REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Yahia Farès De Médéa



Faculté de **T**echnologie
Département de **G**énie **C**ivil

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Calcul et conception d'un projet à usage administratif (RDC+7 étages) implanté en zone IIa sur un sol de capacité de 1.8 bars

Réalisé par :
AMROUCHE Hadjer
BELMELIANI Hind

Dirigé par :
M^{r}. KHELLADI.Mohamed

Promotion: juin 2017

-Dédicace-

Je dédie ce mémoire à :

Mesparents:

Ma mère, qui a oeuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternellegratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutient permanent venu detoi.

Mes frères et soeurs qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

Mon promoteur M :KHELEDI Mohamed qui doit voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

Hind Hadjer

Remerciement

Je tiens tout d'abord, à remercier ALLAH le tout puissant qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travaille.

En second lieu, je tiens à remercier mes parents pour m'avoir encouragé et permis d'entreprendre de cette formation.

Je souhaite s'adresser mes remerciements les plus sincères à mon oncle DJELLAL Ahmed et son épouse, mon grand-père MEKKI ; quim'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'ç la réussite pendant toute moncursus sans oublier cher ami ABDALALHADJ qui m'a beaucoup aidé aussi par son expérience .

Ensuite, un remerciement profond à mon encadreur pour son soutien, son aide précieuse, ses conseils.

J'exprime ma gratitude aux jurys qui font l'honneur de juger mon travail.

Enfin, je n'oublie bien évidement le corps professoral et administratif de YAHIYA FARES pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assure à leurs étudiants une formation actualisé.

Hind

Sommaire :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage :

I.1. Présentation de l'ouvrage……. ::.....2

I.2. Caractéristiquesgéométriques de l'ouvrage ……. 2

I.2.1 Dimensions…….....2

I.2.2 Systèmede contreventement 6

I.2.3 Les Planchers.....6

I.2.4 Maçonnerie.....6

I.2.3 Acrotère.....6

I.2.3 Escalier.....6

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux 6

I.3.1 Le béton …….....7

I.3.1.1.Caractéristiques du Béton …….....7

I.3.1.2. Ciment ……..……...…….....7

I.3.1.3. Granulats…….……...…….....….7

I.3.1.4. Eau de gâchage ……...…….....….7

I.3.1.5. Dosage du béton ……..…….....….....….8

I.3.2. Béton armé…….....….....….8

I.3.2.1. Résistance du béton ……...……8

I.3.2.2. Résistance caractéristique à la compression ….....……8

I.3.2.3.Résistance caractéristique à la traction ……..…….....…….8

I.3.2.4. Coefficient de poisson (U)…… ……....…….…..9

I.3.2.5. Module de déformation longitudinale ……....…….....……..9

Acier …….....….…….9

I.3.3.1. Types d'acier …….....…….10

I.3.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier…….....……...10

I.4.1. E.L.U de résistance ……10
I.4.1. 1Contraintedu béton en compression ……10
I.4.1. 2. Contrainte ultime de cisaillement ……11
I.4.1. 3. Contrainte limite de l'acier…… 11
I.4.2.A l'E.L.S ……11
I.4.2.1. E.L.S de compression de béton ……12
I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier……12
I.5 Taux de travail de sol et nature du sol ……12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.Introduction ……13
II.2 Pré-dimensionnement des planchers ……13
II.2.1. Plancher à corps creux ……13
II.2.2. Les dalles pleines……14
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……15
II.3.1. Maçonnerie ……15
II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) ……15
II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) ……15
II.3.2. Plancher terrasse ……15
II.3.2.1. Charges permanentes ……15
II.3.2.2. Charges d'exploitation ……16
II.3.3. Plancher courant ……16
II.3.3.1. Charges permanentes ……16
II.3.3.2. Charges d'exploitation ……16
II.4. Pré-dimensionnement des poutres ……16
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux ……17
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité ……18
II.5.2. Dimensions des poteaux selon RPA.99 version 2003……18
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f ……19

II.5.4. Calcul de l'effort Nu.....19
II.5.5. Détermination des charges et surcharges.....21
II.5.6. Descente des charges 21
II.5.6.1. Charges Permanentes 21
II.5.6.2. Charges d'exploitation 22
II.5.7. Vérification selon le RPA99 (version 2003) article[7.4.1].....26
II.5.8. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version2003 [Art 7.5.1].....26
II.6. Pré dimensionnement des voiles selon RPA.99 version 2003 : article[7.7.1].....27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires :

III.1. Introduction.....28
III.2. Calcul de l'acrotère.....28
III.2.1 Charges et surcharges.....28
III .2.2 Calcul du ferraillage 29
III.2.2.a Etat limite ultime.....29
III.2.2.b Vérification des contraintes à l'état limite de service 29
III.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 30
III.3. Plancher a corps creux.....30
III.3.1. La dalle de compression 30
III.3.2. Les poutrelles 31
III.3.2.1. Avant coulage 32
III.3.2.2. Après coulage 34
III.3.2.2.1. Méthodes de calcul 34
III.3.2.2.1. a. La méthode forfaitaire 34
III.3.2.2.1. b. Méthode de Caquot : (pour les poutres) 36
III.3.2.2.1. c. Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression.....37
III.3.2.2.2 Ferraillage de Poutrelles 37

III.3.2.2.3 Vérification des Contraintes à l'ELS 40
III.3.2.2.4 Vérification de la flèche 40
III.3.2.2.5Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....41
III. 3.Escaliers 42
III.3. 1. Introduction 42
III.3.2 Etudes escalier à trois volées 42
III.3.2.1. Pré-dimensionnement 42
III.3.2.2. Evaluation des charges et surcharges.....43
III. 3.2.2.a. Charges permanentes.....43
III.3.2.2.b. Charge d'exploitation 44
III.3.2.3.Détermination des efforts 44
III.3.2.4.Ferraillage des escaliers 44
III.3.2.5 Condition de non fragilité : article[A4.2.1] (CBA93).....45
III.3.2.6Armatures de répartition 45
III.3.2.7.Condition d'espacement.....45
III.3.2.8. Vérification des contraintes al' ELS 45
III.3.2.9.Vérification de la flèche 46
III.3.2.10.Vérification de contrainte de cisaillement.....46
III3.3.Etudes 2ème escalier 46
III3.3.1 Armatures de répartition 47
III3.3.2 Condition de non fragilité : ARTA4.2.1 CBA93 47
III3.3.3 Condition d'espacement 47
III .3.3.4 Vérification des contraintes al 'ELS 47
III3.3.5.Vérification de la flèche 48
III3.3.6.Vérification de contrainte de cisaillement..... 48
III.3.4. Calcul de la poutre palière.....48
III.3.4.1 Evaluation des charges.....48

III.3.4.2 Calcul des efforts.....49
III.3.4.3 Ferraillage de la poutre palière..... 49
III.3.4.3.1 E.L.U 49
III.3.4.3.2 E.L.S 50
III.3.5.Les dalles pleines 52
III.3.5. 1 Définition 52
III.3.5. 2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures 52
III3.5.3 Hypothèse de calcul 52
III3.5.4.Principe de calcul.....52
III.3.5. 5. Calcul des dalles rectangulaire 53
III.3.5.6. Calcul de la charge totale 53
III.3.5.7.Condition d'espacement 54
III.3.5.8.Vérification de l'effort tranchant..... 55
III.3.5.9.Vérification de la flèche 55
Chapitre IV : Etude sismique :
IV.1.Introduction.....56
IV.1.1. Choix de la méthode de calcul.....56
IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale.....56
IV.1.2.1. Principe 56
IV.1.2.2 Modélisation 56
IV.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul 57
IV.1.3. Proposition les différentes dispositions des voiles 59
IV.1.4.Calcul d'excentricité selon (RPA) version 2003 article [3.5.1-a] 65
IV.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique..... 69
IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes 69
IV.2.2. vérification de participation massique 71
IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 72

IV.2.4. Vérification de la stabilité au renversement 73

II.2.4.1 Moment stabilisant 74

IV.2.5. Vérification des déplacements en tête 75

IV.2.6. Vérification des déplacements 75

IV.2.7 Vérification de cisaillement des éléments 76

IV.2.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base 77

IV.2.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 78

Chapitre V : Calcul des éléments résistants :

V.1. Introduction 80

V.2.Ferraillage des poutres 80

V.2.1 Introduction 80

V.2.2.Recommandation des règlements Selon le (RPA99) version 2003 article[7.5.2] [1]

