) ➔ A = 0,20.

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

$\xi = 7\ \%$ [RPA: Tab.4.2].

Avec remplissage dense : $\eta = 0.882$

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles (R = 5)

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Classification des systèmes de contreventement ►► ***[art 3.4]*** ◄◄***RPA2003***
  Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc: **R = 5**

✓ **Justification du coefficient de comportement R-RPA version 2003[Art3.5] :**

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP. 2000) qui sont données ci-après.

Suivant X :

Tableau IV.10.Vérification du coefficient comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_Z (kN)	N_Z/Poteaux (kN)	N_Z/Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
27.88	4476.994	4205.288	271.706	1605.501	1086.045	519.456
24.82	9565.573	8855.936	709.637	1643.458	1181.776	461.682
21.76	14874.549	13764.944	1109.605	2109.837	1326.013	783.824
18.70	20314.820	18905.111	1409.709	2549.153	1980.020	569.133
15.64	25710.691	23938.901	1771.790	2941.315	1986.054	955.261
12.58	31175.411	29046.284	2129.127	3333.269	1923.999	1409.270
9.52	36913.688	34605.032	2308.656	3727.746	2329.395	1398.351
6.46	42463.359	39861.551	2601.808	4037.527	1940.263	2097.264
3.4	48186.917	45237.000	2949.917	4241.620	1374.069	2867.551

Tableau IV.11.Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
27.88	100 %	93.931 %	6.069 %	100 %	67.645 %	32.355 %
24.82	100 %	92.581 %	7.419 %	100 %	71.908 %	28.092 %
21.76	100 %	92.540 %	7.460 %	100 %	62.849 %	37.151 %
18.70	100 %	93.061 %	6.939 %	100 %	77.674 %	22.326 %
15.64	100 %	93.109 %	6.891 %	100 %	67.523 %	32.477 %
12.58	100 %	93.170 %	6.830 %	100 %	57.721 %	42.279 %
9.52	100 %	93.746 %	6.254 %	100 %	62.488 %	37.512 %
6.46	100 %	93.873 %	6.127 %	100 %	48.056 %	51.944 %
3.4	100 %	93.878 %	6.122 %	100 %	32.395 %	67.605 %

Suivant Y :

Tableau IV.12.Vérification du coefficient comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
27.88	4475.861	4205.288	270.573	1578.764	1043.267	535.497
24.82	9563.015	8855.936	707.079	1611.823	1138.840	472.983
21.76	14869.037	13764.944	1104.093	2043.284	1245.889	797.395
18.70	20306.182	18905.111	1401.071	2472.589	1888.060	584.529
15.64	25698.632	23938.901	1759.731	2873.758	1904.563	969.195
12.58	31160.561	29046.284	2114.277	3263.279	1838.772	1424.507
9.52	36896.439	34605.032	2291.407	3633.573	2218.819	1414.754
6.46	42443.167	39861.551	2581.616	3955.434	1848.526	2106.908
3.4	48164.919	45237.000	2927.919	4145.719	1302.122	2843.597

Tableau IV.13.Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz** (%)	**Nz /Poteaux** (%)	**Nz /Voiles** (%)	**Effort tranchant Tx** (%)	**Tx /Poteaux** (%)	**Tx /Voiles** (%)
27.88	100 %	93.955 %	6.045 %	100 %	66.081 %	33.919 %
24.82	100 %	92.606 %	7.394 %	100 %	70.655 %	29.345 %
21.76	100 %	92.575 %	7.425 %	100 %	60.975 %	39.025 %
18.70	100 %	93.100 %	6.900 %	100 %	76.360 %	23.640 %
15.64	100 %	93.152 %	6.848 %	100 %	66.274 %	33.726 %
12.58	100 %	93.215 %	6.785 %	100 %	56.347 %	43.653 %
9.52	100 %	93.790 %	6.210 %	100 %	61.064 %	38.936 %
6.46	100 %	93.917 %	6.083 %	100 %	46.734 %	53.266 %
3.4	100 %	93.921 %	6.079 %	100 %	31.409 %	68.591 %

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges horizontale, donc le système choisis est un Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques –voiles**.**

Qui a une valeur de coefficient de comportement (**R=5**).

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.14.détermination du 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	non	0.05	non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10	non	0.10

En récapitulant les résultats on trouve :Q_X = 1+0.2=1.2

Q_Y= 1+0.2=1.2

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15 \text{ s} \\ T_2 = 0{,}5 \text{ s} \end{array}\right\} \text{site S3 .}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître-à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

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

IV.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.

IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

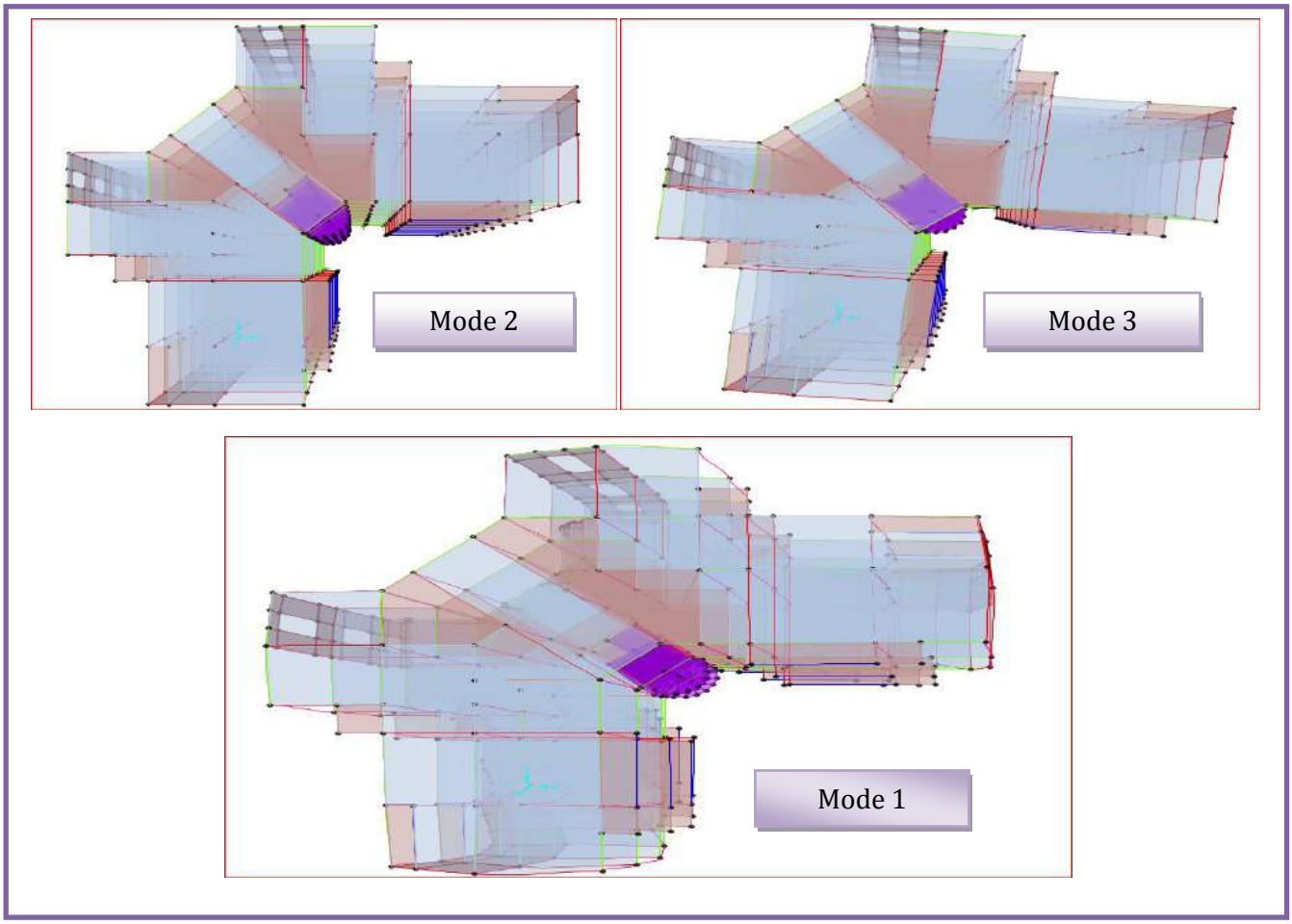


Figure IV.12.Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.15.Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale(RZ)
Mode1	0,78	14,77%	57,65%	0,00%
Mode2	0,76	57,94%	14,97%	0,01%
Mode3	0,67	0,00%	0,01%	68,81%

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe (X)	translation suivant l'axe (Y)	rotation autour l'axe(Z)

IV.6.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau IV.16.Coefficient de participation massique

Mode	Périodes(s)	calcule des masses modales effectives en (%)		
		Sens-X	Sens-Y	Sens-Z
Mode 1	0,780	14,77%	57,65%	0,00%
Mode 2	0,759	72,71%	72,61%	0,01%
Mode 3	0,616	72,71%	72,62%	68,81%
Mode 4	0,238	73,75%	87,54%	68,83%
Mode 5	0,235	88,51%	88,48%	68,92%
Mode 6	0,158	88,57%	88,53%	87,35%
Mode 7	0,1	89,95%	93,12%	87,36%
Mode 8	**0.117**	**94,56%**	**94,56%**	**87,36%**

IV.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

La résultante des forces sismique à la base $V_t$obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 : $V_t/V > 0.8$

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

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

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

- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T2 = 0,5 s (avec site S 3) [1]: ►► [Tab4.7] ◄◄

η : facteur de correction d'amortissement :

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

ξ =7 % [1]: ►► [Tab4.2] ◄◄

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

[RPA version 2003 Art 4.23] $T=0.09h_n/\sqrt{D}$

• **R** : coefficient de comportement global de la structure :

R = 5

• **Q :** facteur de qualité :

$Q_x = 1.2$ $Q_y = 1.2$

W : poids total de la structure

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

β = 0.2 [1]: ►► [Tab4.5] ◄◄

W =44673.75

Tableau IV.17.Calcul de la force sismique

A	D_X	Dy	R	Q_X	Q_Y	ΣW_i(kN)	Vx (kN)	V_Y(k N)
0.2	2.20	2.20	5	1.2	1.2	44673.75	4717.55	4717.55

Tableau IV18.Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (k N)	V_t(k N)	0.8V	V_t>0.8V
X	4717.55	4416.027	3774.04	CV
Y	4717.55	4346.627	3774.04	CV

IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

- $F_{ix} F_{iy}$: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$M_{tx} = G_X . W_i , M_{ty} = G_y . W_i$$

Avec :

- XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

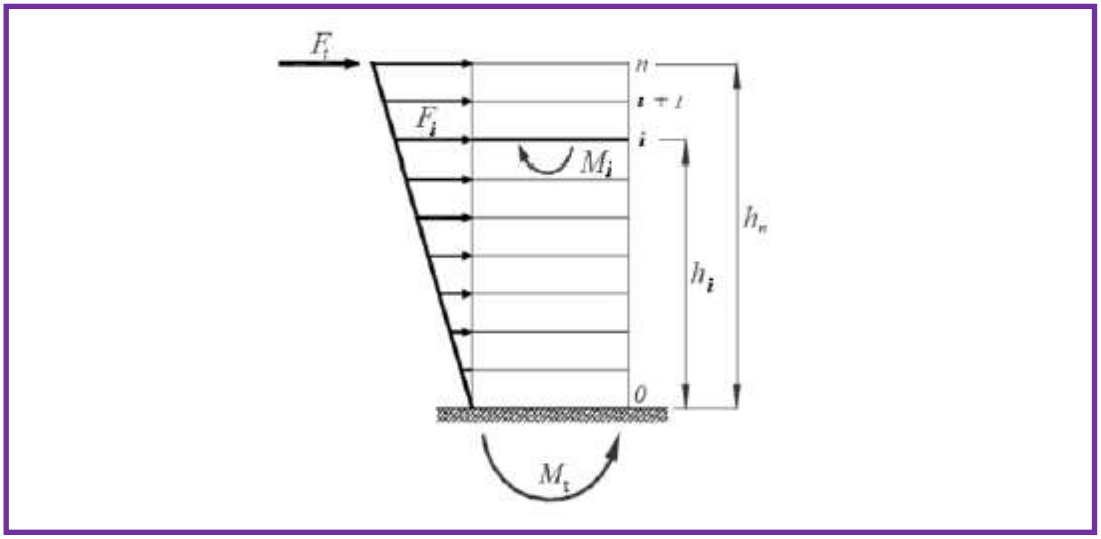


Figure IV.13.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

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

$$F_t = \begin{cases} 0,07\,TV \leq 0,25\,V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:

Tx = s → F_t = 0

$T_Y = s \rightarrow F_t = 0$

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

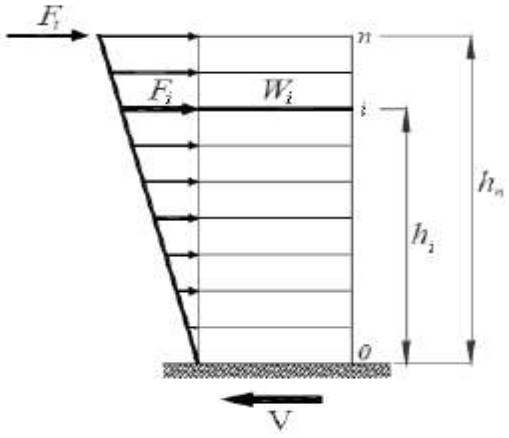


Figure IV.14.Distribution des forces sismiques

Tableau IV.19.Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux directions X, Y

Niveau(m)	V_{tx}	V_{ty}	Wi (kN)	Wi*hi (KN .m)	α_X	F_{ix}(kN)	α_Y	F_{iy}(kN)
27.88	4416.027	4346.627	4252.78	118567.51	0.17343	723.04	0.17343	715.01
24.82			4924.07	122215.42	0.17877	745.29	0.17877	737.01
21.76			4941.49	107526.82	0.15728	655.71	0.15728	648.43
18.70			4989.34	93300.66	0.13647	568.96	0.13647	562.64
15.64			5045.45	78910.84	0.11542	481.21	0.11542	475.86
12.58			5045.45	63471.76	0.09284	387.06	0.09284	382.76
9.52			5104.00	48590.08	0.07107	296.31	0.07107	293.02
6.46			5163.27	33354.72	0.04879	203.40	0.04879	201.14
3.4			5207.91	17706.89	0.02590	107.98	0.02590	106.78
somme				683644.7	1.000	4198.96	1.000	4122.65

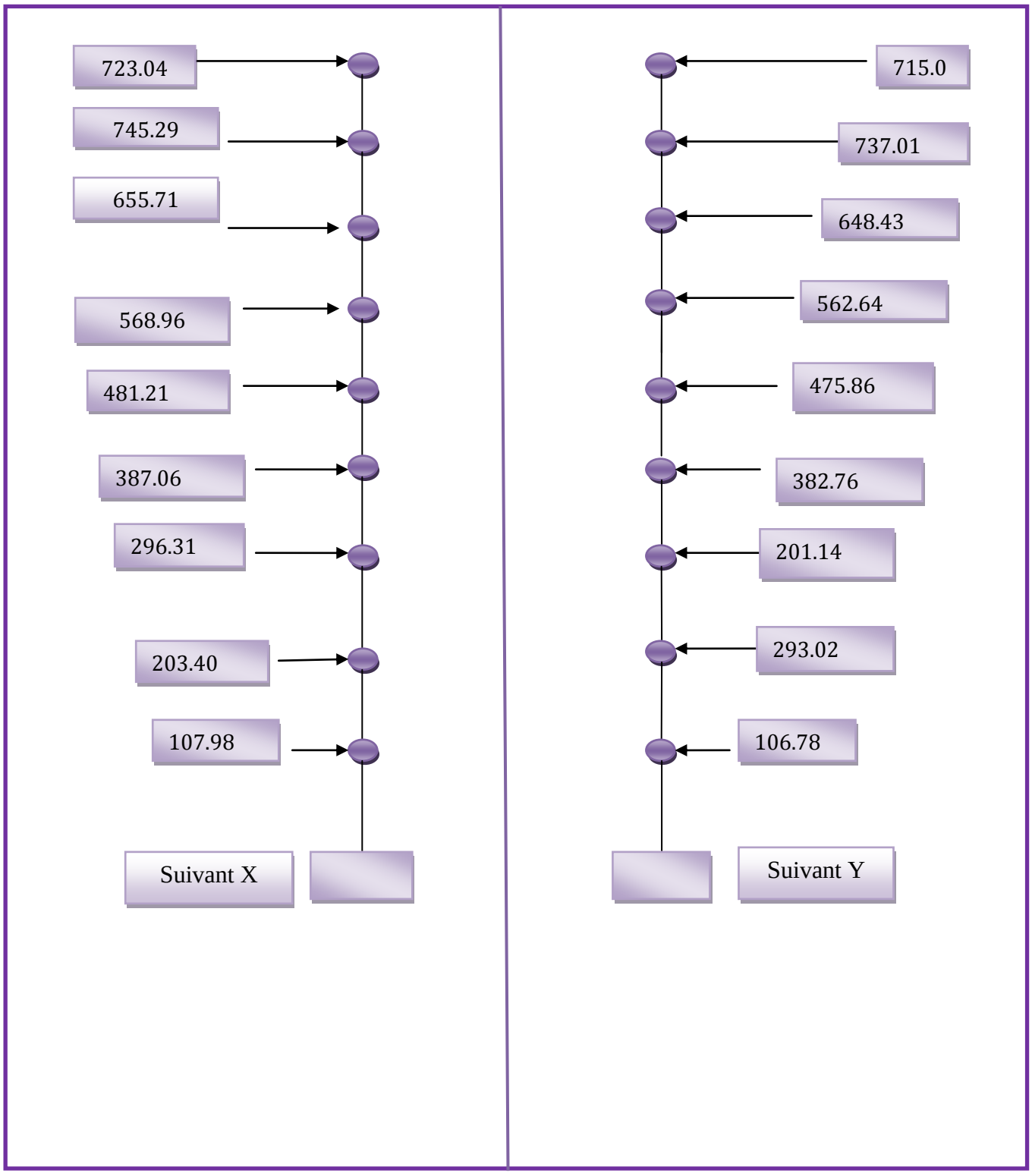


Figure IV.15.Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y

IV.6.4.2.Moment de renversement :