Selon le (CBA93) article[.7.1.2][2]..... 80

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU 82

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service 82

V.2.4.1 Poutres principales 83

V.2.4.2 Poutres secondaires 83

V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions (RPA) et (CBA) 83

V.2.5.1 Poutres principales..... 83

V.2.5.2 Poutres secondaires 84

V.2.6 Calcul des armatures transversales 84

V.2.7 Vérification de la flèche 85

V.2.7.1 Poutres principales 85

V.2.7.2 Poutres secondaires 85

V.3.1.Ferraillages des poteaux carrés 86

V.3.2 Recommandation du règlement RPA99v2003 86

V.3.3. Détermination des sections d'acier 86

V.3.4 Ferraillages des poteaux carrés 87
V.3.4.1 A l'ELU 87
V.3.4.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service 87
V.3.7. Déterminations des armatures transversales 88
V.3.8 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales 88
V.4.Ferraillage des voiles 89
V.4.1.Introduction 89
V.4.2. Les voiles pleins 90
V.4.3. Méthode de calcul 90
V.4.3.1. Recommandations des règlements.....90
V.4.4.Ferraillage des voiles pleins 91
V.4.4.1.Armatures verticales 91
V.4.4.2Vérification des armatures à ELS 93
V.4.4.3 Calcul des armateurs horizontaux 93
V4.4.4. Armatures transversales 93
Chapitre VI : étude de l'infrastructure :
VI.1.Introduction.....95
VI.2.FondationsSuperficielles 95
VI.3.Choix du type de fondation 95
VI.4. EtudePréliminaire du choix de type de semelle 96
VI.5.Les efforts normaux à base de la structure 96
VI.6.Le choix final des semelles 97
VI.7.Calcul des semelles isolées 98
VI.7.1 Dimensionnement des semelles isolées 98
VI.7.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS 98
VI.7.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles 98
VI.7.4.Ferraillage des semelles isolées 99

VI.8.Calcul des Semelles filantes 100
VI.8.1.Dimensionnement des semelles filantes 100
VI.8.1.1.Dimensionnement de la poutre de libage.....101
VI.8.1.2.Ferraillage de la poutre de libage 101
VI.8.2.Ferraillage de la semelle Filante 102
VI.8.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS.....103
VI.9.Vérification de la stabilité au renversement article[10.1.5](RPA99v2003).....103
VI.10.Ferraillage des longrines article[10.1.1](RPA99V2003) 103
VI.10.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 104
VI.10.1.1.Armatures longitudinales 104
VI.10.1.2.Armatures transversales 105
Conclusion Générale……...106

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1 : Dimensions du Bloc 2

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 9

Tableau II.1 : Charge permanente du mur simple cloison 15

Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloisons 15

Tableau II.3: Composants d'un plancher terrasse 15

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher.....16

Tableau II.5 : Charge d'exploitation étage courant.....16

Tableau II.6: Redimensionnement des poutres.....17

Tableau II.7 : Redimensionnement des poteaux carrés.....18

Tableau II.8 : Redimensionnement des poteaux circulaires.....18

Tableau II.9: Détermination de la longueur de flambement.....19

Tableau II.10 : Calcul de $\overline{N}_u$.....21

Tableau II.11 : Charges permanentes des niveaux.....21

Tableau II.12 : Charges d'exploitation des niveaux.....22

Tableau II.13: Vérification de l'effort normal.....23

Tableau II.14: Détermination de la longueur de flambement.....23

Tableau II.15: Calcul de $\overline{N}_u$.....24

Tableau II.16: Charges permanentes des niveaux.....24

Tableau II.17 : Charges d'exploitation des niveaux.....25

Tableau II.18 : Vérification de l'effort normal.....25

Tableau II.19 : Vérifications de coffrage des poteaux.....26

Tableau II.15 Vérification aux zones nodales.....27

Tableau III-1 : Les efforts.....28

Tableau III-2 : Les données.....29

Tableau III-3 : Ferraillage de l'acrotère.....29

Tableau III-4 : Vérification des contraintes à l'ELS.....30

Tableau III-5: les charges de la poutrelle avant coulage..... 32
Tableau III-6 : Les moments max des poutrelles de la terrasse à l'ELU..... 38
Tableau III-7:Les moments max des poutrelles de l'étage Courant à l'ELU 38
Tableau III-8 : Ferraillage des poutrelles 39
Tableau III-9: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 39
Tableau III-10 : Les moments max des poutrelles de la terrasse à l'ELS 39
Tableau III-11 : Les moments max des poutrelles de l'étage Courant.....40
Tableau III-12 : de vérification des contraintes..... 40
Tableau III-13 : Les efforts tranchant max de la terrasse.....41
Tableau III-14 : Les efforts tranchant max de l étage courant..... 41
Tableau III-15 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.....43
Tableau III-16 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.....43
Tableau III-17: Combinaison des charges de l'escalier.....44
Tableau III-18: les données.....44
Tableau III-19: Les résultats de la flexion simple.....44
TableauIII-20 :Vérification de l'espacement.....45
TableauIII-21 : Les contraintes al' ELS.....45
TableauIII-22 :Les résultats de la flexion simple.....46
TableauIII-23 :Vérification de l'espacement.....47
TableauIII-24 : Les contraintes à l'ELS.....47
Tableau III.25 : Les résultats.....49
Tableau III.26: paramètres de calcul.....49
Tableau III.27: Les résultats de la flexion simple.....50
Tableau III.28:des armatures longitudinales.....50
Tableau III.29 : vérification des contrainte.....50
Tableau III.30 : des armatures transversales.....51
Tableau.III.31 : des donnes.....54
Tableau.III.32 : Calcules des moments agissants.....54

Tableau.III.33 : des sections d'armatures.....54
Tableau.III.34 : Ferraillage de la dalle pleine.....55

Tableau.III.36 : Vérification de la flèche.....55

Tableau.III.35 :Vérification de la contrainte de cisaillement.....55

Tableau. IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.....57

Tableau.IV.2 : détermination du facteur de qualité Q.....58

Tableau IV.3 : Le comportement des trois premiers modes.....60

Tableau IV.4 : Le comportement des trois premiers modes.....61

Tableau IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.....62

Tableau IV.6 : Le comportement des trois premiers modes.....64

Tableau. IV.7 : Calcul de centre de masse.....65

Tableau. IV.8 : Calcul de centre d'inertie.....66

Tableau. IV.9 : Calcul d'excentricité.....66

Tableau. IV.10 : Justification du coefficient de comportement R suivant X.....67

Tableau IV.11 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage.....67

Tableau. IV.12 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y.....68

Tableau IV.13 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage.....86

Tableau. IV.14 : Le comportement des trois premiers modes.....69

Tableau. IV.15 : vérification de participation massique.....71

Tableau. IV.16 : Calcul de la force sismique.....73

Tableau. IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....73

Tableau. IV.18 : Vérification de stabilisation.....74

Tableau. IV.19 : Vérification des déplacements en tête.....75

Tableau. IV.20 : Vérification des déplacements inter-étage sens X.....76

Tableau. IV.21 : Vérification de s déplacements inter-étage sens Y.....76

Tableau. IV.22 : Vérification de cisaillement des poutres.....77

Tableau. IV.23: Vérification de l'effort normal réduit à la base.....77

Tableau. IV.24: Vérification de l'effort normal réduit à la base.....78

Tableau. IV.25 : Vérification l'effet P-Δ sens X et Y.....79

Tableau V.1 : Les données de calcul..... 80

Tableau V.2 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x45).....82

Tableau V.3 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).....82

Tableau V.4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.....83

Tableau V.5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.....83

Tableau V.6. : Vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements.....83

Tableau V.7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements.....84

Tableau V.8: Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires.....84

Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres principales.....85

Tableau V.10 : Vérification de la flèche des poutres secondaires.....85

Tableau V.11: Les données de calcul.....86

Tableau V.12 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés.....87

Tableau V.13: Ferraillage longitudinal des poteaux circulaires.....87

Tableau V.14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S.....88

Tableau V.15 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux.....88

Tableau V.16 : Les données de calcul.....91

Tableau .V.17 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.....92

TableauV.18 : vérificationdes armateurs verticaux selon la condition RPA etCBA.....93

Tableau V.19 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins.....93

Tableau V.20 : diamètre des armatures transversales.....94

Tableau VI.-1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....98

Tableau VI.-2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS.....98

Tableau VI.6-3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées.....99

Tableau VI.4 : ferraillage des semelles isolées.....99
Tableau VI-5 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.....100

Tableau VI-6 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.....101

Tableau VI-7 : Ferraillage de la poutre de libage.....101
Tableau VI-8 : Ferraillage de la semelle Filante.....102

Tableau VI-9 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS.....103

Tableau VI-10 : Vérification stabilité au renversement des semelles isolées.....103

Tableau VI-11 : Vérification stabilité au renversement des semelles filantes.....103

Tableau VI-12 : Ferraillage longitudinal des longrines.....104

Tableau VI-13 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.....105

Tableau VI-14 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.....105

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1 : Plan architectural du l'étage courant 3

Figure I.2 : Modèle tri dimensionnel…….4

Figure. II.1 : Représentation du poteau le plus sollicité.....18

Figure III-1 : L'acrotère.....28

Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère……30

Figure III-2 : Coffrage planche.....32

Figure.III.3 : Travée avec un seul étai au milieu.....34

Figure.III.4 : Travée avec deux étais espacé de 1.417.....34

Figure.III.5 : Diagrammes du moment max à l'E.L.U.....39
Figure.III.6 : Diagrammes du moment max à l'E.L.S 40

Figure.III.7 :Diagrammes de l'effort tranchant max à l'E.L.S.....42
Figure. IV.1 : Spectres de réponse (X et Y).....59

Figure IV.2 : 1 ^{er} disposition des voiles en 3D.....60

Figure. IV.3 : 2eme disposition des voiles en 3D.....61

Figure. IV.4 : 3eme disposition des voiles en 3D.....62

Figure. IV.5 : disposition des voiles en plan.....63

Figure. IV.6 : Disposition des voiles en 3D 64

Figure. IV.7 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y).....70

Figure IV.8 : Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe X).....70

Figure. IV.9 : comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z).....71

Figure. IV.10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....74

Figure .V.1 : la section des poutres principales.....81

Figure .V.2 : la section des poutres secondaires.....81

Figure V.3 :Disposition des armatures pour les poutres.....84

Figure. V.4 : Ferraillage des poutres principales et secondaires.....85

Figure .V.5 : Ferraillage des poteaux carrés et circulaires.....89

Figure V.6.Ferraillage des voiles.....94

Figure VI.6-1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.....96

Figure VI.-2 : Le choix final des semelles……...97
Figure VI.-3 : Les bulbes de pression sous la semelle.....99

Figure VI.-5 : Ferraillage des semelles isolées……...100

Figure VI.-6 : Ferraillage des poutres de libage……102

Figure VI.-7 : Ferraillage des semelles filantes……..102

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A_{s1} : Section d'acier tendu.

A_{s2} : Section d'acier comprimé.

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

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

$A_{rép}$: Section d'armatures de répartition.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

I_f : Longueur de flambement,

e : Espacement.

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W *:* poids.

Minuscules grecques :

α*:* Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

Acc : Accidentelle.

يهدف هذا المشروع إلى:

- هيكلة و دراسة بنايةادارية، يتمثل دورها في مراقبة الأعمال المالية المكونة من طابق أرضي +سبعة طوابق، تم انجازها بولاية المدية دائرة وزرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

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

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولبها في الجزائر.

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة

-- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (SAP 2000V19.1)

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

Résumé :

Ce projet est pour un objectif principal dont il consiste sur l'étude et la construction, en (RDC+7) d'un contrôleur financier à usage d'observation des travaux économiques, selon les règles parasismiques algériennes.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système auto stable contreventé par voiles.

Le dimensionnement et le qui est, implanté à Médéa commune de Ouezra, classée dans la zone sismique (II_a)

Calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93, RPA99 version2003).

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode

des éléments finis moyennant le logiciel (SAP 2000V19.1)

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

Summary :

The purpose of this project is the study concrete structure.ground first floor + 7 floors with observation economic use and that was implemented in MEDEA (Ouezra) wich integrated in the seismic zone (II_a).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is assured by a

mixed brace system (porches and sails).

The measurement and the scraps of the resistant elements were done according

to the Algerians rules (CBA.93 et RPA99).

The dynamic study were carried out using the (SAP2000V 19.1) software.

Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation.

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

La réalisation des constructions en respect des normes parasismiques, constitue constamment un défi à surmonter. En effet, les exigences sécuritaires et réglementaires imposées, constituent un souci majeur dans toute conception de structures. La tendance ascendante des prix de matériaux de construction mérite également une réflexion particulière en vue d'obtenir le meilleur rapport Qualité/ prix.

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

Le règlement parasismique dans notre pays est en perpétuelle évolution, suivant ainsi les rectifications et modifications qui se font à travers le monde, et ce dans un but final d'avoir des structures et constructions stables

La présente étude est menée sur un bâtiment administratif en RDC+7, implanté à Ouezra, une zone à sismicité moyenne (zone IIa).Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

1. La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. La deuxième étape consiste à déterminerdes actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
3. La troisième prendre en charge le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
4. La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. La cinquième étape consiste au calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
6. La sixième étape prendra en charge le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages)

I.1/Présentation de l'ouvrage :

A/Destination :

Notre projet de fin d'étude sert à faire un calcul et une conception d'un projet de forme irrégulière à usage administratif RDC+7étages, implanté à la commune de Ouezra willaya de Médéa.

B/ Situation :

La commune de Ouezra est classée dans la Zone IIa à sismicité moyenne selon la classification du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 [article3.1]

I.2/Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1 Dimensions :

Dimensions en plan	Dimension en élévation
Longueur Lx= 25.4 Largeur Ly=23.9	Hauteur du RDC H=3.40 Hauteur d'étage courant H=3.40 Hauteur Totale H_t =27.2

Tableau I.1 : Dimensions du Bloc.