Tableau IV.20. calcul du moment de renversement

Niveau(m)	F_{ix} (kn)	F_{iy} (kn)	M0xi (kN.m)	M0yi (kN.m)
27.88	723.04	715.01	20158.43	19934.43
24.82	745.29	737.01	18498.05	18292.50
21.76	655.71	648.43	14268.36	14109.80
18.70	568.96	562.64	10639.58	10521.35
15.64	481.21	475.86	7526.13	7442.50
12.58	387.06	382.76	4869.22	4815.11
9.52	296.31	293.02	2820.87	2789.52
6.46	203.40	201.14	1313.98	1299.38
3.4	107.98	106.78	367.13	363.05
		ΣM0	80461.75	79567.64

IV.6.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.21.calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	M_{tx} (kn.m)	M_{ty}(kN.m)
27.88	4252.78	8.353	15.178	35523.47	64548.69
24.82	4924.07	8.328	15.155	41007.65	74624.28
21.76	4941.49	8.319	15.159	41108.26	74908.05
18.70	4989.34	8.319	15.160	41506.32	75638.39
15.64	5045.45	8.320	15.160	41978.14	76489.022
12.58	5045.45	8.320	15.160	41978.14	76489.022
9.52	5104.00	8.322	15.161	42475.49	77381.74
6.46	5163.27	8.322	15.162	42968.73	78285.49
3.4	5207.91	8.316	15.169	43308.98	78998.78
			ΣMt	371855.18	677363.46

Donc il faut vérifier que : $M_t / M_0 \geq 1.5$

Tableau IV.22. Vérification de stabilisation

M_{tx}	M_{ty}	M_{0x}	M0y	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	Mt/M0≥ 1.5
371855.18	677363.46	80461.75	79567.64	4.62	8.51	c.v

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

IV.6.4.4.Vérification des déplacements :

IV.6.4.4.a. Vérification des déplacements inter étage :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon [1]: ►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$\Delta \text{ k limite} = 0.01 h_e$

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Sens X :

Tableau IV.23.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau	δe	δk=δe*R	Δk=δk-δk-1	0.01. he	Δk≤0.01he
m	cm	cm	cm	cm	
27.88	2.58	12.90	1.30	3.06	cv
24.82	2.32	11.60	1.45	3.06	cv
21.76	2.03	10.15	1.60	3.06	cv
18.7	1.71	8.55	1.65	3.06	cv
15.64	1.38	6.90	1.65	3.06	cv
12.58	1.05	5.25	1.70	3.06	cv
9.52	0.71	3.55	1.45	3.06	cv
6.46	0.42	2.10	1.25	3.06	cv
3.4	0.17	0.85	0.85	3.40	cv

Sens-Y:

Tableau IV.24.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau	δ_e	Δk=δe*R	Δk=δk-δk-1	0.01. he	Δk≤0.01he
m	cm	cm	cm	cm	
27.88	2.66	13.30	1.45	3.06	cv
24.82	2.37	11.85	1.55	3.06	cv
21.76	2.06	10.30	1.65	3.06	cv
18.7	1.73	8.65	1.65	3.06	cv
15.64	1.40	7.00	1.70	3.06	cv
12.58	1.06	5.30	1.70	3.06	cv
9.52	0.72	3.60	1.50	3.06	cv
6.46	0.42	2.10	1.25	3.06	cv
3.4	0.17	0.85	0.85	3.40	cv

IV.6.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_K * h_k \leq 0.10$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<Θ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1°ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si Θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X :

Tableau IV.25.Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau	h_k (cm)	Pk (kN)	V_{kx}(k N)	Δ_{kx}(cm)	Θ	Θ ≤0.10
27.88	306	4252.78	723.04	1.30	0.02	CV
24.82	306	4924.07	745.29	1.45	0.03	CV
21.76	306	4941.49	655.71	1.60	0.03	CV
18.7	306	4989.34	568.96	1.65	0.04	CV
15.64	306	5045.45	481.21	1.65	0.05	CV
12.58	306	5045.45	387.06	1.70	0.07	CV
9.52	306	5104.00	296.31	1.45	0.08	CV
6.46	306	5163.27	203.40	1.25	0.10	CV
3.4	340	5207.91	107.98	0.85	0.10	CV

Sens-Y :

Tableau IV.26.Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau	h_k(cm)	Pk (kN)	V_{ky}(kN)	Δ_{ky}(cm)	Θ	Θ ≤0.10
27.88	306	4252.78	715.01	1.45	0.02	CV
24.82	306	4924.07	737.01	1.55	0.03	CV
21.76	306	4941.49	648.43	1.65	0.04	CV
18.7	306	4989.34	562.64	1.65	0.04	CV
15.64	306	5045.45	475.86	1.70	0.05	CV
12.58	306	5045.45	382.76	1.70	0.07	CV
9.52	306	5104.00	293.02	1.50	0.08	CV
6.46	306	5163.27	201.14	1.25	0.10	CV
3.4	340	5207.91	106.78	0.85	0.10	CV

On constate d'après les tableaux que les deux blocs sont justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.6.6.Vérification de cisaillement des éléments : [1] ▸▸[Art.7.4.3.2]◂◂:

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a.les poutres : Selon *CBA93* ▸ [Art A.5.1] ◂

$\tau_{max} = \frac{V_u}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min $[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Map]$

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.27.Vérification de cisaillement des éléments

Elément	combinaison	fissuration	Vu (k N)	τ_{max}(M Pa)	$\bar{\tau}$	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP (0.45*0.3)	1.35G+1.5Q	peu nuisible	152.492	1.19	3.33	c.v
PS (0.4*0.3)	1.35G+1.5Q+0.8T	peu nuisible	146.049	1.29	3.33	c.v

b.les poteaux : Selon *RPA99 version2003*▸▸ [Art 7.4.3.2]◂◂:

Tableau IV.28.Vérification de cisaillement des poteaux sens X.Y

Poteaux	direction	T x (KN)	τ max(M p a)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
35× 35	Suivant X	89.219	0.07	G+Q+Edx	3.33	c.v
	Suivant Y	104.533	0.9	G+Q+Edy	3.33	c.v
40× 40	Suivant X	105.588	0.7	G+Q+Edx	3.33	c.v
	Suivant Y	72.449	0.4	G+Q+Edy	3.33	c.v
45× 45	Suivant X	102.801	0.53	G+Q+Edx	3.33	c.v
	Suivant Y	104.533	0.5	G+Q+Edy	3.33	c.v

IV.6.7.Vérification des sollicitations normales : [1] ▸▸ [Art.7.4.3.1] ◂◂:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$\upsilon = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

- υ :effort normal réduit
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_C : l'air (section brute) de cette section de béton.
- f_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau. IV.29. vérification des sollicitations normales

Section	Combinaison	$N_d(kN)$	B c (cm)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
RDC	1.35G+1.5Q	2391.479	2025	0.04	c.n.v

Conclusion générale :

Le centre e masse et le centre de torsion nous a permit de voir dans le quel direction notre structure peur subir de rotation et de pouvoir l'équilibrer.

Enfin après plusieurs dispositions des voiles (selon R.P.A notre $H_{St} > 11$ m) on opté pour la disposition adéquate sécuritaire, stable et économique.

Les poteaux rectangulaires (45* 45) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Tableau IV.30. Dimensions finales des poteaux

Niveaux	Sections (cm^2)
6eme 7eme et 8eme	45*45
3eme 4eme et5^{eme}	50*50
RDC1^{ere} et 2^{éme}	55*55

Tableau IV.31. Dimensions finales des poutres

Eléments	Sections (cm^2)
Poutre principale	30∗45
Poutre secondaire	30∗40
Poutre palière	30∗30
Chainage	30∗30
Longrine	30∗30

V.1. Introduction :

Ce chapitre a pour l'objectif principal de déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur 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
  - ✓ 0.8G ± E

Avec :

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

V.2.Ferraillage des poutres :

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 :

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
σ_b **= 25 Mpa**	FeE 400	σ_b =25 Mpa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ **=18,48 Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

V.2.1. Recommandation du RPA99 :

V.2.1.a. Armatures longitudinales [1] Art [7.5.2.1] :

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de

0,5% en toute section.

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

✓La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en ZoneII_b.

✓A Travée et appui ≥ A min CBA et Amin RPA

✓A travée et appui ≤ A max RPA

V.2.1.b. Armatures transversales [1] Art [7.5.2.2] :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b

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

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

Poutres principale :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	situation	A calculé (cm2)	A' (cm2)	A choisie (cm2)
Rive	Terrasse	Appuis	98.94	1.35G+1.5Q	6.1	0	4HA14=6.16 cm^2
		Travée	41.85	1.35G+1.5Q	2.5	0	3HA14=4.62cm^2
	Etage	Appuis	99.67	1.35G+1.5Q	6.2	0	5HA14=7.70 cm^2
		Travée	60.87	1.35G+1.5Q	3.7	0	3HA14=4.62 cm^2
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	83.30	1.35G+1.5Q	6	0	4HA14=6.16cm^2
		Travée	63.13	1.35G+1.5Q	3	0	3HA14=4.62 cm^2
	Etage	Appuis	92.06	1.35G+1.5Q	5.7	0	4HA14=6.16 cm^2
		Travée	64.79	1.35G+1.5Q	3.9	0	3HA14=4.62 cm^2

Poutres secondaires :

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	situation	A calculé (cm^2)	A' (cm^2)	A choisie (cm^2)
Rive	**Terrasse**	Appuis	46.43	1.35G+1.5Q	2.6	0	3HA12=3.39cm^2
		Travée	33.49	1.35G+1.5Q	1.8	0	3HA12=3.39cm^2
	Etage	Appuis	52.87	1.35G+1.5Q	2.9	0	3HA12=3.39cm^2
		Travée	51.74	1.35G+1.5Q	2.9	0	3HA12=3.39cm^2
Intermédiaire	**Terrasse**	Appuis	41.53	1.35G+1.5Q	2.3	0	3HA12=3.39cm^2
		Travée	20.73	1.35G+1.5Q	1.1	0	3HA12=3.39cm^2
	Etage	Appuis	42.07	1.35G+1.5Q	2.3	0	3HA12=3.39cm^2
		Travée	24.99	1.35G+1.5Q	1.4	0	3HA12=3.39cm^2

V.2.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\bar{\sigma}$= 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 ((2/3)*fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

.

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

	Niveau	Position	Mu (KN.m)	situation	Aadoptée (cm2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Appuis	45.18	G+Q	6.16	5.9	192.8	c. v	c. v
		Travée	26.26	G+Q	3.08	4.5	201.6	c. v	c. v
	Etage	Appuis	47.92	G+Q	7.70	5.8	165.4	c. v	c. v
		Travée	32.6	G+Q	4.62	4.7	183.1	c. v	c. v
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	60.97	G+Q	6.16	8	201.6	c. v	c. v
		Travée	46.15	G+Q	4.62	6.7	201.6	c. v	c. v
	Etage	Appuis	63.54	G+Q	6.16	8.32	201.6	c. v	c. v
		Travée	44.57	G+Q	4.62	6.5	201.6	c. v	c. v

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

	Niveau	**position**	**Mu (KN.m)**	**situation**	**Aadoptée (cm2)**	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Appuis	24.71	G+Q	3.39	5	201.6	c. v	c. v
		Travée	12.39	G+Q	3.39	1.8	17.8	c. v	c. v
	Etage	Appuis	9.81	G+Q	3.39	1.2	14.1	c. v	c. v
		Travée	7.31	G+Q	3.39	0.9	10.5	c. v	c. v
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	21.32	G+Q	3.39	4.3	183.0	c. v	c. v
		Travée	11.23	G+Q	3.39	1.3	16.1	c. v	c. v
	Etage	Appuis	16.26	G+Q	3.39	1.9	23.3	c. v	c. v
		Travée	10.21	G+Q	3.39	1.2	14.6	c. v	c. v

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie 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 $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA =1.35 (cm^2)	A_{min} RPA=6.75 (cm^2)	A_{maXT} RPA=54 (cm^2)	A_{maxA} RPA=72 (cm^2)	Correction
Rive	**Terrasse**	**Appuis**	6.16	C.V	C.N.V	C.V	C.V	5HA14
		Travée	3.08	C.V	C.N.V	C.V	C.V	5HA14
	Etage	**Appuis**	7.70	C.V	C.V	C.V	C.V	5HA14
		Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	5HA14
Intermédiaire	**Terrasse**	**Appuis**	6.16	C.V	C.N.V	C.V	C.V	5HA14
		Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	5HA14
	Etage	**Appuis**	6.16	C.V	C.N.V	C.V	C.V	5HA14
		Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	5HA14

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA =1.2 (cm^2)	A_{min} RPA=6 (cm^2)	A_{maXT} RPA=54 (cm^2)	A_{maxA} RPA=72 (cm^2)	Correction
Rive	**Terrasse**	Appuis	3.39	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14
		Travée	3.39	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14
	Etage	Appuis	3.39	C.V	C.V	C.V	C.V	4HA14
		Travée	3.39	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14
Intermédiaire	**Terrasse**	Appuis	3.39	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14
		Travée	3.39	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14
	Etage	Appuis	3.39	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14
		Travée	3.39	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- Tu: effort tranchant

Tableau V.8.Calcul de $\overline{\tau}_u$

	Poutres de rive	Poutres Intermédiaires
Fissuration		**La fissuration nestpréjudiciable**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
Situation Durable	$\overline{\tau}_u = 2.5$ MPa	$\overline{\tau}_u = 3.3$ MPa
Situation Accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26$ MPa	$\overline{\tau}_u = 4.34$ MPa

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

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau}_u$
Rive	Terrasse	77.617	G+Q+EY	0.60	3.26	C.V
	Etage	112.058	G+Q+EY	0.90	3.26	C.V
Intermédiaire	Terrasse	126.917	1.35G+1.5Q	1.00	3.33	C.V
	Etage	134.455	G+Q+EY	0.11	4.35	C.V

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

	Niveau	**Vu (KN)**	**Combinaison**	**τu (Mpa)**	$\overline{\tau}_u$ **(Mpa)**	$\tau u \leq \overline{\tau}_u$
Rive	Terrasse	60.240	G+Q+EX	0.54	3.26	C.V
	Etage	80.063	G+Q+EX	0.71	3.26	C.V
Intermédiaire	Terrasse	35.709	G+Q+EX	0.31	4.35	C.V
	Etage	44.569	G+Q+EX	0.40	4.35	C.V

V.2.5. Calcul des armatures transversales :

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 *:*

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone nodale} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) & \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \dfrac{\gamma . (\tau_u - 0.3 . f_{tj} . K)}{0.9 . f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d ; 40\,cm) \\ \dfrac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4\,MPa \end{cases}$$

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

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\,adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)
PP (0.45*0.30)	1.00	38.25	1.95	11.25	22.5	2.025	10	10	2.01=4Φ8
Ps (0.40*0.30)	0.71	33.75	1.72	10	20	1.8	10	10	2.01=4Φ8

V.2.6. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : Mt = K*M0

K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend *K = 0.80*.