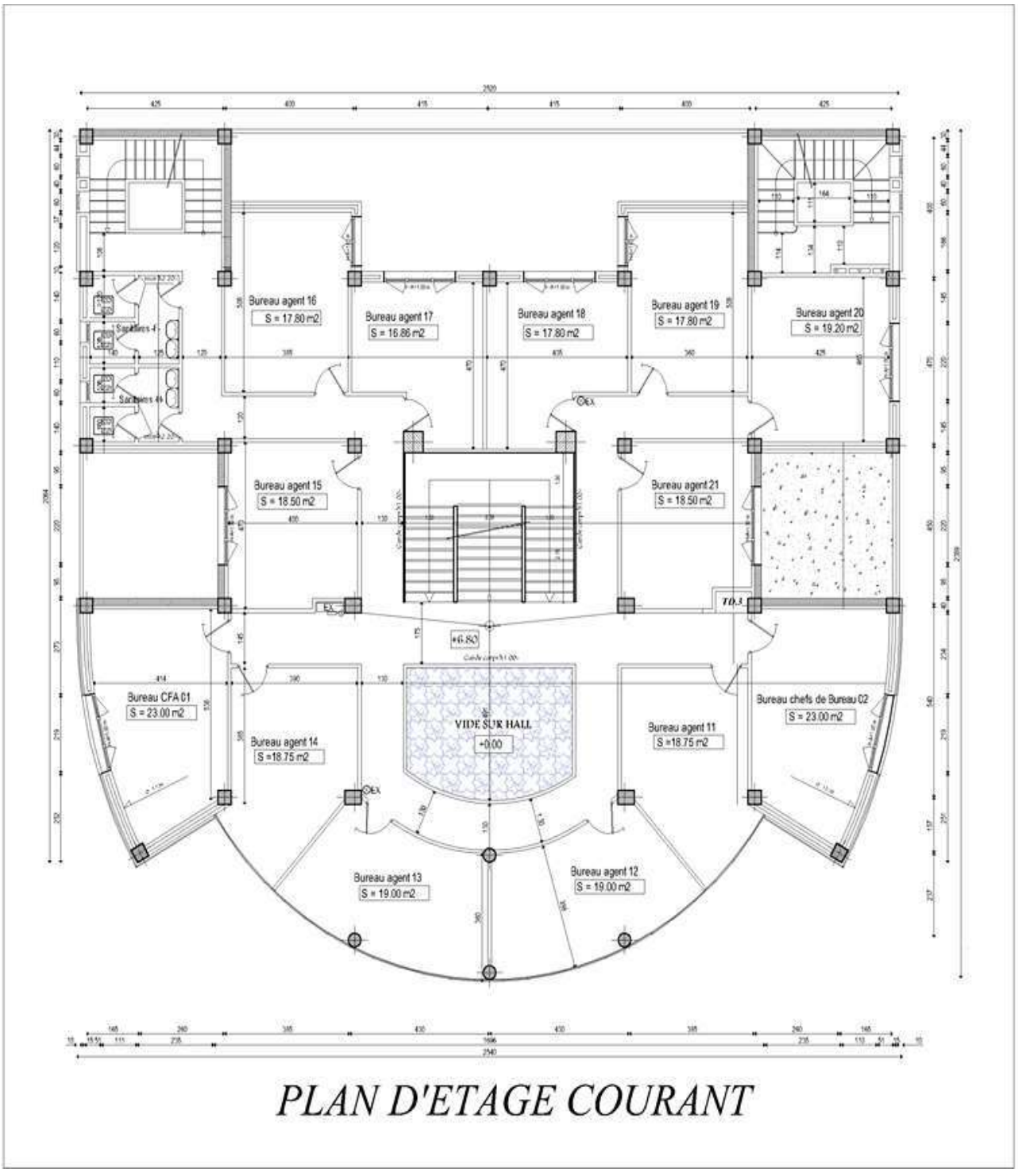
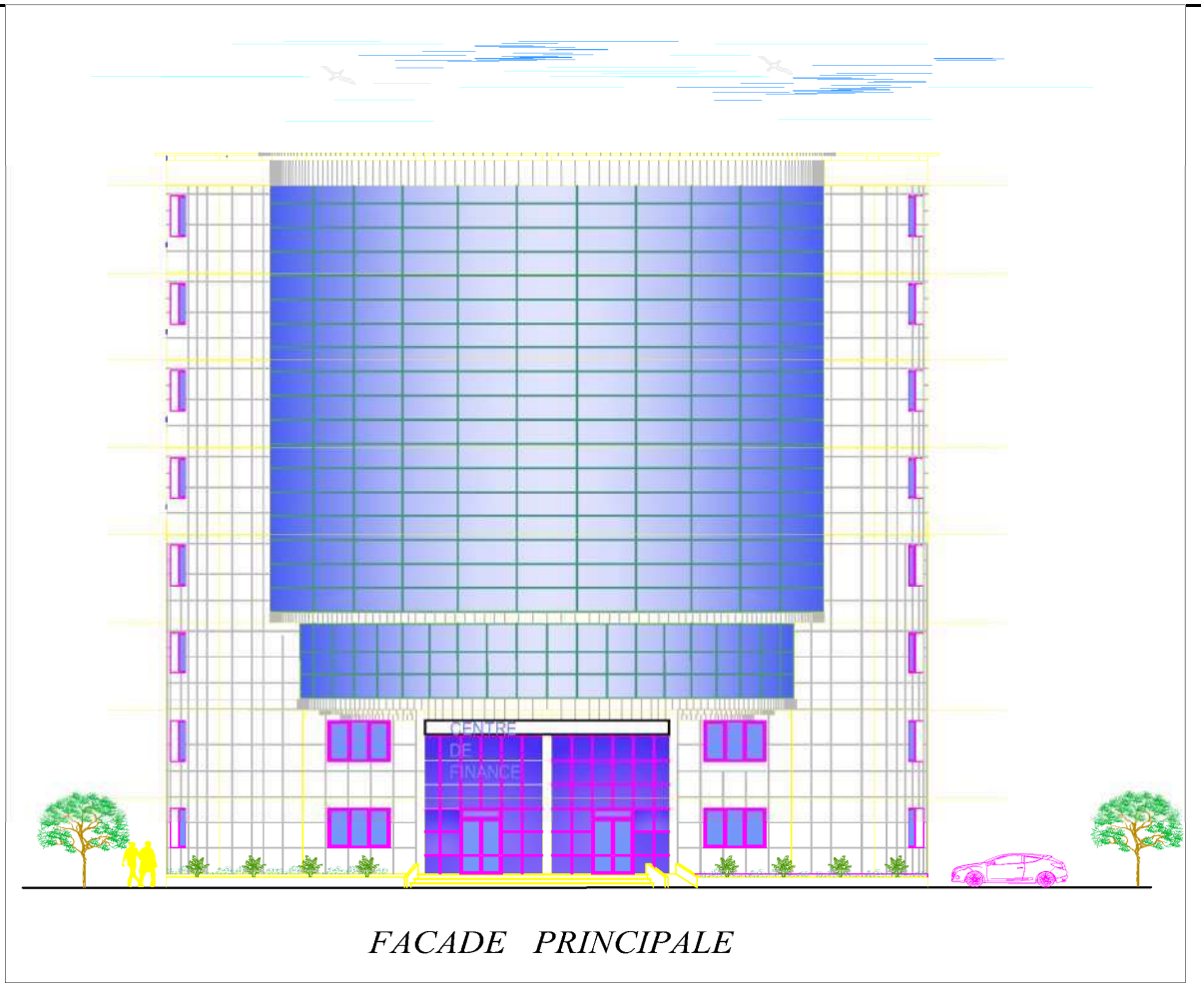
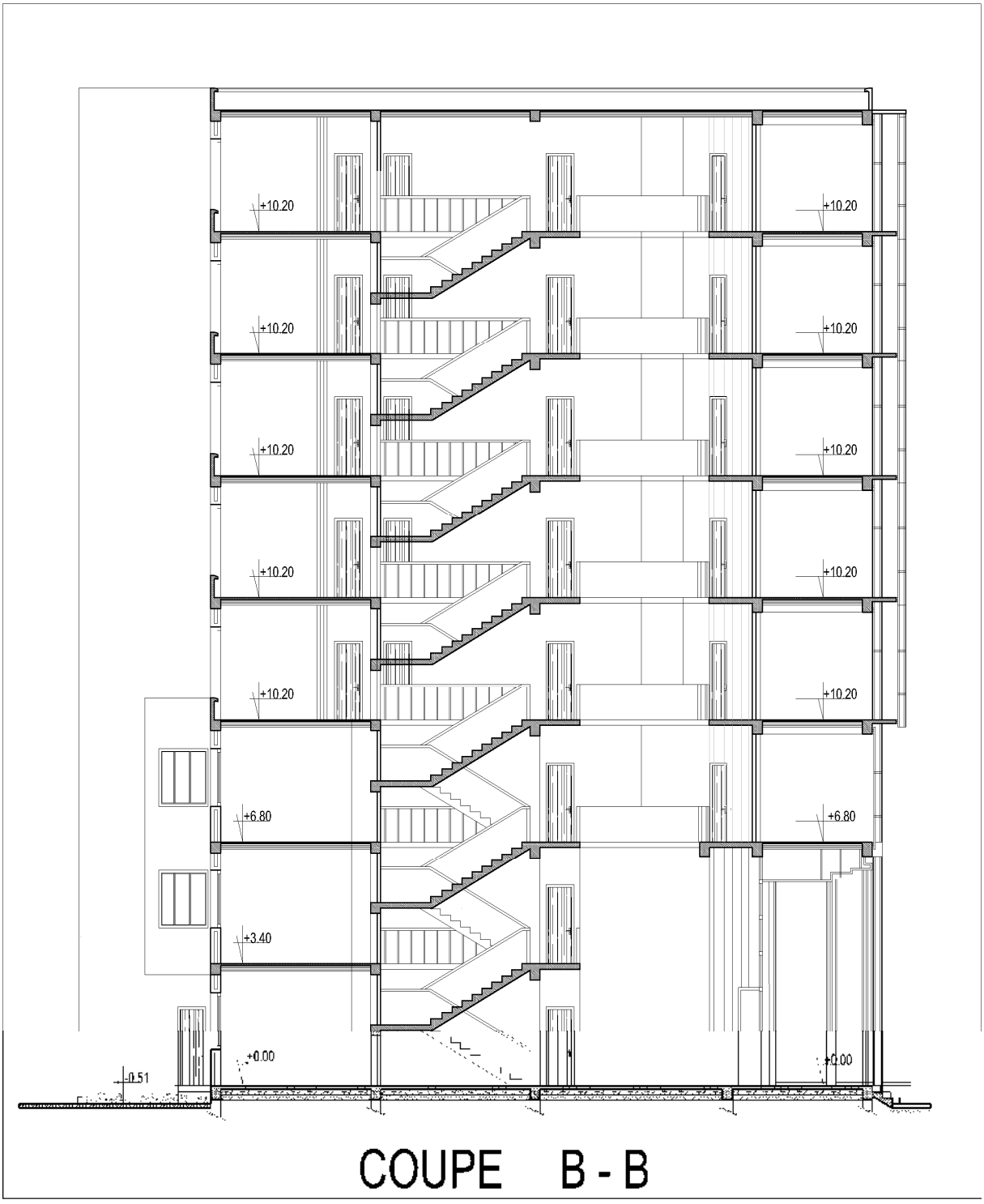


Figure I.2 : Plan architectural du l'étage courant.