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.098	0.0625	C.V	0.098	0.075	C.V	0.006	0.0105	C.V
PS	0.089	0.0625	C.V	0.089	0.075	C.V	0.003	0.0105	C.V

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

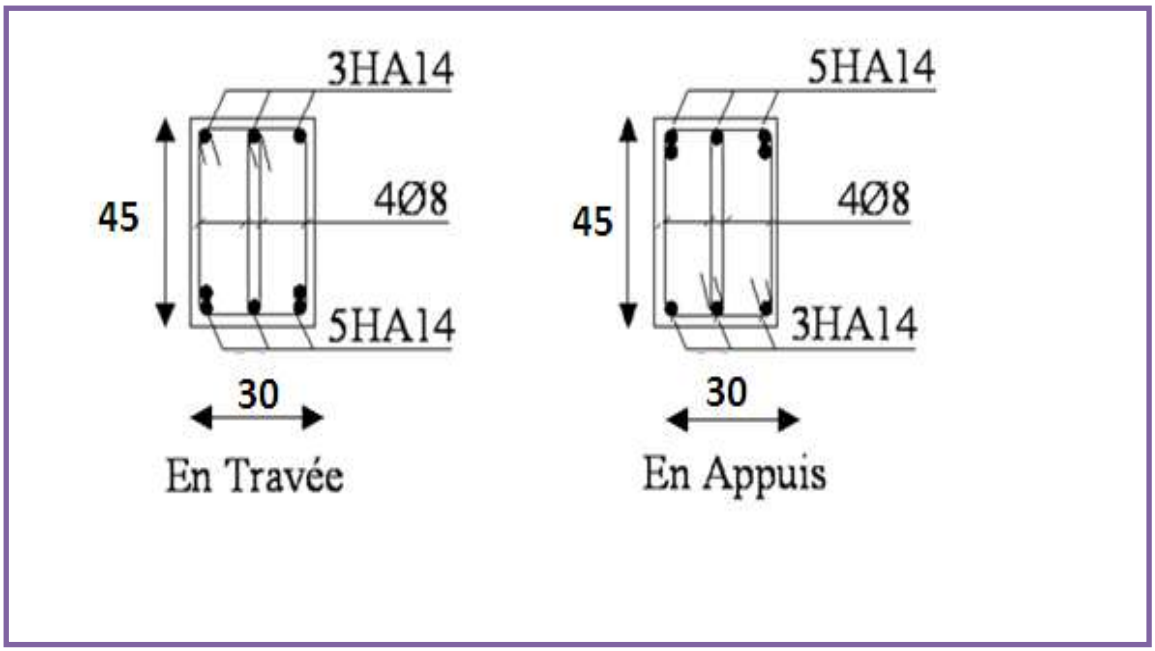


Figure V.1. Ferraillages des poutres principales de rives

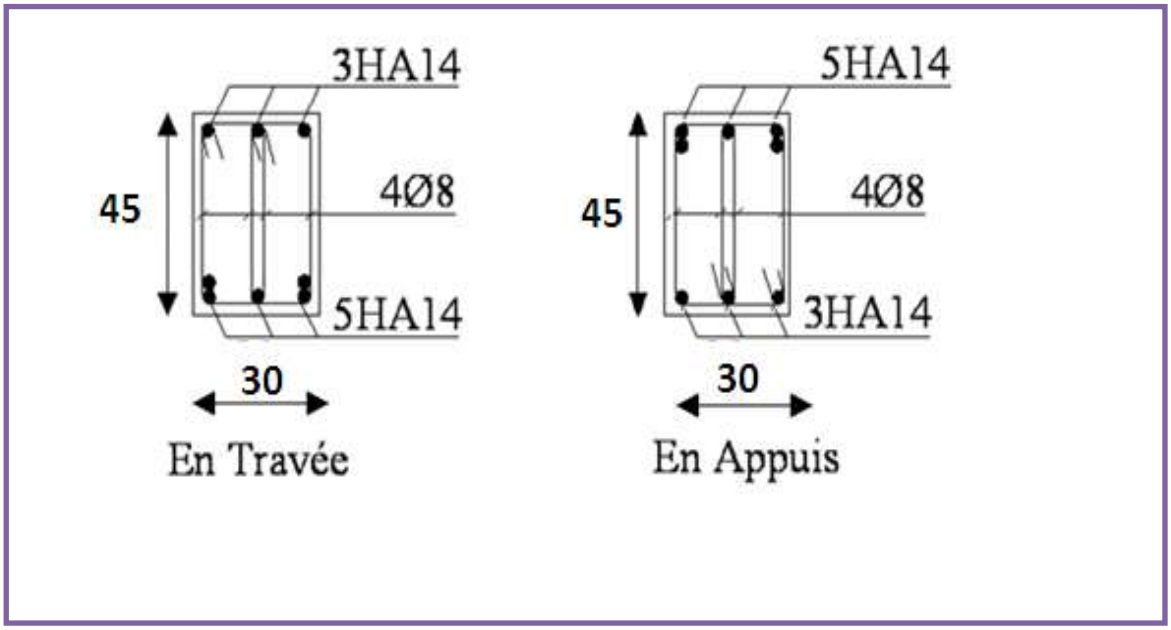


Figure V.2. Ferraillages des poutres principales intermédiaires

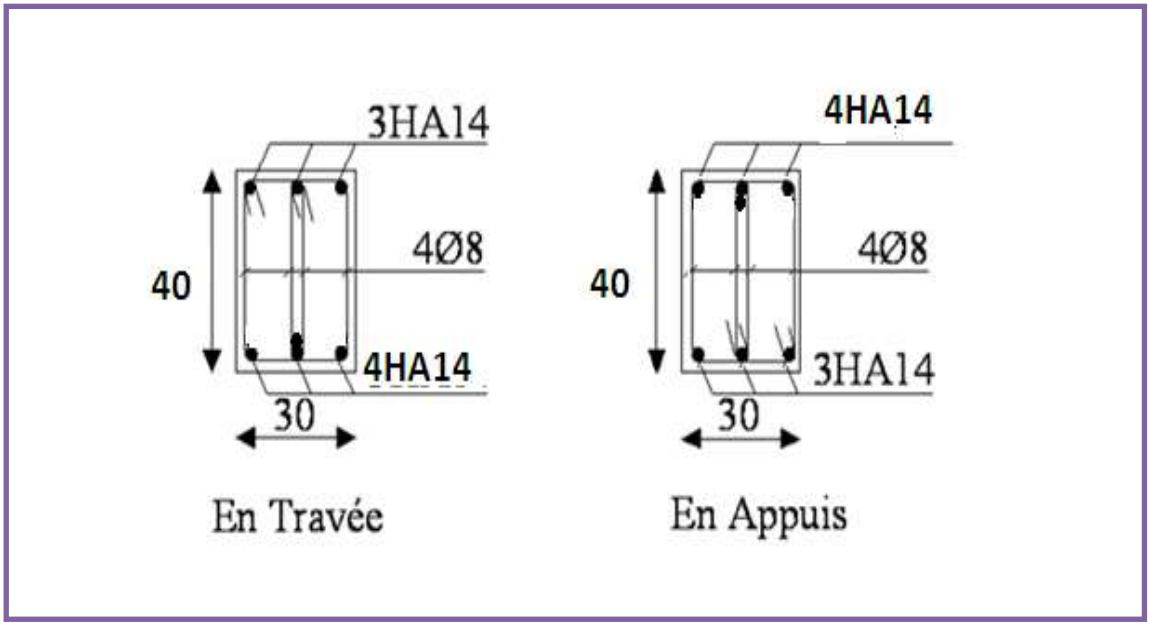


Figure V.3. Ferraillages des poutres secondaires de rives

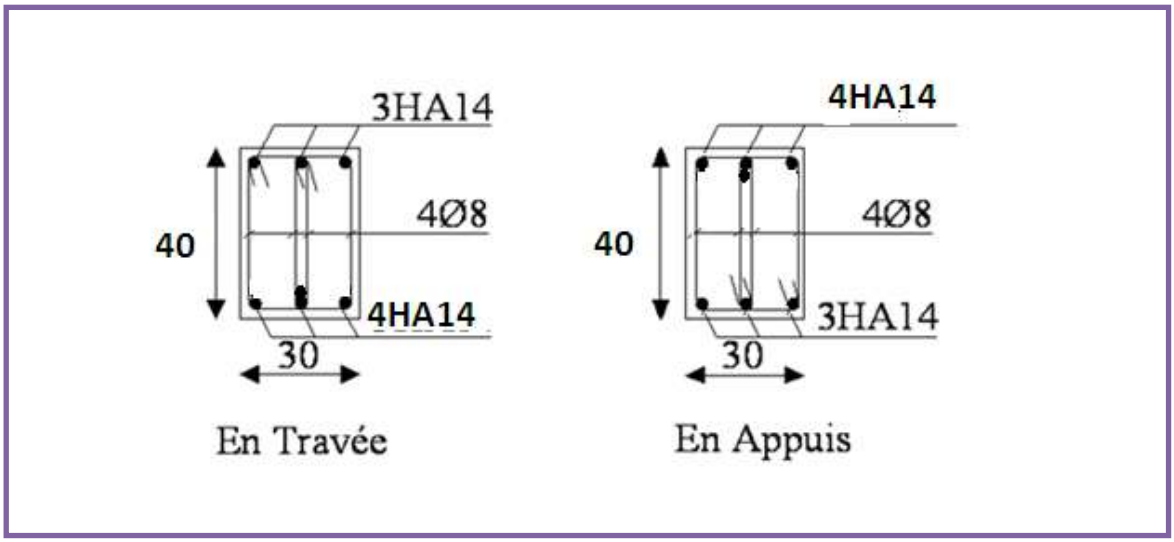


Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1 Introduction:

Les poteaux calculés sont soumis à un effort " N " avec absence de moment fléchissant. La compression simple est prédominante.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Tableau V.13. Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
σ_b **= 25 Mpa**	FeE 400	σ_b =25 Mpa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ **=18,48 Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

V.3.2 Ferraillage longitudinale :

V.3.2.1 Définition

Une pièce en béton armé est soumise à la compression simple lorsque les forces agissantes sur une section droite se réduisent à un effort normal N de compression appliqué au centre de gravité de la section.

❖ **Effort normal resistant**

Une section en béton armé d'aire B contenant une section d'acier A résiste théoriquement à Un effort normal ultime :

$$N= B f_{bu}+ As (2‰)$$

❖ **Poteaux soumis à une compression centrée**

Pratiquement, les charges transmises aux poteaux ne sont jamais parfaitement centrées(Imperfections d'exécution, moments transmis par les poutres, dissymétrie de chargement etc…)

Réglementairement ***CBA [Art. B.8.4],*** un poteau est réputé soumis à une "compression centrée" si :

- L'excentricité de l'effort normal est faible (inférieure à la moitié de la dimension du noyau central).

➢ l'imperfection géométrique du poteau est estimée au plus égale à max **(1cm, ℓo/500)** avec ℓo= la longueur libre du poteau.

- L'élancement mécanique " λ " du poteau est inférieur ou égal à **70**.

❖ **Poteau d'un bâtiment courant :**

Pour les bâtiments à étages contreventés par des pans verticaux (murs, voile, cage d'escaliers etc.…) avec continuité des poteaux et de leur section, la longueur de flambement "ℓf " est prise égale à :

- **0.7ℓo** si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- **ℓo** dans les autres cas

ℓo = longueur libre du poteau

La longueur libre d'un poteau de bâtiment **CBA [Art. B 8.3 .1]**est compté entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la faces supérieure du premier plancher

❖ **Evaluation forfaitaire de l'effort normal résistant :**

• L'étude du flambement suivant les prescriptions de l'article **A .4.4 du BAEL** étant compliquée, on a été amené, dans le cas des poteaux soumis à une "compression centrée», à considérer des règles forfaitaires simples.

• L'effort normal résistant ultime (ou force portante) du poteau est obtenu par correction de la formule théorique comme suit **CBA [Art. B .8.4]**:

V.3.2.2.Calcul des armatures longitudinales

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Nser selon les règles CBA93. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ **à l'ELU de résistance :**

Les sections des poteaux soumis à la compression simple doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme

$$A = \frac{\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b}}{\sigma_s}.$$

.

Avec :

B : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

Br: Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur tout son périphérique

α: coefficient

Pour **λ≤ 50:**

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

Pour **50≤ λ≤ 70:**

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

Nu : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

- γb: Coefficient de sécurité du béton tel que:

  - γb = 1,5 Situation durable ou transitoire.

  - γb =1,15 Situation accidentelle.

- γs: Coefficient de sécurité de l'acier tel que:

  - γs = 1,15 Situation durable ou transitoire.

  - γs = 1,0 Situation accidentelle.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14.ferraillages longitudinaux des poteaux

	cas	Sollicitation	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm^2)	Ay (cm^2)	Amin (cm^2)	Achoisi (cm^2)
45x45 (8emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	240.34	15.27	-45.83	2.3	1.3	18.23	12HA14=18.47
	2	Mmax -Ncorr	0,8.G+EdX	118.95	20.84	115.63	1.1	3.5	18.23	12HA14=18.47
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+Edy	-101.2	6.44	27.76	1.6	2.0	12.80	12HA14=18.47
45x45(7emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	496.28	25.53	-6.20	2.3	1.3	18.23	12HA14=18.47
	2	Mmax -Ncorr	0,8.G+EdX	225.35	19.17	118.18	0.8	2.9	18.23	12HA14=18.47
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+Edy	-217.84	31.26	1.93	1.8	1.8	18.23	12HA14=18.47
45x45 (6emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	766.41	22.18	-6.58	2.3	1.3	18.23	12HA14=18.47
	2	Mmax –Ncorr	0,8.G+EdX	338.78	19.16	121.75	0.7	2.9	18.23	12HA14=18.47
	3	Nmin –Mcorr	0,8.G+Edy	-190.78	9.88	36.42	1.8	1.8	18.23	12HA14=18.47
50x50 (5emeetage)	1	Nmax –Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1042.2	26.57	-8.02	2.5	1.5	22.50	12HA16=24.13
	2	Mmax –Ncorr	0,8.G+EdX	434.00	22.33	117.29	1.0	3.0	22.50	12HA16=24.13
	3	Nmin –Mcorr	0,8.G+Edy	-117.23	14.87	47.75	1.7	2.3	22.50	12HA16=24.13
50x50 (4emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1320.09	22.89	-8.09	2.5	1.5	22.50	12HA16=24.13
	2	Mmax -Ncorr	0,8.G+EdX	776.14	20.11	122.15	2.5	1.5	22.50	12HA16=24.13
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+Edy	-78.12	39.78	2.28	2.5	1.5	22.50	12HA16=24.13
50x50 (3emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1603.79	17.89	-7.73	2.5	1.5	22.50	12HA16=24.13
	2	Mmax -Ncorr	0,8.G+EdX	928.31	19.16	118.89	2.5	1.5	22.50	12HA16=24.13
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+Edy	-259.38	39.93	2.86	2.2	2.2	22.50	12HA16=24.13

55x55(2er étage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1897.78	17.84	-9.32	2.8	1.6	27.23	4HA20+8HA16=28.65
	2	Mmax -Ncorr	0,8.G+EdX	1077.64	23.34	139.37	2.8	1.6	27.23	4HA20+8HA16=28.65
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+Edy	-610.89	44.14	3.50	4.9	4.9	27.23	4HA20+8HA16=28.65
55x55(1er étage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2197.24	12.35	-10.26	2.8	1.6	27.23	4HA20+8HA16=28.65
	2	Mmax -Ncorr	0,8.G+EdX	1220.70	17.23	120.99	2.8	1.6	27.23	4HA20+8HA16=28.65
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+Edy	-1144.76	52.10	3.47	8.5	8.5	27.23	4HA20+8HA16=28.65
5x55 (RDC)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2508.38	4.99	-4.95	2.8	1.6	27.23	4HA20+8HA16=28.65
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdY	941.00	13.52	111.65	2.8	1.6	27.23	4HA20+8HA16=28.65
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-1963.08	93.72	8.86	2.8	1.6	27.23	4HA20+8HA16=28.65

V.3.2.3. 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, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15A}.$$

$$\sigma_s = 15\,\sigma_b$$

V.3.2.3.1Recommandations des règlements:

- ***Selon le CBA :***

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ \ par\ métre\ \ de\ longueur\ \ de\ parement \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ B : section\ \ de\ béton\ \ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

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

Selon le RAP 99: [Art 7.4.2.1]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **IIb** par:

$0.9\% \le \frac{A_t}{b.h} \le 3\%$Zonecourante

$0.9\% \le \frac{A_t}{b.h} \le 6\%$ zone recouvrant

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : **50 *Φ*** en zone **IIb**;
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser :

20 cm en zone **IIb**

• pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

• he : la hauteur d'étage.