FACADE PRINCIPALE

Figure I.2 : Modèle tri dimensionnel.


+10.20
+10.20
+10.20
+10.20
+10.20
+10.20
+10.20
+10.20
+6.80
+6.80
+3.40
+0.00
+0.00
-0.51

COUPE B - B

I.2.2 Système de contreventement :

D'après l'article [3.4.A] du RPA99 ,2003 les bâtiments du Zone IIa ne doivent pas dépasser les 14 m donc les voiles sont nécessaires dans notre structure.

Le système de contreventement sera un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles.

I.2.3Les Planchers :

Nous avons adopté 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.

- Les planchers corps creux
- Plancher dalle pleine

I.2.4 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air étudiée.

- Murs intérieurs (simple cloison).

I.2.5 Acrotère :

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

Généralement en béton, ce petit muret d'un minimum de 15 centimètres de hauteur, permet de coller une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

I.2.6 Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escalier :

- Escalier à 3 volées

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. le béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

I.3.1.1.Caractéristiques du Béton :

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier ;
- Bonne résistance aux actions climatiques ;
- Bonne résistance à la compression ;
- Faible résistance à la traction.

I.3.1.2. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique ;
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage on utilisera :

- le ciment portland composé pour les éléments porteurs (CPJ-CEMII 42.5)
- le ciment portland composépour les éléments décoratifs (CPJ-CEMII 32.5)

I.3.1.3. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats de dimension (d/D) :

- Sable de dimension (0/6) ;
- Gravier de dimension (8/15 et15/25).

I.3.1.4. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.5. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.
Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

I.3.2. Béton armé :

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

I.3.2.1. Résistance du béton :

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

I.3.2.2. Résistance caractéristique à la compression : selon le CBA93 article [A.2.1.1.1] [2] :

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 $f_{c28}\leq$ 40MPA

$f_{cj}=\frac{j}{1.4+0.95j}\times f_{c28}$ pour $f_{c28}>$ 40MPA

I.3.2.3.Résistance caractéristique à la traction :selon le CBA93 article [A.2.1.1.2] [2]

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "ftj" est déterminée par trois essais :
1- En traction directe ;
2 -En traction par fendage ;
3 -En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :
$f_{tj}= 0.6+0.06f_{cj}$ avec f_{cj}et f_{tj}en MPA.

I.3.2.4. Coefficientde poisson (U):

$$\upsilon = \frac{\textbf{Allongementrelatiftransversal}}{\textbf{Allongementrelatiflongitudinal}} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple
(Allongement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS) ;

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.3.2.5. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

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

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\ MPa$$

I.3.3. 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 très considérable par rapport 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.

I.3.3.1. Types d'acier :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Barre à HA	Armatures transversales	FeE235	Ø8	235
Barre à HA	Armatures longitudinales	FeE400	T ≥ 10	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

I.3.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

$E_s = 2.10^5 \, Mpa$

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

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

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :

- ♦ L'Equilibre statique ;
- ♦ L'ouverture des fissures ;
- ♦ La stabilité de forme.

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

- ♦ La compression du béton ;
- ♦ L'ouverture des fissures ;
- ♦ La déformation.

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1. 1Contraintedu béton en compression :

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 :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ 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.4.1. 2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

I.4.1. 3. Contrainte limite de l'acier :

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

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s \quad ; \quad \varepsilon_s = sFe/\gamma_s \,.\, E_s \; D'où : \quad \varepsilon_s = \Delta L / L$$

Avec :

F_e :Contrainte limite d'élasticité garantie 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.

I.4.2.A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1]

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer ;
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa];
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa].

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$

$f_{t28} = 2.1Mpa$

$E_{i28} = 32164.2Mpa$

$E_{v28} = 10819Mpa$

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

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

$FeE400, fe = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales.

$FeE235, fe = 235Mpa$: Pour les armatures transversales.

$\overline{\sigma_s} = 201.63Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les HA.

I.5 Taux de travail de sol et nature du sol :

La contrainte admissible du sol où sera implanté l'ouvrage est de $\sigma_{sol} = 1.8$ bars

La nature du sol est meuble selon le rapport géotechnique du terrain.

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 modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux ;
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs ;
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux ;
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

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

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

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.25m
- $425/20 \geq ht \geq 425/25 \Rightarrow 21.25cm \geq ht \geq 17cm.$
- et $ht \geq 425/22.5 \Rightarrow ht \geq 18.88cm$

On choisit : ht = 20cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4) selon le CBA93 article [B7.2.2]

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

$$ht \geq 16 \text{ cm}$$

D'où on a : 16cm =16 cm (condition vérifiée).

II.2.2. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

Dans notre cas, les dalles pleines reposent sur 4 appuis :

$$(Lx/45) \leq e \leq (L\ x\ /40)$$

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a) Critère de résistance :

$(Lx / 35) \leq e \leq (Lx / 30)$

Où :

- e : épaisseur de la dalle ;
- L : la plus grande portée mesurée entre axe .

b) Sécurité contre l'incendie :

e = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
e = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux.

c) Condition d'isolation acoustique :

- Critère de résistance : $830 /45 \leq e. \leq 830 /40 \Rightarrow 18.44 \leq e \leq 20.75$;
- La sécurité contre l'incendie : e = 11cm ;
- Condition d'isolation acoustique : e = 15 cm.

Conclusion :axe

Pour la dalle plaine on adopté : ep = 20cm

Condition de la flèche :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations:

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

Tableau II.1 : Charge permanente du mur simple cloison

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.1. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux (16+4)	0.02	2.85
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.45**

Tableau II.3: Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.2. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q=1 KN/m²

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.1. Charges permanentes

N	Composants	Épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m$^{2)}$
1	Carrelage	0.02	0.40
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.40
4	Planche corps creux	0.02	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.02	1.62
		G	**6.01**

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher

II.3.3.2. Charges d'exploitation :

	Bureau	**Salle d'archive**	**Salle des réunions**	**Halld'accueil**
Charges d'exploitation(KN/m²)	2.5	5	2.5	2.5

Tableau II.5 : Charge d'exploitation étage courant

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).

- 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 article [7.5.1]** en zoneII_asont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur. Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour le bloc.

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 5.4m ⇒36 ≤ h ≤ 54 on adopte h = 40 cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30cm	L_{max} = 4.30m ⇒ 28cm ≤ h ≤ 43cm on adopte h = 35 cm ⇒10.5cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.66≤ 4
Conclusion	h = 40 cm ; b = 30 cm	h =35 cm ; b = 30 cm

Tableau II.6: Redimensionnement des poutres.

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 peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

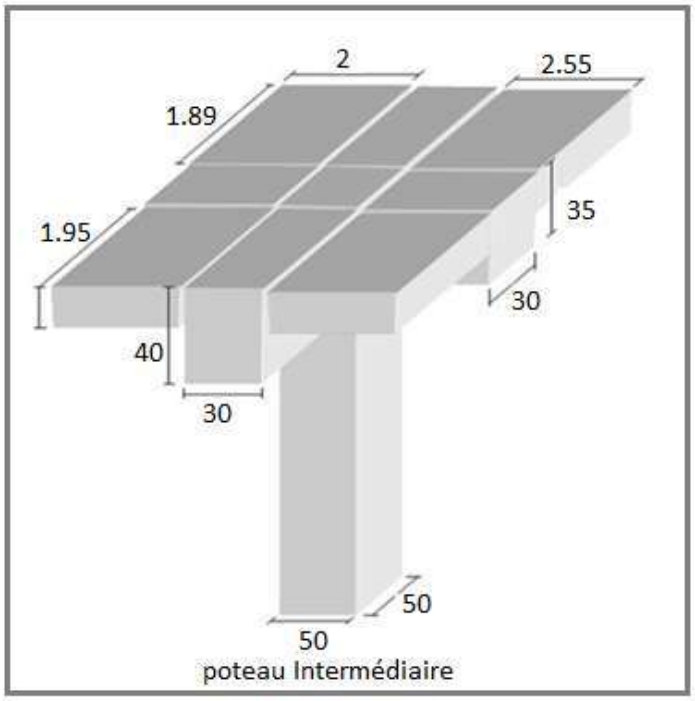


Figure. II.1 : Représentation du poteau le plus sollicité

I.5.2. Dimensions des poteaux selon RPA.99 version 2003 : article [7.4.1]

Le pré- dimensionnement des poteaux est basé sur la condition suivante :

$$\text{Min}\,(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

Niveau d'étage		7	6	5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	**b_1 (cm)**	35	35	35	40	40	45	45	50
	h_1 (cm)	35	35	35	40	40	45	45	50

Tableau II.7 : Redimensionnement des poteaux carrés.

Niveau d'étage		7	6	5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	**D (cm)**	40	40	40	40	40	40	40	40

Tableau II.8 : Redimensionnement des poteaux circulaires.

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- $0.7 \times L_0$: 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 lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec $L_0 = 3.23$m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante

	Dimensions du poteau	**L_f**	$i = b/\sqrt{12}$	**λ**
le 7eme étage	35	2.38	0.101	23.56
le 6eme étage	35	2.38	0.101	23.56
le 5eme étage	40	2.38	0.115	20.61
le 4eme étage	40	2.38	0.115	20.61
le 3eme étage	45	2.38	0.130	18.32
le 2eme étage	45	2.38	0.130	18.32
le 1er étage	50	2.38	0.144	16.49
RDC	50	2.38	0.144	16.49

Tableau II.9: Détermination de la longueur de flambement.

II.5.4. Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est :

- $N = \left(\frac{B_{rf_{28}}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\alpha$ **CBA93 [B.8.4.1] [2]**

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

$\mathbf{B_{r.}}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

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

Avec $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **: C'est** l'élancement mécanique

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$**:** C'est la longueur de flambement.

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

où :

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

	Dimension (cm×cm)	**Br. (cm²)**	**λ**	**α**	**As (mm²)**	**$\bar{N}_u$ (KN)**
Le7^{eme}étage	35	1089	23.56	0.77	1.22	1.60
Le6^{eme}étage	35	1089	23.56	0.77	1.22	1.60
Le5^{eme}étage	40	1444	20.61	0.79	1.60	2.16
Le4^{eme}étage	40	1444	20.61	0.79	1.60	2.16
Le3^{eme}étage	45	1849	18.32	0.80	2.02	2.81
Le2^{eme}étage	45	1849	18.32	0.80	2.02	2.81
Le 1er étage	50	2304	16.49	0.81	2.50	3.54
Le RDC	50	2304	16.49	0.81	2.50	3.54

Tableau II.10 : Calcul de $\bar{N}_u$

II.5.5. Détermination des charges et surcharges :

St = (4.15+2)*2.475+(1.3+2)*2.7 $\Rightarrow$ S_t=24.131 m^2

S_P = [(1.3+2)-0.3)*(2.7-0.3)+((4.15+2)-0.3)*(2.475-0.3)] $\Rightarrow$ Sp=19.923 m^2

St : surface totale du plancher ;

S_P : Surface du plancher seulement.

II.5.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant

II.5.6.1. Charges Permanentes :

	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau}(KN)	G_{PP}(KN)	G_{PS}(KN)	G (KN)	G_{cum}(KN)
Le 7 eme étage	155.64	10.41	13.12	12.86	192.04	192.04
Le 6eme étage	145.02	10.41	13.12	12.86	181.42	373.47
Le 5eme étage	145.02	13.60	13.12	12.86	184.61	558.08
Le 4eme étage	145.02	13.60	13.12	12.86	184.61	742.70
Le 3eme étage	145.02	17.21	13.12	12.86	188.22	930.92
Le 2eme étage	145.02	17.21	13.12	12.86	188.22	1119.15
Le 1er étage	145.02	21.25	13.12	12.86	192.26	1311.42
Le RDC	145.02	21.25	13.12	12.86	192.26	1503.68

Tableau II.11 : Charges permanentes des niveaux

II.5.6.2. 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 à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)[3]$$

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$

		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)	
Le 7 eme étage	Q0	30.44		30.44
Le 6eme étage	Q1	49.80	1	80.24
Le 5eme étage	Q2	49.80	0.95	106.67
Le 4eme étage	Q3	49.80	0.9	147.48
Le 3eme étage	Q4	49.80	0.85	157.44
Le 2eme étage	Q5	49.80	0.8	189.82
Le 1er étage	Q6	49.80	0.75	217.21
Le RDC	Q7	49.80	0.7	239.63

Tableau II.12 : Charges d'exploitation des niveaux.

	G_{cum}(KN)	Q_{cum}(KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$(KN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
Le 7 eme étage	192.04	30.44	304.92	335.41	1604.98	Vérifiée
Le 6eme étage	373.47	80.24	624.55	687.01	1604.98	Vérifiée
Le 5eme étage	558.08	106.67	913.43	1004.77	2169.77	Vérifiée
Le 4eme étage	742.70	147.48	1223.88	1346.27	2169.77	Vérifiée
Le 3eme étage	930.92	157.44	1492.92	1642.22	2816.00	Vérifiée
Le 2eme étage	1119.15	189.82	1795.59	1975.15	2816.00	Vérifiée
Le 1er étage	1311.42	217.21	2096.24	2305.87	3543.29	Vérifiée
Le RDC	1503.68	239.63	2389.42	2628.36	3543.29	Vérifiée

Tableau II.13: Vérification de l'effort normal.

Vérification du flambement :

	Dimensions du poteau	L_f	$i = b/\sqrt{12}$	**λ**
Le 7 eme étage	40	2.38	0.115	20.61
Le 6eme étage	40	2.38	0.115	20.61
Le 5eme étage	40	2.38	0.115	20.61
Le 4eme étage	40	2.38	0.115	20.61
Le 3eme étage	40	2.38	0.115	20.61
Le 2eme étage	40	2.38	0.115	20.61
Le 1er étage	40	4.76	0.115	41.22

Tableau II.14: Détermination de la longueur de flambement.

	Dimension (cm×cm)	Br. (cm²)	λ	α	As (mm²)	$\bar{N}_u$ (KN)
Le 7 eme étage	40	1600	20.61	0.79	1.6	2.16
Le 6eme étage	40	1600	20.61	0.79	1.6	2.16
Le 5eme étage	40	1600	20.61	0.79	1.6	2.16
Le 4eme étage	40	1600	20.61	0.79	1.6	2.16
Le 3eme étage	40	1600	20.61	0.79	1.6	2.16
Le 2eme étage	40	1600	20.61	0.79	1.6	2.16
Le 1er étage	40	1600	41.22	0.66	1.6	1.81

Tableau II.15: Calcul de $\bar{N}_u$.

	$G_{plancher}$(KN)	G_{poteau}(KN)	G_{PP}(KN)	G_{PS}(KN)	G (KN)	G_{cum}(KN)
Le 7 eme étage	74.49	13.6	12.45	8.66	109.21	109.21
Le 6eme étage	69.41	13.6	12.45	8.66	104.12	213.33
Le 5eme étage	69.41	13.6	12.45	8.66	104.12	317.46
Le 4eme étage	69.41	13.6	12.45	8.66	104.12	421.59
Le 3eme étage	69.41	13.6	12.45	8.66	104.12	525.72
Le 2eme étage	69.41	13.6	12.45	8.66	104.12	629.85
Le 1er étage	69.41	27.2	12.45	8.66	117.72	747.57

Tableau II.16: Charges permanentes des niveaux.