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'

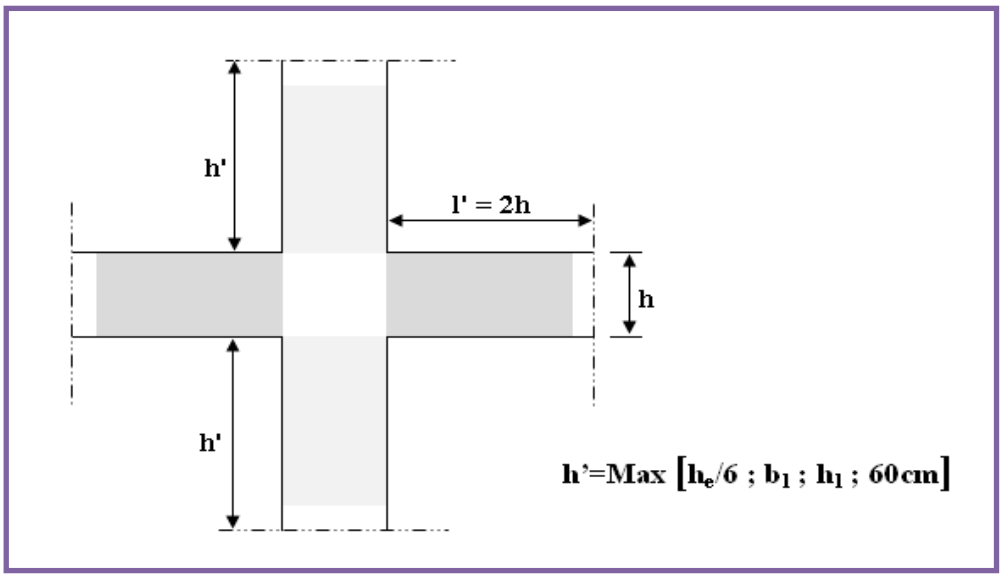


Figure V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : σb≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa
- Pour la fissuration préjudiciable: σb≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Et σs≤ [σs]=202Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants:

Tableau V.15. Vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveau (m)	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	$Б_b \leq [Б_b]$ $Б_s \leq [Б_s]$
27.88	45*45	G+Q	176.56	-33.54	11.04	2.5	20.0	33.5	c.v
27.88	45*45	G+Q	173.44	16.31	33.44	2.8	23.3	34.2	c.v
27.88	45*45	G+Q	32.54	24.19	-0.41	1.3	21.8	14.8	c.v
24.82	45*45	G+Q	363.43	-4.33	18.66	2.0	0	27.0	c.v
24.82	45*45	G+Q	332.17	13.00	28.35	2.7	4.7	35.5	c.v
24.82	45*45	G+Q	117.00	0.15	-29.13	1.6	13.7	19.9	c.v
21.76	45*45	G+Q	560.73	-4.64	16.21	2.5	0	35.1	c.v
21.76	45*45	G+Q	498.45	11.64	24.21	3.1	0	41.0	c.v
21.76	45*45	G+Q	181.53	25.40	-0.19	1.7	7.1	21.7	c.v
18.7	50*50	G+Q	762.21	-5.65	19.42	2.5	0	35.8	c.v
18.7	50*50	G+Q	637.52	-6.50	-6.70	1.9	0	27.7	c.v
18.7	50*50	G+Q	271.71	31.03	-0.20	1.6	1.9	21.5	c.v
15.64	50*50	G+Q	969.20	-5.71	16.74	2.9	0	42.5	c.v
15.64	50*50	G+Q	804.05	-6.97	-6.34	2.3	0	33.8	c.v
15.64	50*50	G+Q	265.91	0.50	-21.84	1.3	0	17.6	c.v
12.58	50*50	G+Q	1172.43	-5.47	13.08	3.3	0	48.7	c.v
12.58	50*50	G+Q	970.68	-7.20	-5.32	2.7	0	39.6	c.v
12.58	50*50	G+Q	378.34	0.89	11.44	1.3	0	18.9	c.v
9.52	55*55	G+Q	1387.22	-6.61	13.05	3.2	0	47.4	c.v
9.52	55*55	G+Q	1140.54	-9.81	-5.61	2.6	0	39.0	c.v
9.52	55*55	G+Q	473.52	0.38	10.95	1.3	0	18.4	c.v
6.46	55*55	G+Q	1605.97	-7.28	9.05	3.6	0	53.3	c.v
6.46	55*55	G+Q	1309.17	-11.60	-6.83	3	0	44.9	c.v
6.46	55*55	G+Q	536.96	-1.86	15.43	1.5	0	21.0	c.v
3.40	55*55	G+Q	1833.27	-3.55	3.65	4	0	59.5	c.v
3.40	55*55	G+Q	1482.67	-4.97	-0.94	3.2	0	47.9	c.v
3.40	55*55	G+Q	586.30	-2.00	6.68	1.4	0	20.4	c.v

V.3.3.Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

V.3.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.3.b.Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $_u\tau$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\ MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3,33\ MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4,32\ MPa \rightarrow \text{situation accidentel le}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\ MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2,50\ MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3,26\ MPa \rightarrow \text{situation accidentel le}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : ***[Art 7.4.3.2]***

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0,075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$

Pour une section carrée de côté ‘’a’’ l’élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\ \frac{\ell_f}{a}$$

V.3.3.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Tableau V.16. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Comb	Vu (KN)	τu (Mpa)	λ	ρ_d	[τu]RPA (Mpa)	[τu]CBA (Mpa)	τu≤ [τu]
45*45	G+Q+EdX	87.11	0.45	16.47	0.075	11.875	3.26	C.V
50*50	G+Q+EdX	118.177	0.50	14.82	0.075	1.875	3.26	C.V
55*55	G+Q+EdX	119.132	0.41	14.97	0.075	1.875	3.26	C.V

V.3.3.d. Calcul des armatures transversales :

• ***Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.2]***

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

Φℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- At=nt.at : avec nt est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l’inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

(Dans les cas de flexion composée)

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et:

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

D'après ***l'Art [7.4.2.2]*** On a :

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t . a_t$

-ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f / a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $St \leq \text{Min}[10\,\phi l, 15]$ en zone IIb.
- Dans la zone courante: $St \leq 15\,\phi l$ en zone IIb.

Φl: diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau V.17. Les armatures transversales et leurs espacements

section	Vu (KN)	At (mm^2)	λg	ρ	St_{cal} (cm)	zone	St RPA	St CBA	St finale	choit
45*45	87.11	3.14	5.02	2.5	25.95	courante	18	38.25	15	4Ø8
						nodale	12	38.28	10	4Ø8
50*50	118.177	3.14	4.52	3.75	14.17	courante	18	42.75	15	4Ø8
						nodale	12	42.75	10	4Ø8
55*55	119.132	3.14	5.19	2.5	23.19	courante	18	47.25	15	4Ø8
						nodale	12	47.25	10	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau V.18. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	zone	$\frac{At}{St * b}$(%)	$\frac{At}{St * b} > 0.3\%$
45*45	Courante	0.46	CV
	Nodale	0.69	CV
50*50	Courante	0.41	CV
	Nodale	0.63	CV
55*55	Courante	0.30	CV
	Nodale	0.57	CV

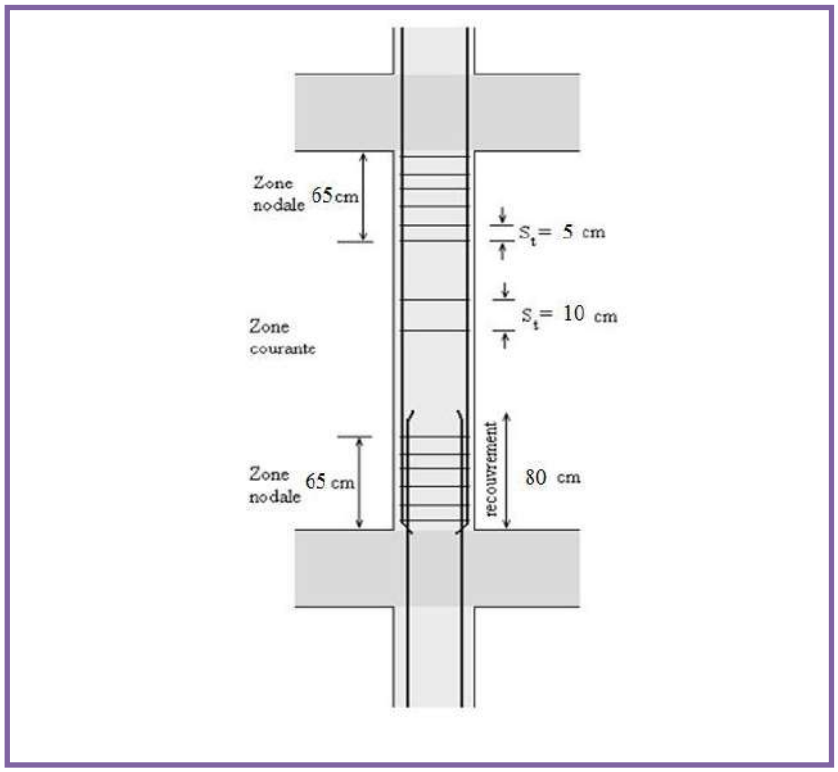


Figure V.6. Disposition des armatures pour les poteaux

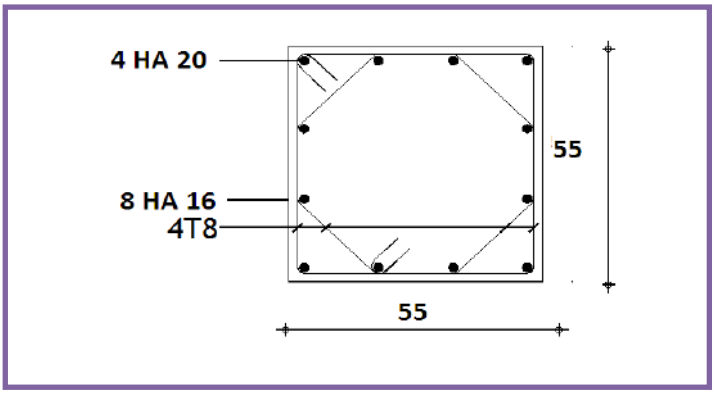


Figure V.7. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire du RDC et1^{er} étage et 2^{eme} étage

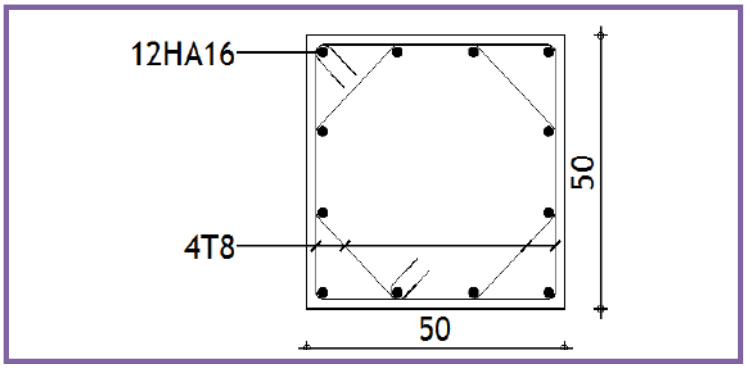


Figure V.8. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de3^{eme} et 4^{eme} et 5^{eme} étage

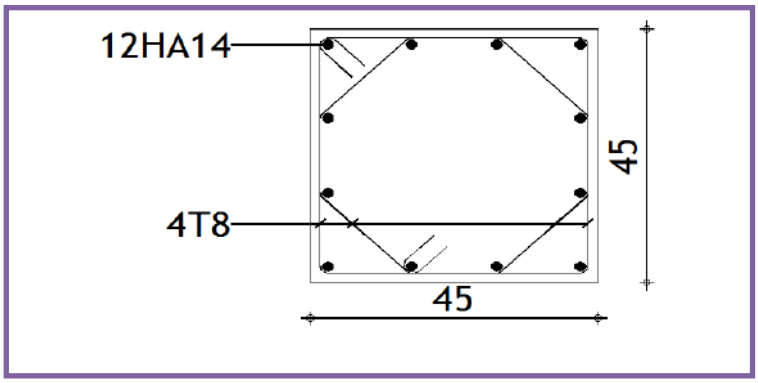


Figure V.9. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de6^{eme} et 7^{eme} et 8^{eme} étage

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.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

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.4.2. Les voiles pleins:

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.4.3.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 «At".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. METHODE DE CALCUL:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommendations des regalements:

A. Armatures verticales :

❖ **Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec:

- ✓ **a** = l'épaisseur du voile
- ✓ **b** = la largeur de la zone tendue
- ✓ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec:

- ✓ **B**: section du voile.
- ✓ **a:** épaisseur du voile.
- ✓ **Φver**: diamètre vertical.

✓ **Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales :$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{\boldsymbol{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}}{\boldsymbol{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec:

✓ $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.

✓ $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

✓ $\mathbf{A_h}$: section d'armatures horizontales.

✓ **d** = 0.9 h: hauteur utile.

✓ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$\Phi h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

B. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds 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 pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$S_v = S_v$ (zone courante)

$\frac{S_v}{2}$ (Zone d'extrémité) $\frac{L}{10}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

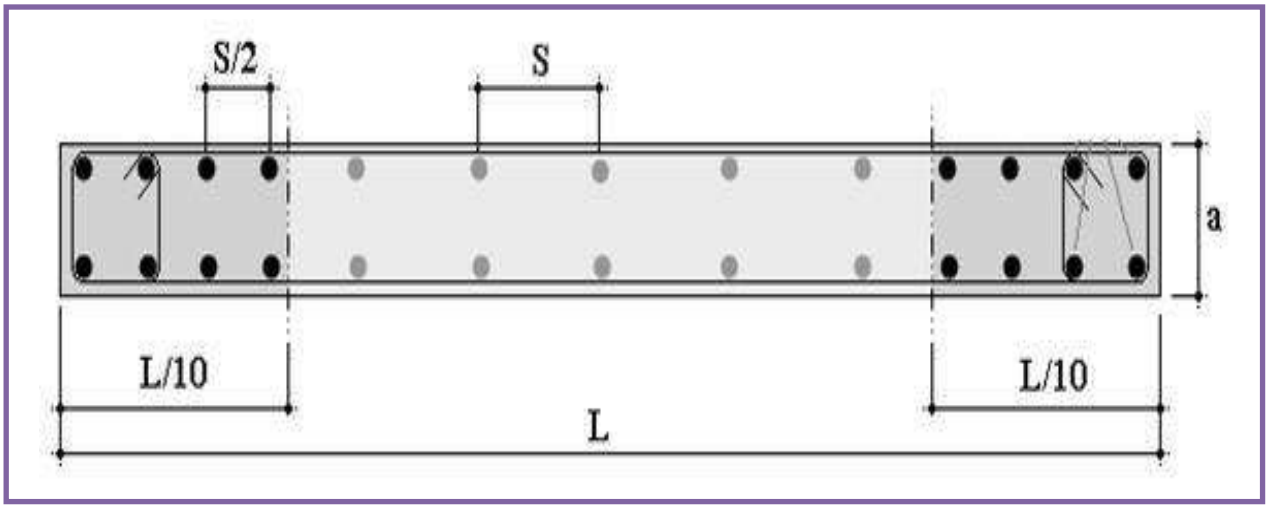


Fig.V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales:

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

TABLEAU. V.19: LES DONNEES DE CALCUL.

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens longitudinale X: Voile1. **(L=3.65m)**

Tableau V.20.Ferraillage verticale de voile 1.

	section	Combinaison	N(KN)	M(KN)	A (cm^2)	Achoisie (cm^2)
RDC	310*17	G+Q+EdX	1967.777	5870.31	13.0	15HA12=16.95
1	310*17	G+Q+EdX	1758.03	3470.42	13.0	15HA12=16.95
2	310*17	G+Q+EdX	1632.95	2163.24	13.0	15HA12=16.95
3	315*17	G+Q+EdX	1414.38	1838.15	13.2	15HA12=16.95
4	315*17	G+Q+EdX	1161.77	1048.40	13.2	15HA12=16.95
5	315*17	G+Q+EdX	905.97	697.44	13.2	15HA12=16.95
6	320*17	G+Q+EdX	711.04	756.69	13.4	15HA12=16.95
7	320*17	G+Q+EdX	454.25	702.41	13.4	15HA12=16.95
8	320*17	G+Q+EdX	198.41	604.93	13.4	15HA12=16.95

- Sens longitudinale Y: Voile2. **(L=3.63m)**

Tableau V.21.Ferraillage verticale de voile 2.

	section	Combinaison	N(KN)	M(KN)	A (cm^2)	Achoisie (cm^2)
RDC	308*17	G+Q+EdY	1964.33	5774.69	12.9	15HA12=16.95
1	308*17	G+Q+EdY	1755.22	3379.37	12.9	15HA12=16.95
2	308*17	G+Q+EdY	1530.57	2110.05	12.9	15HA12=16.95
3	313*17	G+Q+EdY	1412.60	1798.99	13.1	15HA12=16.95
4	313*17	G+Q+EdY	1160.26	1029.26	13.1	15HA12=16.95
5	313*17	G+Q+EdY	904.61	684.68	13.1	15HA12=16.95
6	318*17	G+Q+EdY	710.05	739.01	13.3	15HA12=16.95
7	318*17	G+Q+EdY	453.61	689.38	13.3	15HA12=16.95
8	318*17	G+Q+EdY	198.03	647.56	13.3	15HA12=16.95

Le ferraillage final des voiles pleins représenté sur le tableau suivant :

Tableau **V**.22. Ferraillage verticale finale des voiles

sens	L(m)	a(cm)	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2)	A calculé (cm^2)	A finale (cm^2)
X	3.65	17	5.47	8.21	16.5	2(15HA12)=33.90
Y	3.63	17	5.44	8.16	17.6	2(15HA12)=33.90

V.4.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations **(Mser, Nser)** selon les règles **CBA93**. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible: σb ≤ [σb] =0.6.fc28=15MPa
- Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb] =0.6.fc28=15MPa

  Et σs ≤ [σs]=202MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Suivant X:

Tableau V.23.Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS

Niveau	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	$A_X(cm^2)$	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	310*17	préjudiciable	1317.30	-118.42	33.9	2.4	36.4	CV
1^{éré} etage	310*17	préjudiciable	1166.17	-73.68	33.9	2.1	31.2	CV
2ème etage	310*17	préjudiciable	1017.90	-54.10	33.9	1.8	26.9	CV
3ème etage	315*17	préjudiciable	947.64	-43.81	33.9	1.7	24.8	CV
4ème etage	315*17	préjudiciable	786.38	-25.60	33.9	1.4	20.2	CV
5ème etage	315*17	préjudiciable	622.85	-10.60	33.9	1	15.6	CV
6ème etage	320*17	préjudiciable	499.77	-7.59	33.9	0.8	12.6	CV
7ème etage	320*17	préjudiciable	321.00	1.18	33.9	0.5	8	CV
8ème etage	320*17	préjudiciable	145.99	14.30	33.9	0.3	4.1	CV

Suivant y:

Tableau V.24. Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS

Niveau	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	$A_X(cm^2)$	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	308*17	préjudiciable	1311.63	-141.67	33.9	2.5	37.3	CV
1ère etage	308*17	préjudiciable	1161.43	-109.32	33.9	2.2	32.5	CV
2ème etage	308*17	préjudiciable	1013.92	-76.26	33.9	1.8	27.7	CV
3ème etage	313*17	préjudiciable	944.29	-62.70	33.9	1.7	25.5	CV
4ème etage	313*17	préjudiciable	783.66	-37.66	33.9	1.4	20.7	CV
5ème etage	313*17	préjudiciable	620.69	-18.67	33.9	1.1	16.0	CV
6ème etage	318*17	préjudiciable	498.15	-17.98	33.9	0.9	13.0	CV
7ème etage	318*17	préjudiciable	322.92	-1.02	33.9	0.5	8.0	CV
8ème etage	318*17	préjudiciable	145.52	20.67	33.9	0.3	4.3	CV

V.4.5.3. Armatures horizontales :

Ce type de voile et de dimension **L=3.65m** et de épaisseur de **15cm** comme il et illustrer dan le tableau suivant :

Tableau V.25 . Calcul les armatures horizontales et leurs espacements

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisi (cm^2)
RDC	17	295	1589.24	0.56	5	15	18HA12=20.34
1éréétage	17	261	1079.08	0.42	5	15	18HA12=20.34
2èmeétage	17	261	695.34	0.27	5	15	18HA12=20.34
3ème étage	17	261	754.55	0.30	5	15	18HA12=20.34
4ème étage	17	261	506.96	0.20	5	15	18HA12=20.34
5ème étage	17	261	277.24	0.11	5	15	18HA12=20.34
6ème étage	17	261	397.35	0.16	5	15	18HA12=20.34
7ème étage	17	261	195.54	0.07	5	15	18HA12=20.34
8ème étage	17	261	232.52	0.09	5	15	18HA12=20.34

Ce type de voile et de dimension **L=3.63m** et de épaisseur de **15cm** comme il et illustrer dan le tableau suivant :

Tableau V.26. Calcul les armatures horizontales et leurs espacements

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisi (cm^2)
RDC	17	295	1967.77	0.69	5	15	18HA12=20.34
1éré étage	17	261	1103.00	0.44	5	15	18HA12=20.34
2ème étage	17	261	729.26	0.29	5	15	18HA12=20.34
3ème étage	17	261	971.29	0.22	5	15	18HA12=20.34
4ème étage	17	261	553.89	0.16	5	15	18HA12=20.34
5ème étage	17	261	332.27	0.09	5	15	18HA12=20.34
6ème étage	17	261	441.59	0.17	5	15	18HA12=20.34
7ème étage	17	261	249.23	0.09	5	15	18HA12=20.34
8ème étage	17	261	248.82	0.09	5	15	18HA12=20.34

V.4.6.Les Voiles avec ouverture:

V.4.6.1.les trumeaux :

- ❖ Calcul armatures verticales des trumeaux
- ➢ Sens longitudinale X : Voile 1 **(L=3.65m)**

Tableau V.27.Ferraillage verticale les trumeaux du voile 1

	section	Combinaison	N(KN)	M(KN)	A (cm^2)	Achoisie (cm^2)
RDC	310*17	G+Q+EdX	674.15	-49.98	13.0	12HA12=13.56
1	310*17	G+Q+EdX	999.17	774.81	13.0	12HA12=13.56
2	310*17	G+Q+EdX	713.38	560.81	13.0	12HA12=13.56
3	315*17	G+Q+EdX	568.35	529.22	13.2	12HA12=13.56
4	315*17	G+Q+EdX	494.64	391.25	13.2	12HA12=13.56
5	315*17	G+Q+EdX	462.79	256.00	13.2	12HA12=13.56
6	320*17	G+Q+EdX	449.68	249.37	13.4	12HA12=13.56
7	320*17	G+Q+EdX	350.61	142.82	13.4	12HA12=13.56
8	320*17	G+Q+EdX	144.40	173.38	13.4	12HA12=13.56

Tableau **V** .28 Ferraillage verticale finale des trumeaux

sens	L(m)	a(cm)	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2)	A calculé (cm^2)	A finale (cm^2)
X	3.65	17	5.47	8.21	15.8	2(12HA12)=27.12

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.29. Vérifications des ferraillages des trumeaux à l'ELS

Niveau	Section (cm^2)	Fissuration	N (KN)	M (KN.m)	$A_X(cm^2)$	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	310*17	préjudiciable	424.11	-104..38	27.12	1.1	15.9	CV
1ère etage	310*17	préjudiciable	533.33	33.10	27.12	1.1	16.0	CV
2ème etage	310*17	préjudiciable	646.44	22.59	27.12	1.2	18.7	CV
3ème etage	310*17	préjudiciable	429.50	23.12	27.12	0.8	12.6	CV
4ème etage	310*17	préjudiciable	359.14	30.22	27.12	0.7	10.9	CV
5ème etage	310*17	préjudiciable	286.78	27.16	27.12	0.6	8.8	CV
6ème etage	310*17	préjudiciable	231.10	26.00	27.12	0.5	7.2	CV
7ème etage	310*17	préjudiciable	154.12	27.99	27.12	0.3	5.2	CV
8ème etage	310*17	préjudiciable	67.10	17.85	27.12	2.5	0.2	CV

❖ **Calcule armatures horizontales des trumeaux**

Tableau V.30. Calcul les armatures horizontales des trumeaux et leurs espacements

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisi (cm^2)
RDC	17	295	220.01	0.08	5	15	18HA12=20.34
1érétage	17	261	588.38	0.23	5	15	18HA12=20.34
2ème étage	17	261	429.94	0.17	5	15	18HA12=20.34
3ème étage	17	261	418.38	0.16	5	15	18HA12=20.34
4ème étage	17	261	315.90	0.13	5	15	18HA12=20.34
5ème étage	17	261	208.79	0.059	5	15	18HA12=20.34
6ème étage	17	261	210.28	0.08	5	15	18HA12=20.34
7ème étage	17	261	116.75	0.046	5	15	18HA12=20.34
8ème étage	17	261	134.93	0.054	5	15	18HA12=20.34

V.4.6.2. les linteaux :

Les voiles avec files d'ouverture 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.

-Recommandations règlementaires

❖ **Selon le CBA 93**

Même condition que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

Contrainte limite de cisaillement : $\tau_b \leq \tau_b = 0.2 f_{c28}$

Ferraillage : on devra disposer :

-Des aciers longitudinaux de flexion : Al ;

-Des aciers transversaux : At ;

-Des aciers en partie courante : Ac.

1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

➢ .**Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

➢ **Aciers transversaux :**

On distingue deux CAS:

$$\begin{cases} \lambda > 1 \quad \text{(linteau longe)} \lambda = 1/h \\ \lambda < 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long $\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$T = \min(V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On les calculs comme suit:

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

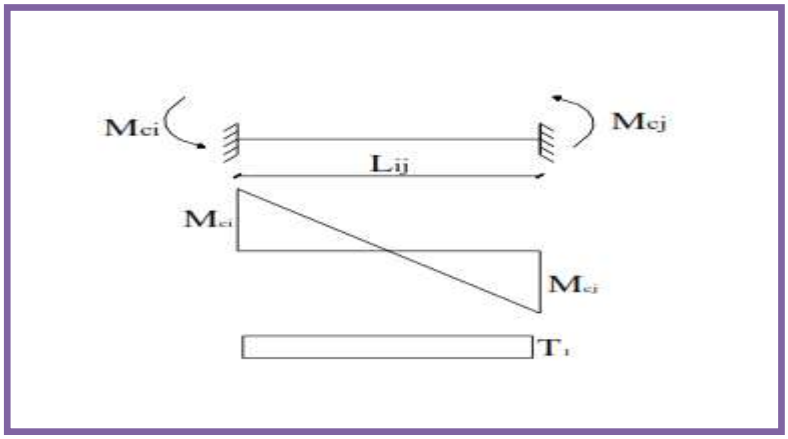


Figure V.11.effort tranchant et moment dans le linteau

2. Deuxièmes cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur),transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction)suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_dà disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha . f_e}$ avec: tg $\alpha = \frac{h-2d}{L}$

$V = V_{calcul}$ (sans majoration)

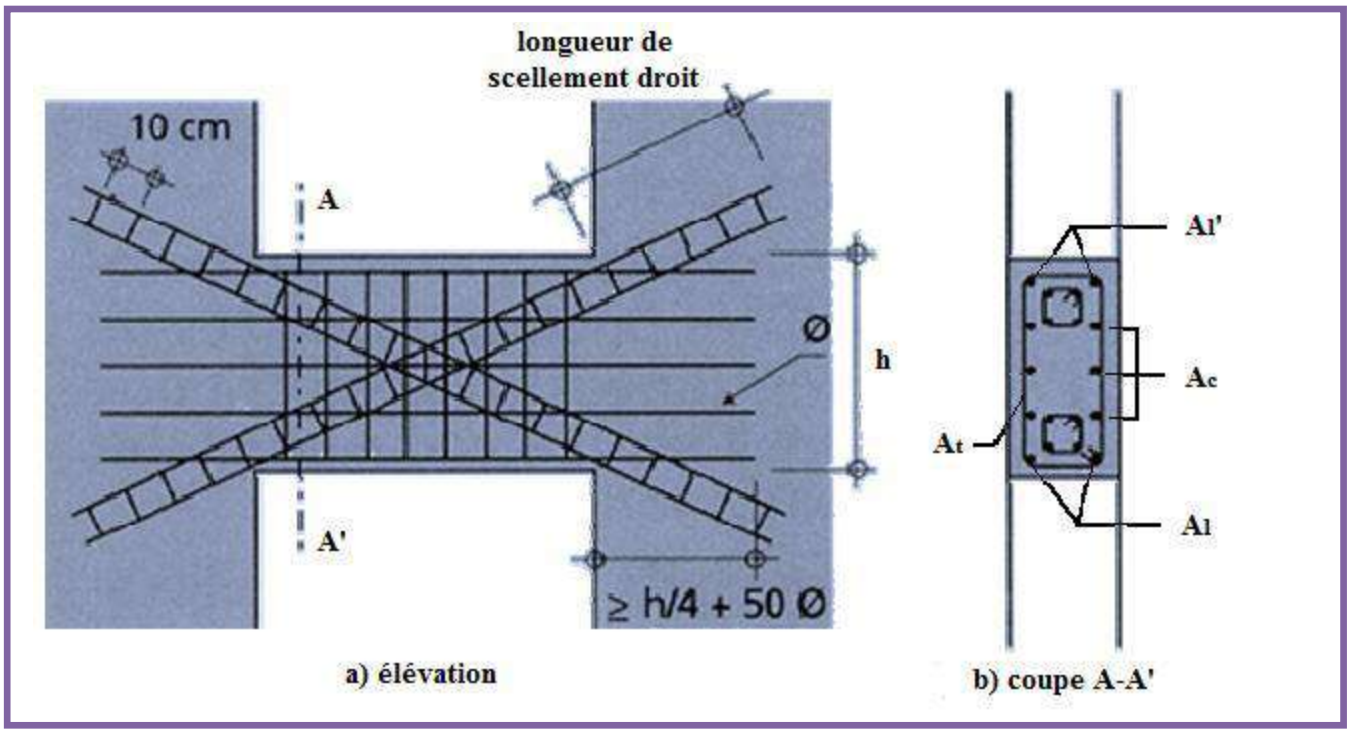


Figure.12. Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :**

On a:

$A_l \geq 0.15\%b.h$

➢ $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

➢ $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28} \\ A_D = 0.15\%b.h & \text{si } \tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28} \end{cases}$

➢ $A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\begin{cases} \tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%b.s & \text{si } \tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28} \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.31 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	17	1.60	1.20	1141.61	6.53	0.40	Traction/compression
1ère-2ème	17	1.46	1.20	725.09	4.54	0.46	Traction/compression
2ème-3ème	17	1.46	1.20	562.46	3.53	0.67	Traction/compression
3ème- 4ème	17	1.46	1.20	446.29	2.80	0.91	Traction/compression
4ème-5ème	17	1.46	1.20	266.08	1.67	0.86	Traction/compression
5ème-6ème	17	1.46	1.20	192.27	1.21	0.99	Flexion simple
6ème-7ème	17	1.46	1.20	129.20	0.81	1.16	Flexion simple
7ème-8ème	17	1.46	1.20	202.08	1.27	0.72	Flexion simple

Tableau V.32. Calcul les armatures longitudinal du voile 1

Niveau	A calculé(cm^2)				St (cm)	A choisie(cm^2)			
	Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	1.50	4.08	0.64	5.44	15	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	8HA10=6.28
1ère - 2ème	0.88	3.72	0.64	4.96	15	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	8HA10=6.28
2ème - 3ème	0.84	3.72	0.64	4.96	15	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	8HA10=6.28
3ème - 4ème	0.74	3.72	0.64	4.96	15	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	8HA10=6.28
4ème - 5ème	0.55	3.72	0.64	4.96	15	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	8HA10=6.28
5ème - 6ème	0.46	3.72	0.64	4.96	15	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	8HA10=6.28
6ème - 7ème	-	-	1.58	-	15	-	-	6HA10=4.71	-
7ème - 8ème	0.02	-	1.58	-	15	6HA10=4.71	-	6HA10=4.71	-

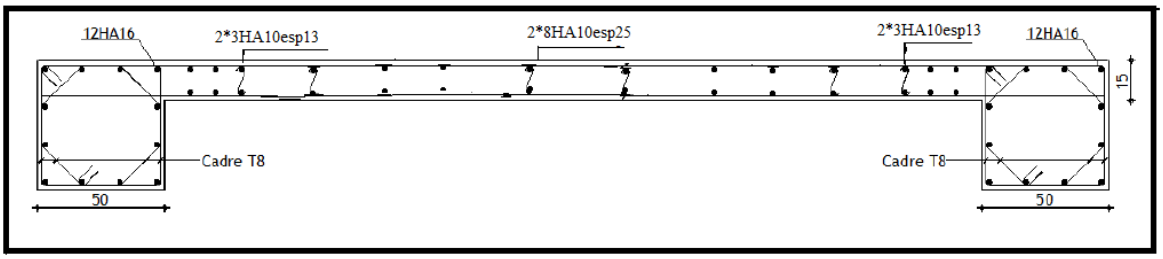


Figure V.13. Ferraillage du voile 1suivant x

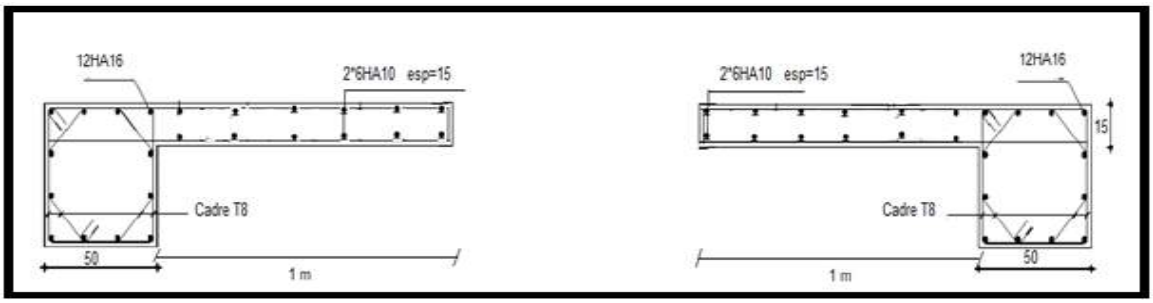


Fig.V. 28. Ferraillage du voile avec ouverture.