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
Le 7 ^{eme}étage	Q0	30.44	0	
Le 6emeétage	Q1	34.23	1	1
Le 5emeétage	Q2	34.23	2	0.95
Le 4emeétage	Q3	34.23	3	0.9
Le 3emeétage	Q4	34.23	4	0.85
Le 2emeétage	Q5	34.23	5	0.8
Le 1er étage	Q6	34.23	6	0.75

Tableau II.17 : Charges d'exploitation des niveaux

	G_{cum}(KN)	Q_{cum} (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u$ (KN)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
Le 7 ^{eme}étage	109.21	30.44	193.09	212.40	2169.77	Condition Vérifiée
Le 6emeétage	213.33	64.67	385.02	423.52	2169.77	Condition Vérifiée
Le 5emeétage	317.46	91.88	566.40	623.04	2169.77	Condition Vérifiée
Le 4emeétage	421.59	119.46	748.34	823.18	2169.77	Condition Vérifiée
Le 3emeétage	525.72	117.74	886.34	974.97	2169.77	Condition Vérifiée
Le 2emeétage	629.85	140	1060.29	1166.32	2169.77	Condition Vérifiée
Le 1er étage	747.57	158.83	1247.47	1372.22	1816.34	Condition Vérifiée

Tableau II.18 : Vérification de l'effort normal

II.5.7. Vérification selon le RPA99 (version 2003) article [7.4.1] :

Les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 25cm	Condition Vérifiée
Min (b, h) ≥he /20	Min(b,h)=30cm≥(he/20)= (3.4 -0.5)/20=14.5cm	Condition Vérifiée
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Condition Vérifiée

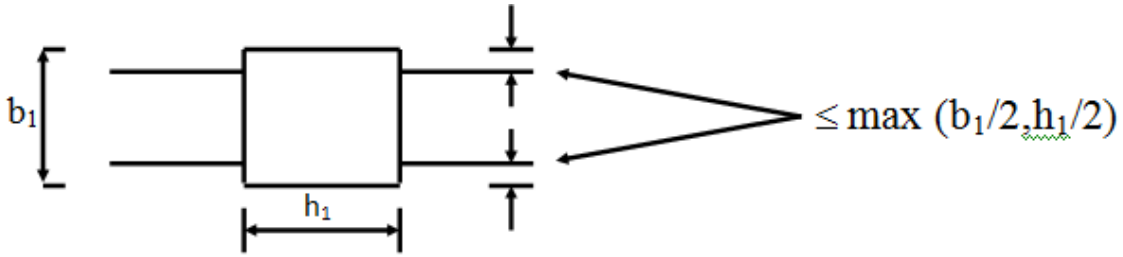
Tableau II.19 : Vérifications de coffrage des poteaux.

II.5.8. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version2003 [Art 7.5.1]

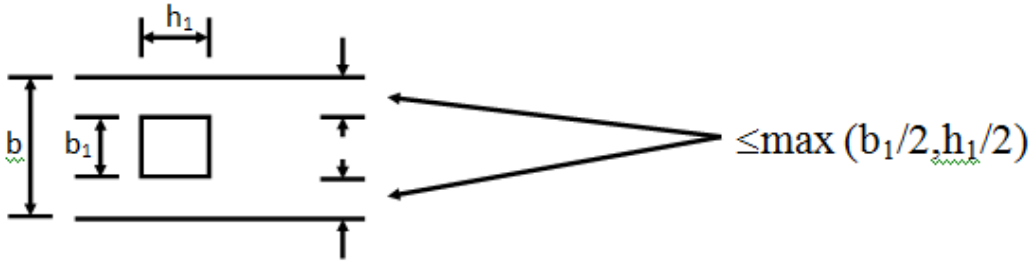
Il nous reste à vérifier :

- $B_{max} \leq 1.5h1+b1$;
- $d \leq \text{Max}(b_1/2 ; h1/2)$.

Cas(a)



Cas(b)



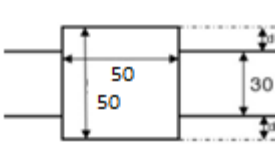
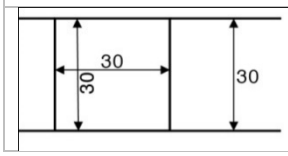
	b_{max}(cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d(cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	$d \leq$Max ($b_1/2;h_1/2$)
	30	50	50	Oui	10	25	Oui
	30	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui

Tableau II.15 Vérification aux zones nodales.

II.6. Pré dimensionnement des voiles selon RPA.99 version 2003 : article[7.7.1]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on a :

- h e= 3.4-0.35=3.05m;
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20) ;
- a ≥MAX(15 cm ; 12.2cm;13.86m;15.25cm);
- a ≥15.25 cm.

On adopte la même épaisseur pour tous les voiles **:**a =16cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements set à la stabilité de l'ensemble en général.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

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

III.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé placé au périphérie du plancher terrasse. Il a comme rôle principale la protection de l'étanchéité, la protection contre la chute des personnes, aussi il est un support permettant l'accrochage des échafaudages.

L'acrotère est exposé aux intempéries d' où la fissuration est considérée comme préjudiciable.

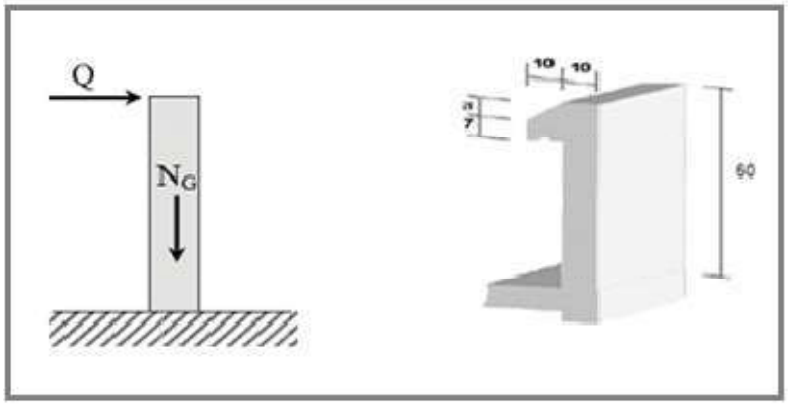


Figure III-1 : L'acrotère.

III.2.1 Charges et surcharges :

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton x la surface

$$G_{acrotère} = 25\times [(0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.15)]$$

Surcharges :Q = 1KN/m

ELU	ELS
N_u=1.35xG = 1.35x1.875 = 2.53 KN.m	N_u= G = 1.875 KN
M_u=1.5xQ*0.6+1.5x1x0.6=0.9 KN	M_u= Qx0.6 = 0.6 KN.m
T_U = 1.5xQ = 1.5x1 = 1.5 KN	T_U=Q = 1 KN

Tableau III-1 : Les efforts.

III .2.2 Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau III-2 : Les données.

III.2.2.a Etat limite ultime:

- **Calcul de l'excentricité:**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,53} \Rightarrow \quad e_0 = 0,36\ cm = 36\ m$

Où l'enrobage est: $c = c_1 = 2,5cm$

On a $e0=38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors:

On a une section partiellement comprimée.

Avec :

	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	e (cm)
	As=4.4	6HA10 /ml=4.71	20
Armatures de répartition	A_{rep}= 1.18	3HA8 / ml=1.51	30

Tableau III-3 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2.2.b Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

$A_{adoptée}$ (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
4.71	0.342	15	2.195	201.63	Vérifiée

Tableau III-4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Avec :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266{,}67\text{MPa} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.63\text{ MPa}\right] = 201.63\text{ MPa}$$

III.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

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

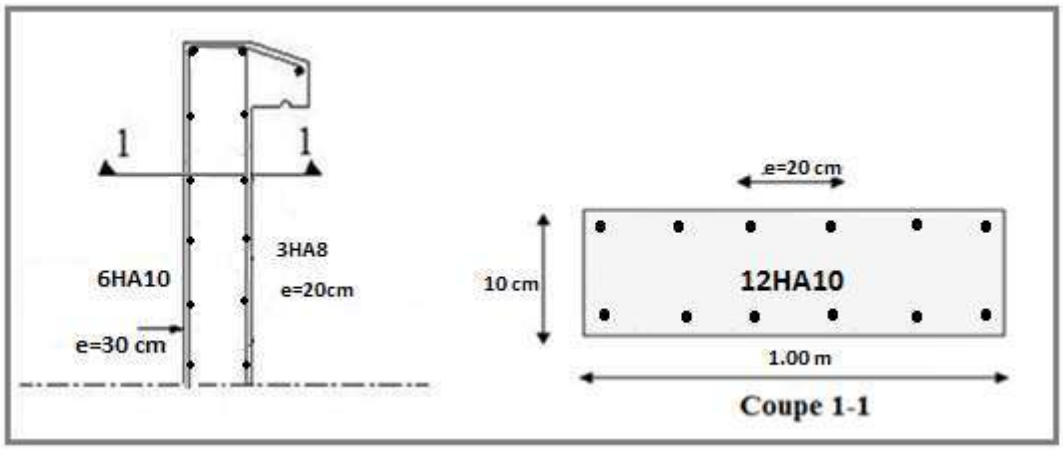


Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère.