VI.1 Introduction :

Une fondation se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

VI -2-Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

VI -3 -Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront:

- Teneur en eau naturelle : W = 14.08 %
- Limite de liquidité : WL= 47 %
- Limite de plasticité : WP= 20 %
- Indice de plasticité :Ip = 26 %
- Pression de consolidation : σ c = 2.20 bars
- Coefficient de compressibilité: Cc=0.160
- Coefficient de gonflement : Cs=0.010
- Angle de frottement interne : υ = 33°
- Cohésion : Cu = σc (0.11+0.37 Ip) $\Rightarrow$ Cu=0.45bars
- Poids volumique total humide: γ = 18.3 kN/m3
- La contrainte admissible : σadm= 2.4 bars à 1.5 mètre d'ancrage

VI-4- Choix du type de fondation

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Le choix du type de fondation est conditionné les facteurs suivants :

- Les conditions du site en termes de stabilité globale et de mouvements du sol,
- La nature et la taille de la structure et de ses éléments, y compris des exigences spéciales comme la durée de vie de calcul,
- Les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, circulation, réseaux divers, végétation, produits chimiques dangereux),
- Les conditions de terrain,
- L'état des eaux souterraines,
- La sismicité régionale,
- L'influence de l'environnement (hydrologie, eaux superficielles, affaissements et subsidence, variations saisonnières de la température et de l'humidité).

Pour notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelles adéquat.

VI-5- Calcul des fondations:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

Remarque:

Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

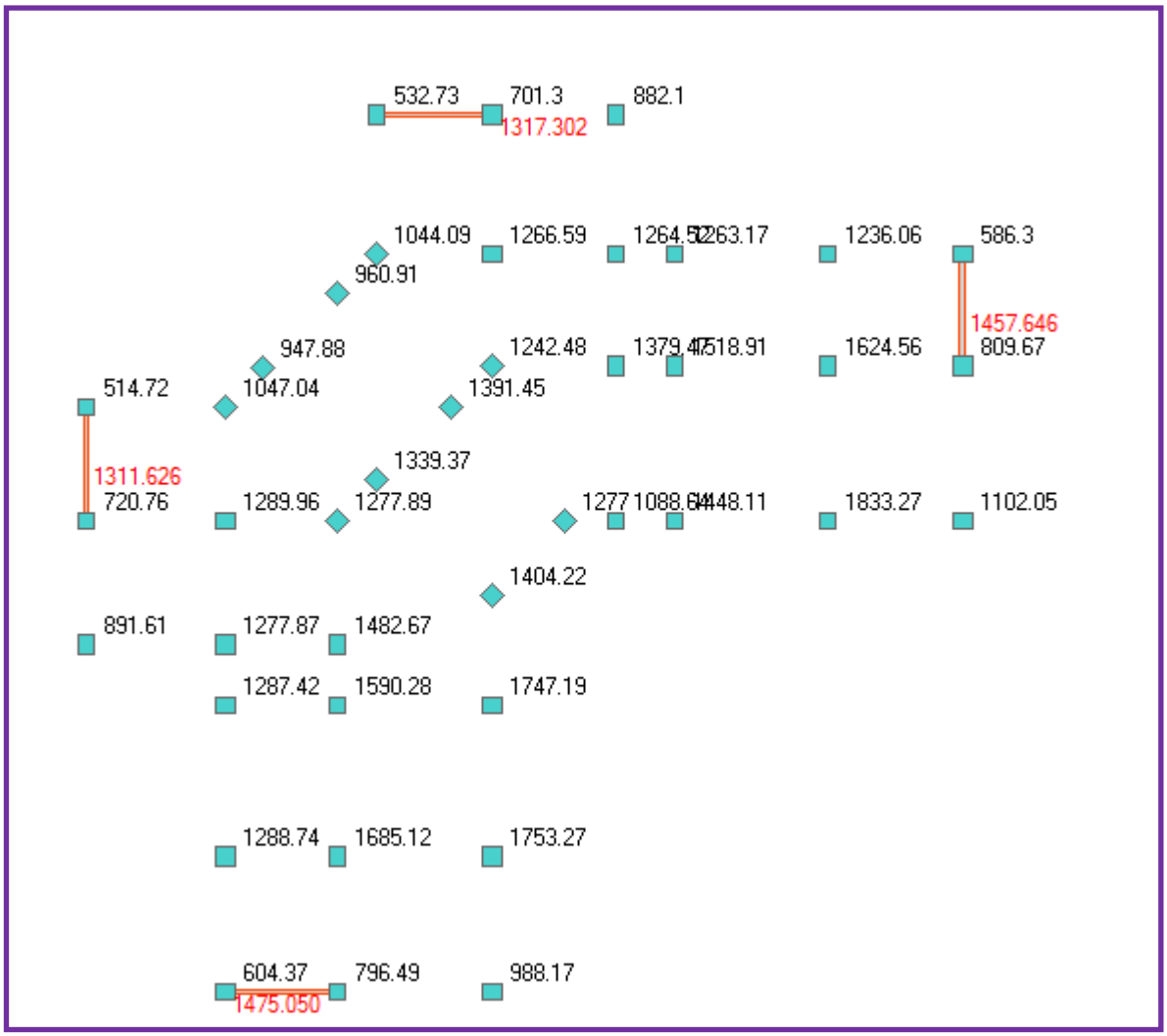


Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : **a = b** donc **A = B => S = A^2**

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left\lceil \frac{N}{\sigma_{sol}} \right\rceil$

Avec : $A = \sqrt{S}$

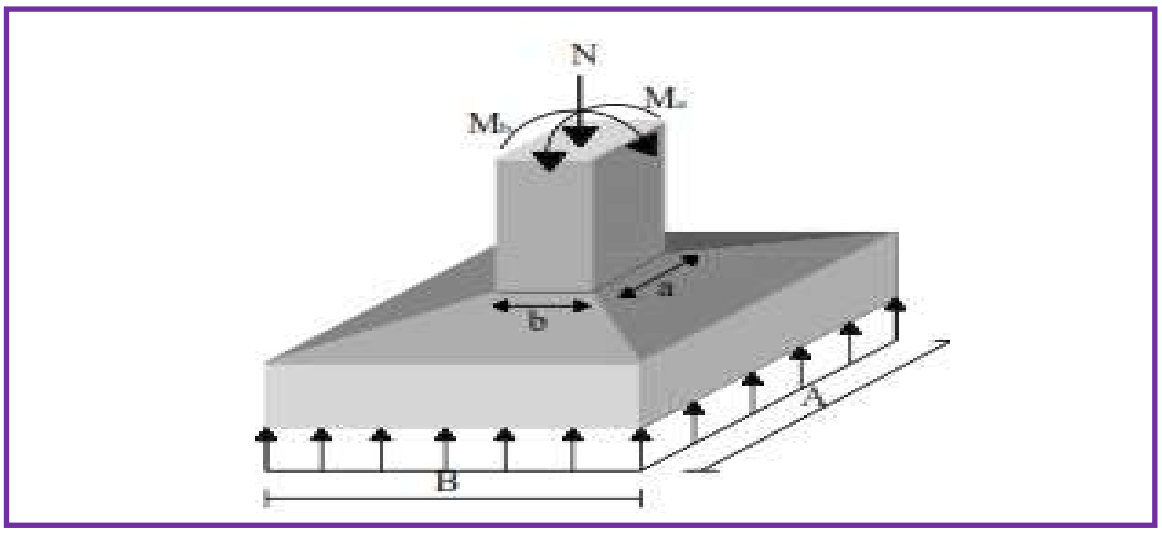


Figure VI.2: Semelle isolée sous poteau.

VI.5.2. Dimensionnement initiale des semelles isolées :

La proposition initiale des semelles isolées :

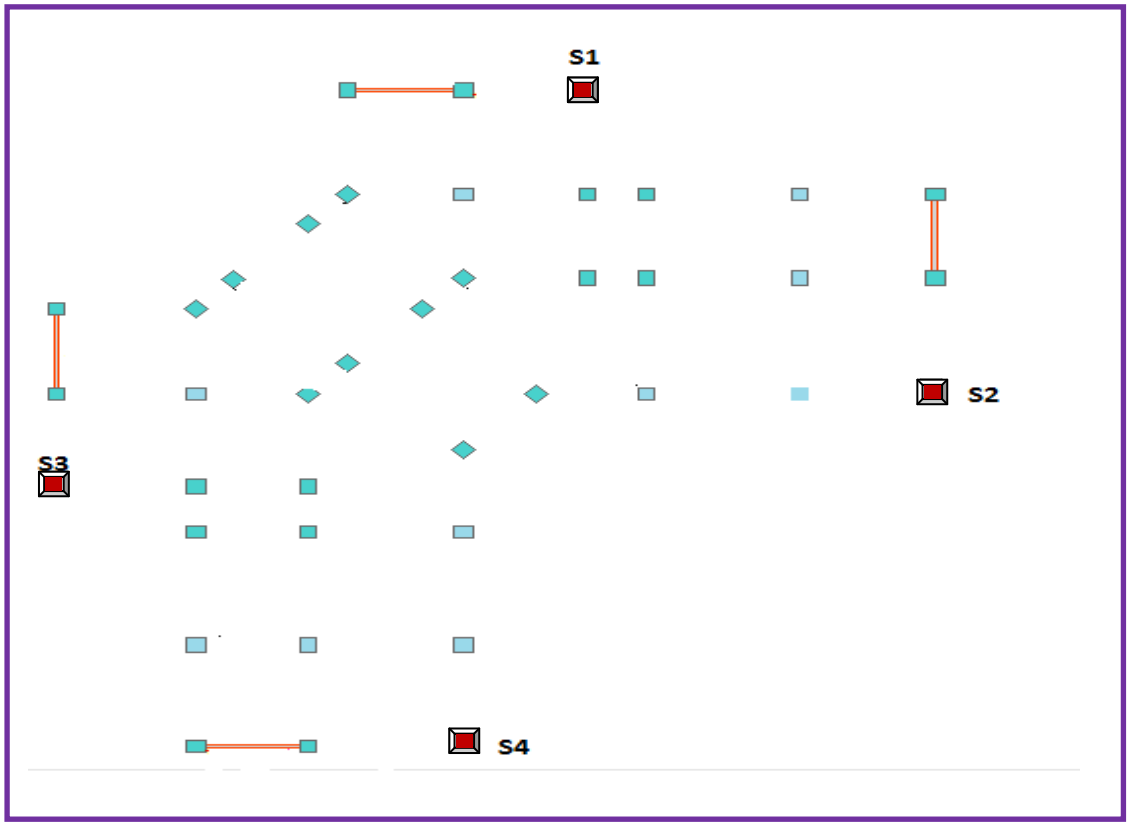


Figure.VI.3 : La proposition initiale de semelles isolées.

Tableau VI.1. Dimensionnement initiale des semelles isolées

Semelle	N(KN)	A(m)	B(m)	A et B adop(m)	h (cm)
S_1	882.1	1.917	1.917	2.30	55
S_2	988.17	2.029	2.029	2.50	55
S_3	891	1.927	1.927	2.30	55
S_4	1102.05	2.142	2.142	2.50	55

VI.5.3.Vérification du chevauchement entre les semelles :

❖ **Notion des bulbes de pression :**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentesjusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation).

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet desavoir quelles couches de sol sont influencées par ces pressions.

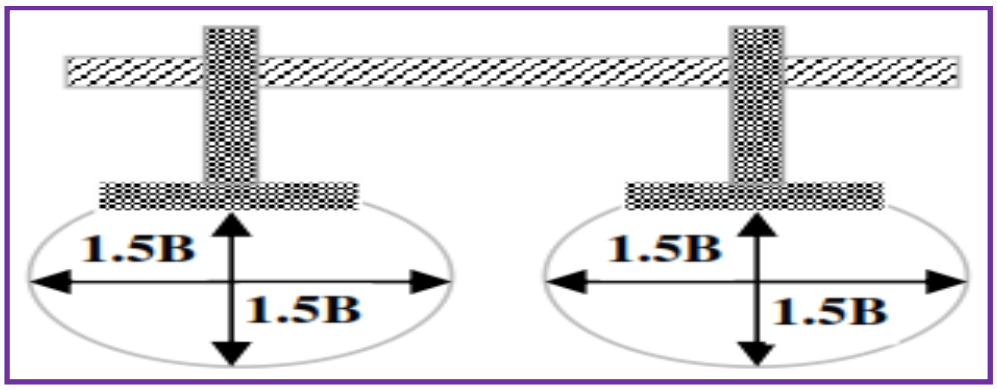


Figure VI .4.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucherait 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.

Suivant X :

Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

semelle	L(m)	B1	B2	1.5*(B1+B2)/2	L ≥1.5*(B1+B2)/2
S2-S3	3.19	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S3-S4	3.61	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S4-S5	1.90	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S5-S6	4.50	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S8-S9	3.61	2.6	2.6	3.90	C.N.V
S9-S10	1.90	2.6	2.7	3.97	C.N.V
S10-S11	4.50	2.7	3.0	4.275	C.V
S15-S16	1.44	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S16-S17	3.34	2.5	2.6	3.825	C.N.V
S17-S18	4.50	2.6	3.0	4.20	C.V
S18-S19	4.30	3.0	2.5	4.125	C.V
S21-S22	3.58	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S22-S23	4.92	2.5	2.5	3.75	C.V
S24-S25	4.41	2.30	2.5	3.60	C.V
S25-S26	3.58	2.5	3.0	4.125	C.N.V
S27-S28	3.58	2.5	3.0	4.125	C.N.V
S28-S29	4.92	3.0	3.0	4.5	C.V
S30-S31	3.58	2.5	3.0	4.125	C.N.V
S31-S32	4.92	3.0	3.0	4.5	C.V

Suivant Y :

Tableau VI.3. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

Semelle	L(m)	B1	B2	1.5*(B1+B2)/2	L ≥1.5*(B1+B2)/2
S1-S4	4.41	2.30	2.5	3.6	C.V
S3-S8	3.58	2.5	2.6	3.825	C.N.V
S4-S9	3.58	2.5	2.6	3.825	C.N.V
S5-S10	3.58	2.3	2.6	3.675	C.N.V
S6-S11	3.58	2.5	3.0	4.125	C.N.V
S11-S18	4.92	3.0	3.0	4.5	C.N.V
S9-S16	4.92	2.6	2.5	3.825	C.V
S20-S21	3.54	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S21-S25	3.96	2.5	2.5	3.75	C.N.V
S22-S26	3.96	2.5	3.0	4.125	C.N.V
S23-S29	3.49	2.5	3.0	4.125	C.N.V
S25-S28	1.9	2.5	3.0	4.125	C.N.V
S26-S29	1.9	3.0	3.0	4.5	C.N.V
S27-S30	1.9	2.5	3.0	3.75	C.N.V
S29-S32	4.85	3.0	3.0	4.5	C.V
S32-S33	4.30	3.0	2.5	4.125	C.V
S2-S7	1.9	2.5	2.3	3.6	C.N.V
S7-S12	3.42	2.3	3.0	3.975	C.N.V
S10-S17	4.92	3.0	3.0	4.2	C.V

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles dans le sens X et Y, donc on propose une notre disposition des semelles.

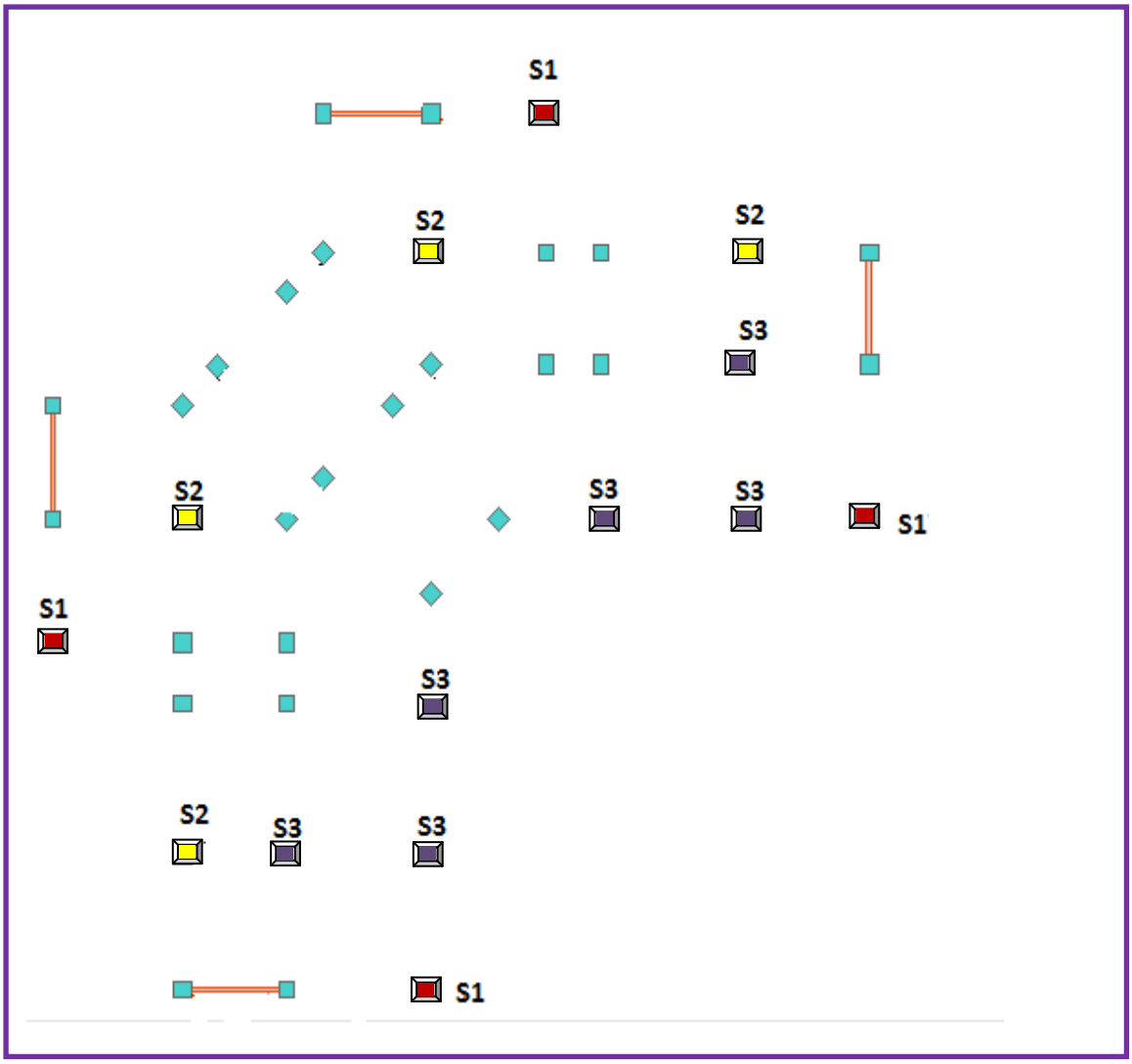


Figure VI.5. Disposition finale des semelles isolées

VI-5-4-Calcul des semelles isolées sous poteau :

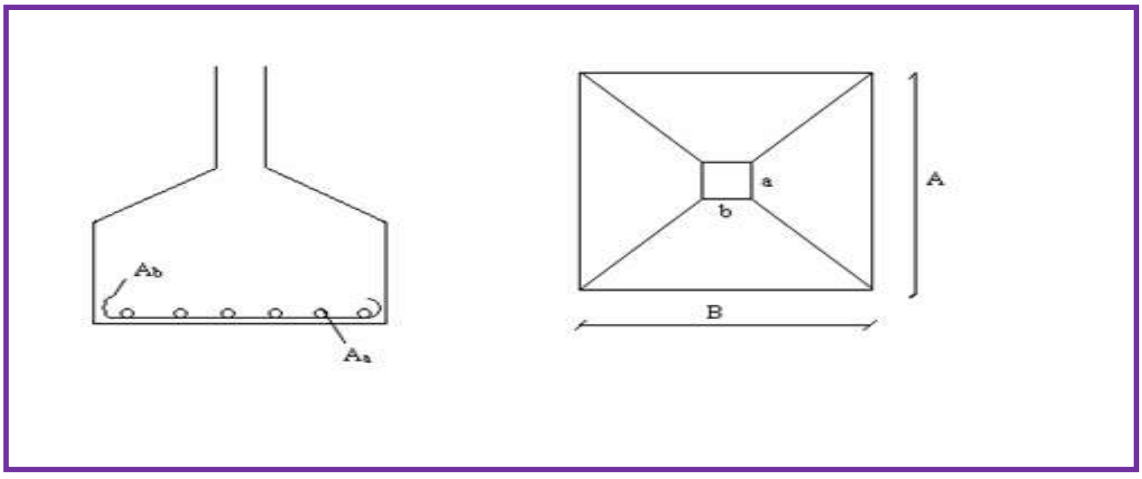


Figure VI.6. Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau

➢ **Prédimentionnement :**

Nser = 988.17 KN.

Mser = 9.95kN.m.

$e_0 = \frac{Mser}{Nser} = 10.06\ mm = 1.0cm$

Pour avoir une répartition triangulaire de la charge de sol, il faut avoir :

$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 1.00cm \leq 41.6cm$ **(C.V)**

Vu que **6e0** est très faible, la répartition est forcément trapézoïdale.

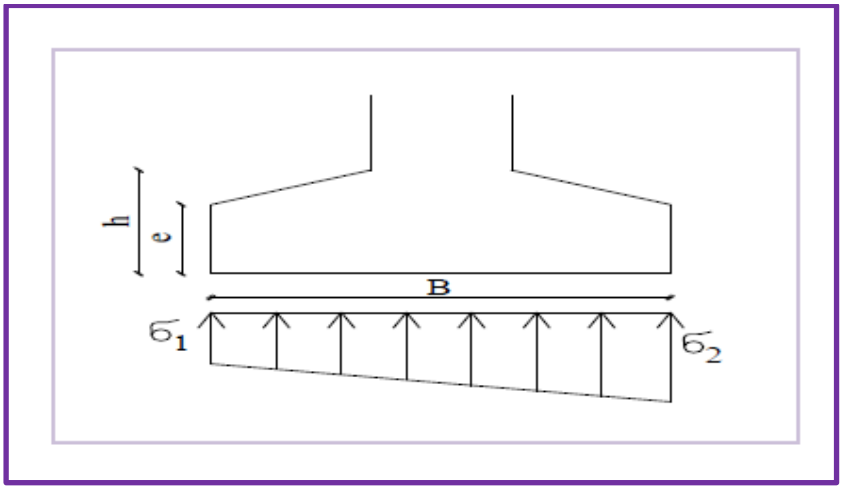


Figure.VI.7.Schéma équivalent d'une semelle isolée

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ Où $\sigma_1 = (1-6\frac{e_0}{B})\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = (1+6\frac{e_0}{B})\frac{N}{B^2}$

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = (1-6\frac{e_0}{B})\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_m B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$

A.N : $240B^3 - 882.1B - 9.791 \geq 0 \Rightarrow B = 1.97m$, Donc, on prend : **B = 2.50m**.

On a **A=B = 2.50 m.**

➢ **Vérification de la capacité portante :**

Il faut vérifier que : $\sigma_m = (1-6\frac{e_0}{B})\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} = 0.24MPa$

$\sigma_1 = 0.15$ MPa

$\sigma_2 = 0.16$ MPa

$\sigma_m = 0.15 \leq \sigma_{sol} = 0.24MPa$

Tableau VI.4.Vérification de la capacité portante pour la semelle " S_1"

Combinaisons	N (kN)	M (kN.m)	e_0 (mm)	σ_m (MPa)	vérification
G + Q + Ex	960.83	7.31	7.61	0.1551	**C.V**
G + Q + Ey	935.19	3.19	3.41	0.1502	**C.V**
0.8 G + Ex	666.15	7.68	11.52	0.1080	**C.V**
0.8 G + Ey	**640.52**	**4.59**	**7.17**	**0.1033**	**C.V**

- **Ferraillage de la semelle " S1":**

Figure VI.6. Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau

- **A l'ELU :**

N_u =1359.52 KNM_u =13.60 KN.m

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.01m = 1.00cm$

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 1.00cm \leq 13.88cm$ **(C.V)**

Donc la méthode de bielle est applicable, on remplace la charge N par une charge fictive N',

Avec :

$N'_u = N_u(1+3\frac{e0}{B}) \Rightarrow N'_u = 1361.15$ kN

$A_a = \frac{N'_u(A-a)}{8da.\sigma_s} =$ **24.13cm²** avec: σ_s = 348 MPa

$A_b = A_a =$ **24.13cm²** =24 T12 = 24.88 cm²

$d = \frac{A-a}{4} = 48.75 \Rightarrow$ d=50 cm C=3 cm

Hauteur totale : h = d + c $\Rightarrow$ **h = 55cm**

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\phi + 6 \Rightarrow e =$ **25 cm**

- **A l'ELS :**

La fissuration est considérée préjudiciable.$\sigma_s = 202MPa$

N_{ser}= 756.03 KN M_{ser}= 2.126 KN.m

$N'_{ser} = N_{ser}(1+3\frac{e0}{B}) \Rightarrow N'_{ser} =$ 1000.02 kN

$A_b = \frac{N'_{ser(B-b)}}{8db.\sigma_s} = \mathbf{14.00cm^2}$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S,

S1: A=14.00cm2 ⇒ **Aadop= 14T12=15.83** cm2 ⇒ **esp =18 cm**

Les même étapes Pour les semelles **s2** et **s3**et après le calcule on adoptera le ferraillage suivant :

S2: A=20.15cm2 ⇒ **Aadop= 18T12=20.36** cm2 ⇒ **esp=13.5 cm**

S3: A=28.64cm2⇒ **Aadop= 26T12=29.41** cm2 ⇒ **esp=11.5 cm.**

Tableau VI.5 Ferraillage de la semelle isolée

Semelle	$A_{cal}(cm^2)$	A_{adop}	Esp(cm)
S1**(2.5*2.5*0.55)**	14.00	14T12=15.83	18.0
S2**(2.5*2.5*0.55)**	20.15	18T12=20.36	13.5
S3**(3.0*3.0*0.65)**	28.64	26T12=29.41	11.5

➢ **Calcul de longueur des barres :**

La longueur des barres suivant A et égale suivant B puisque on a (A=B):

La contrainte admissible d'adhérence est **: τs**= 2.8 MPa

La longueur de scellement est égale à :

$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s} \Rightarrow l_s = \frac{1.2*400}{4*2.8}$ **=42.85 *cm***

$l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.$\Rightarrow \frac{300}{8} = 37.5 \leq 42.85\ cm\ \leq 75cm$
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de
- 0.71B.

VI.6.Calcul des Semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement.

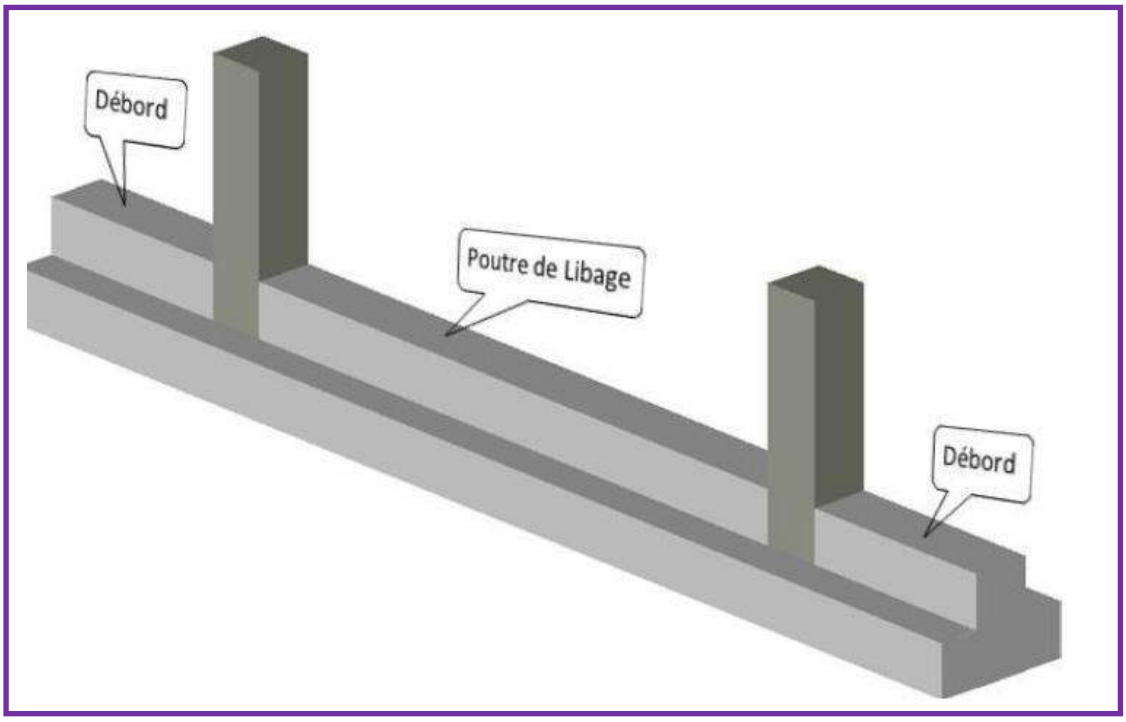


Figure VI.8.Schéma d'une semelle filante sous poteaux

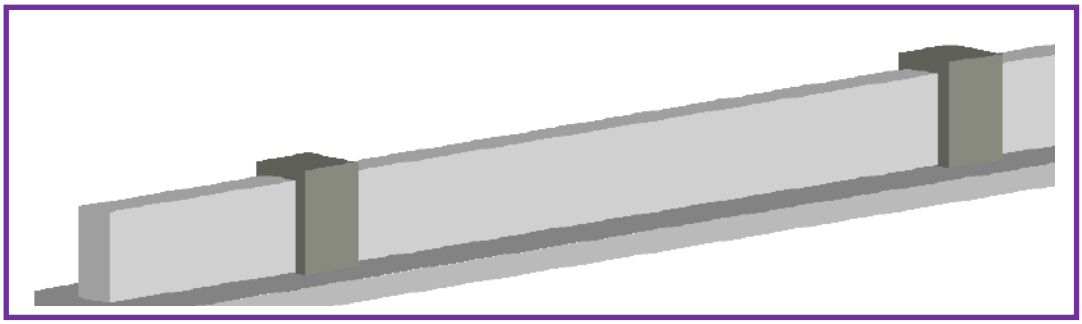


Figure VI.9 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.6.1. Semelles filantes sous voile :

➢ **Dimensionnement:**

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $\mathbf{N = \frac{\sum N}{L}}$; $\mathbf{M = \frac{\sum M}{L}}$

Avec

- ΣN : est la somme des efforts normaux.
- ΣM : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Suivant X :

Tableau VI.6.Détermination de dimension des semelles suivant X

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$ (m)	B_{choisi} (m)	d (m)	h (cm)
SFv1	5.09	1317.30	**15**	1.01	2.40	0.46	55
SFv4	5.13	1475.05	**15**	1.13	2.70	0.54	63

Suivant Y :

Tableau VI.7.Détermination de dimension des semelles suivant X

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$ (m)	B_{choisi} (m)	d (m)	h (cm)
SFv2	5.13	1457.65	**15**	1.13	2.40	0.46	55
SFv3	5.09	1311.63	**15**	1.01	2.70	0.54	63

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Suivant X :

Tableau VI.8. Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile

Semelle	L (m)	B(m)	N_{ser} (KN)	$P_{amorce\ voiles}$(KN)	$P_{remblai}$(KN)	$P_{semelle}$S(KN)	σ_{cal}(KN)	σ_{sol}(KN)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SFv1	5.09	2.40	1317.30	10.587	201.373	152.70	0.239	0.240	C.V
SFv4	5.13	2.70	1475.05	9.075	194.180	207.76	0.237	0.240	C.V

Suivant Y :

Tableau VI.9. Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile

Semelle	L (m)	B(m)	N_{ser} (KN)	$P_{amorce\ voiles}$(KN)	$P_{remblai}$(KN)	$P_{semelle}$(KN)	σ_{cal}(KN)	σ_{sol}(KN)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SFv2	5.13	2.70	1457.65	9.075	194.18	207.76	0.236	0.240	C.V
SFv3	5.09	2.40	1311.63	10.587	201.337	152.70	0.239	0.240	C.V

➢ **Ferraillage des semelles filantes sous voile :**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

➢ **Armatures principales :**

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

✓ n: étant le nombre de barres

✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Suivant X :

Tableau VI.10.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS

	Nser (kN)	N' ser (kN)	e0ElS<A/18	Aa (cm2)
SFv1	1317.30	1332.11	C.V	3.31
SFv4	1475.05	1496.35	C.V	3.68

Tableau VI.11.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU

	Nu (kN)	N' u (kN)	e0ElS<A/18	Aa (cm2)
SFv1	2043.353	2075.201	C.V	5.16
SFv4	2314.666	2393.234	C.V	5.89

Suivant Y :

Tableau VI.12.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS

	Nser (kN)	N' ser (kN)	e0ElS<A/18	Aa (cm2)
SFv2	1457.65	1491.75	C.V	3.71
SFv3	1311.63	1344.44	C.V	3.31

Tableau VI.13.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU

	Nu (kN)	N' u (kN)	e0ElS<A/18	Aa (cm2)
SFv2	2287.732	2298.94	C.V	5.34
SFv3	2036.194	2041.122	C.V	5.73

➢ **Armatures de répartition :**

$A_{rép} = Aa/4$ $\qquad ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Tableau VI.14.Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement.

semelle	Sens	$A_a(cm^2)$	$A_{a\ final}$ (cm2)	$A_{rep\ final}$ (cm2)	Sa (cm)	S rep (cm)
SFv1	X	5.16	7HA10=5.49	4HA8=2.01	10	15
SFv4		5.89	8HA10=6.28	4HA8=2.01	10	15
SFv2	Y	5.34	7HA10=5.49	4HA8=2.01	10	15
SFv3		5.73	8HA10=6.28	4HA8=2.01	10	15

VI.6.2. Semelles filantes sous poteau :

➢ **dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS**

Tableau VI.15. Dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$ (m)	B_{choisi} (m)	d (m)	h (cm)
SFp1	3.45	2527.69	55	2.41	2.6	0.75	79
SFp2	3.45	2898.38	55	2.52	2.7	0.88	92
SFp3	3.45	2565.29	55	2.47	2.65	0.76	80
SFp4	3.45	3072.95	55	3.71	3.82	0.93	97
SFp5	4.80	2681.22	55	2.32	2.70	0.53	57
SFp6	8.60	3999.92	55	1.93	2.20	0.41	45
SFp7	8.60	5251.19	55	2.54	3.00	0.61	65

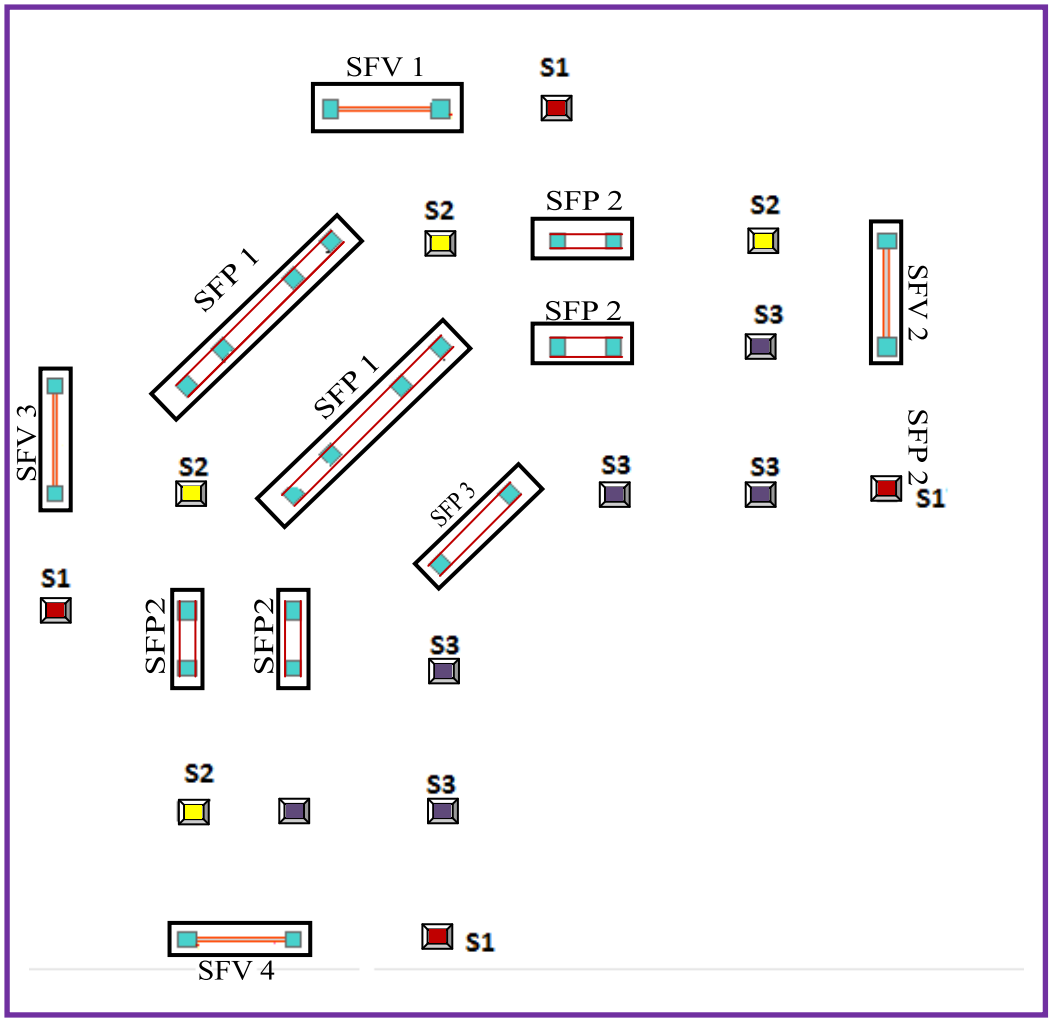


Fig VI.10: La proposition finale des semelles filantes.

Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq \sigma_{sol}$ Avec :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{S_f}$$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau VI.16.Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux

Semelle	L (m)	B(m)	N_{ser} (KN)	$P_{amorce\ voiles}$(KN)	$P_{remblai}$(KN)	$P_{semelle}$(KN)	σ_{cal}(KN)	σ_{sol}(KN)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SFp1	3.45	2.6	2527.69	6.02	171.64	247.02	0.239	0.24	C.V
SFp2	3.45	2.7	2898.38	4.235	137.60	325.33	0.238	0.24	C.V
SFp3	3.45	2.65	2565.29	6.05	172.60	248.40	0.240	0.24	C.V
SFp4	3.45	3.82	3072.95	3.47	118.54	359.74	0.240	0.24	C.V
SFp5	4.80	2.70	2681.22	9.52	203.89	184.68	0.238	0.24	C.V
SFp6	8.60	2.20	3999.92	22.68	197.77	212.85	0.234	0.24	C.V
SFp7	8.60	3.00	5251.19	16.63	197.77	419.25	0.228	0.24	C.V

➢ **Vérification du chevauchement des semelles filantes :**

Tableau VI.17.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes sous poteaux

Suivant	L(m)	B1	B2	L-[(B1+B2)/2](cm)	L-[(C1+C2)/2]>50(cm)
SFp1-SFp2	5.13	2.60	2.70	248.00	C.V
SFp3-SFp4	5.13	2.65	3.82	189.50	C.V
SFp5-SFp7	6.83	2.70	3.00	398.00	C.V
SFp6-SFp7	6.35	2.20	3.00	375.00	C. V

➢ **Ferraillage des semelles filantes sous poteaux:**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

➢ **Armatures principales :**

$$A=N\left(1+\frac{3e_0}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}; \quad e_0=\frac{Mser}{Nser}\ N'_{ser}=N_{ser}\left(1+3\frac{e0}{B}\right)$$

Avec :

✓ n: étant le nombre de barres

✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18.Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS

	Nser (kN)	N' ser (kN)	e_{0ELS}<A/18	Aa (cm^2)
SFp1	2527.69	2534.22	C.V	3.59
SFp2	2898.38	2903.08	C.V	3.68
SFp3	2565.29	2571.33	C.V	3.69
SFp4	3072.95	3080.12	C.V	5.39
SFp5	2681.22	2692.65	C.V	5.66
SFp6	3999.92	4010.47	C.V	8.83
SFp7	5251.19	5260.21	C.V	10.98

Tableau VI.19.Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELU

	Nu (kN)	N' u (kN)	e0ElS<A/18	Aa (cm^2)
SFp1	3440.32	3455.12	C.V	4.90
SFp2	3942.34	3956.22	C.V	5.01
SFp3	3496.21	3510.18	C.V	5.03
SFp4	4185.15	4193.44	C.V	7.66
SFp5	3561.30	3572.11	C.V	7.52
SFp6	7190.70	7201.14	C.V	11.13
SFp7	5407.04	5423.07	C.V	15.04

➢ **Récapitulation :**

Tableau VI.20.Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux

	Aa (cm^2)	$A_{a\ final}$ (cm^2)	$A_{rep\ final}$ (cm^2)	Sa (cm)	S rep (cm)
SFp1	4.90	5HA12=5.65	4HA8=2.01	10	15
SFp2	5.01	5HA12=5.65	4HA8=2.01	10	15
SFp3	5.03	5HA12=5.65	4HA8=2.01	10	15
SFp4	7.66	7HA12=7.92	4HA8=2.01	10	15
SFp5	7.52	7HA12=7.92	4HA8=2.01	10	15
SFp6	11.13	10HA12=11.31	6HA8=3.01	10	15
SFp7	15.04	5HA12=5.65	4HA8=2.01	10	15

VI.7. Poutre de libage :

VI.7.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.21 : Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	55	2.70	0.70	1429166.66	4.86	oui

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 représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.22 :Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	3440.32	2527.69	6.40	537.55	394.95

VI.7.2.Calcul des moments :

- **Aux appuis :**

À l'ELU : $$Ma = -\frac{q_u*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$$

À l'ELS : $$Ma = -\frac{q_{ser}*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$$

- **En travées :**

À l'ELU : $$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

À l'ELS : $$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

Tableau VI.23 : Détermination des moments de la poutre de

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
PL1	443.36	851.6	280.42	538.66

VI.7.3.Calcul du ferraillage :

➢ **Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU :**

- **Les armatures principales :**

Béton : f_{c28}=25MPa ; γ_b=1.15 ; σ_{bc}=18.48MPa ; f_{t28}=2.1MPa,b = 50cm ; h =70cm ;d =67m.

Acier : FeE400. Fe = 400 MPa ;γ_s = 1 ; σ_s = 400 MPa.

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; On a $\mu \leq \mu l = 0.392$ $d = h - e - \frac{\varphi}{2}$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.24.Calcul des sections d'acier de la poutre de libage

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PL1	Travée	443.36	70	9.83	0.00	9HA12=10.18
	appui	851.60	70	11.1	0.00	10HA12=11.31

➢ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$[\sigma_b]$= 15Mpa ; $[\sigma_s]$= 400MPA

Tableau VI.25.Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M ser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	10.18	280.42	9.1	276.27	OUI
	Appui	11.31	538.66	14.76	292.96	OUI

- **Calcul à l'ELS :**

Les résultats du calcul des armatures à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.26 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELS

Elément		M_{Ser} (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	538.66	14.8	0.00	14HA12=15.83
	appui	280.42	7.2	0.00	7HA12=7.92

VI.8.Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

➢ 2 barres si h≥60 cm

➢ 4 barres si h≥70 cm

➢ 6 barres si h≥80 cm

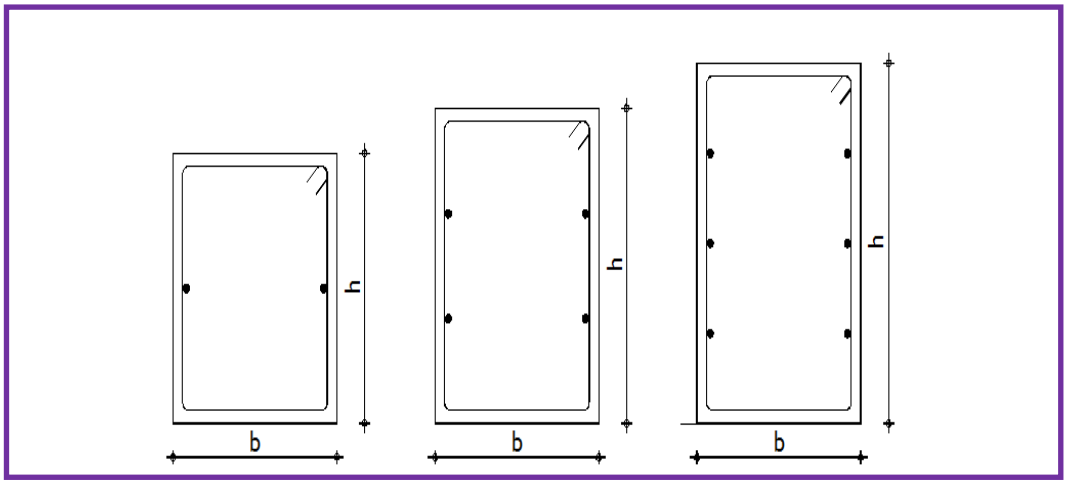


Figure IV.11 : les armatures de peau

Puisque la poutre de libage du atteint la hauteur de**70cm** le **CBA93** engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au moins 2cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=2*0.7 = 1.4cm², donc on adopte Ap= 2HA12=2.26cm².

➢ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Pour une fissuration préjudiciable$\overline{\tau u}$=min$\left\{\frac{0.15*fe}{\gamma b}; 4MPa\right\}$

Tableau VI.27 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	A_t (cm^2)	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	653.23	1.32	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.9.Calcul des longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.9.1. Pré dimensionnement : ▸▸[Art 10.1.1.b]◂◂ :

Pour un sol de fondation de catégorie **"S3"**, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 x 30cm².**

On adopte une section de **30 x 40.**

VI.9.2. Sollicitations : ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄ :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " **F** " égale à :**F= (N/ α) ≥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.

Dans notre cas **α=12(Zone II)**

N_{umax} =3028.12KN ⇒ 302.812KN ≥ 20 KN (cv)

❖ **La section choisie :** 40*40 cm^2

Tableau IV.28 : les données

Situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b **= 25 MPa**	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

VI.9.3.Recommandation des règlements :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

*Selon le CBA93 ◄◄ [A.7.1.2]◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est :

- $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$
- $St \leq \min [0.9d; 40cm]$
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e\ (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par :

- $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VI.9.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

➢ **Armatures longitudinales**

F= (N/ α) ≥20 KN

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.29 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min}CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
40*40	3028.12	302.812	8.7	8HA12=9.05	1.6	9.6	C.V

➢ **Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

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

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

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

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa,

et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .VI.30: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
40*40	2202.02	220.2	12.32	181.53	202	CV

➢ **Calcul des armatures transversales :**

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ :

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

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►►[Art 7.5.2.2] ◄◄ :

- S_t = min [h/4 ; 12Ø$_l$] ……. [Zone nodale]
- $S_t \leq h/2$ ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

❖ Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ :

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.31:calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		**RPA 99**			**St $_{adopté}$ (cm)**		
B (cm^2)	τ_u(MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
40*40	0.0204	25	2.19	7.5	15	1.35	10	15	4Ø8 =2.01

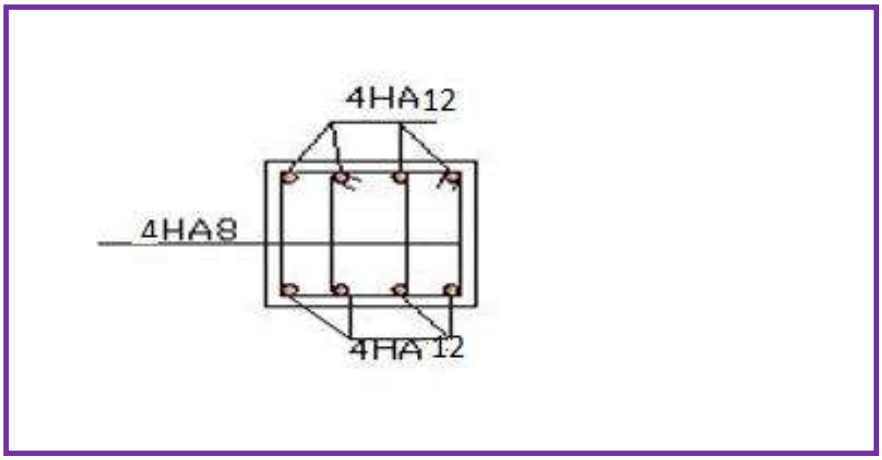


Figure VI.12: Ferraillage des longrines

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

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.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

📖 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- AUTO CAD 2010
- SAP2000 version 2000 et version 17.1
- Robot expert 2010