Et : $\overline{\tau} = \min [0{,}15 \frac{fc28}{\gamma b} ; 4\text{ Mpa }] = 2{,}5\text{ Mpa}$ (fissuration préjudiciable)

III.3. Plancher a corps creux:

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

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

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

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression :

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

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

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

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

Armatures :

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

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

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

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; fe=520 MPa ; ϕ=6mm.

III.3.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

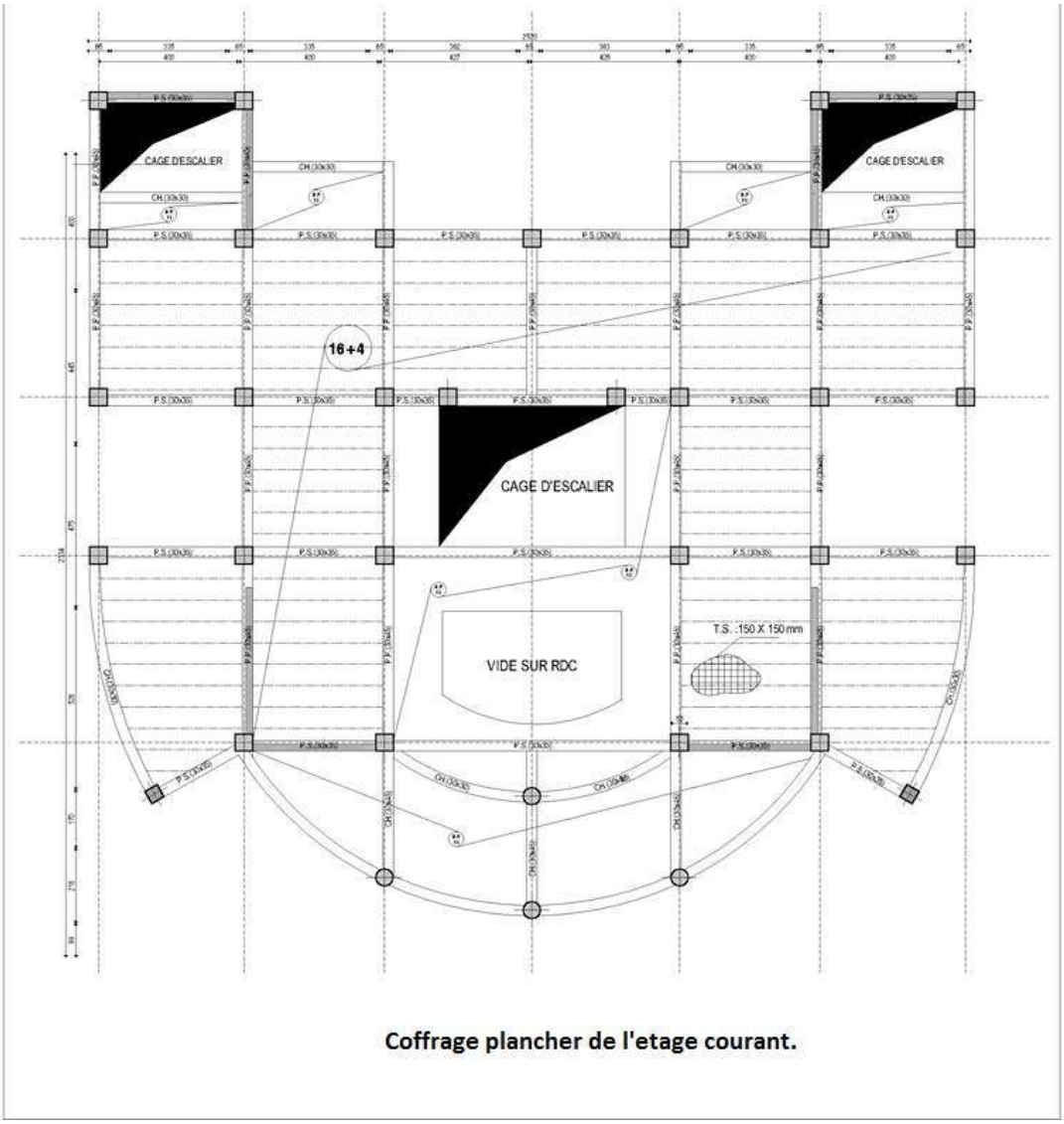


Figure III-3 : Coffrage plancher.

III.3.2.1. 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 1 kN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

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

Travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.25	2.125	**Poids de poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	
	P_u	**4.17**	

Tableau III-5: les charges de la poutrelle avant coulage.

$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 4{,}17 \times 4250^4}{384 * 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 131.80 \text{ mm}$$

f = 131.80 mm >[f] = $\frac{4250}{500} = 8.5$mm ⟹ Condition non vérifiée

Commentaire :
Il est nécessaire de prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

- **Calcul du nombre d´étaiement :**

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur a la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´a avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Charges permanentes :

La poutrelle est soumise à :

⇒**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 0.5 \times 2.125 = 1.062kN \end{cases}$$

⇒ Q = 1.062 KN

➢ **Pour un seul étai au milieu :**

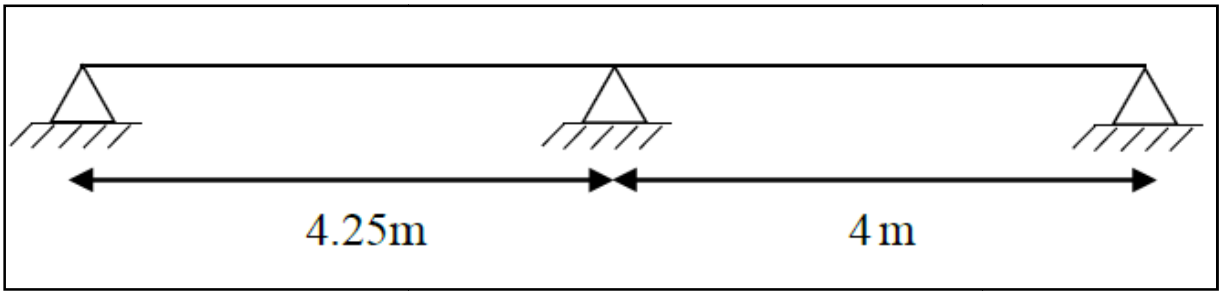


Figure.III.4 : Travée avec un seul étai au milieu.

$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 2.63 \times 2125^4}{384 * 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 5.19mm$$

f =5.47mm > [f] $= \frac{2125}{500}$ =4.25mm ⟹ ce n'est pas vérifié

➢ **Pour deux étais :**

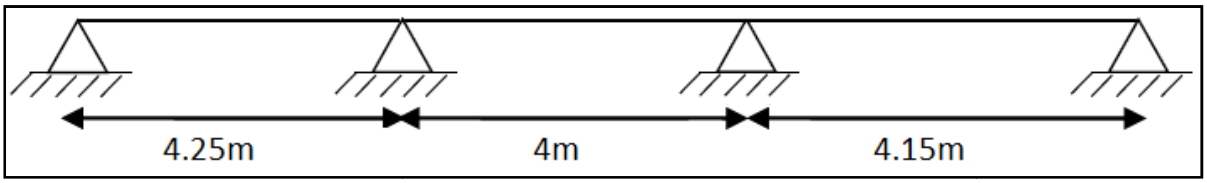


Figure.III.5 : Travée avec deux étais espacé de 1.417.

G= 0.77 kN/ml

$$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 0.5 \times 1.417 = 0.70kN\end{cases}$$

⇒ Q = 1 KN

$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 2{,}54 \times 1417^4}{384 * 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 1.00mm$$

f =1.00 mm < [f] $= \frac{1416}{500} = 2.83$ mm ⟹ Condition Vérifiée

Résultats :

Deux étaiements espacés de 1.417 m sont suffisent pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage et éviter la flèche des poutrelles en première étape.

III.3.2.2. Après coulage :

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

Trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à une seule travée ;
- Poutrelle à 2 travées ;
- Poutrelle à 6 travées.

III.3.2.2.1. Méthodes de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivant

III.3.2.2.1. a.La méthode forfaitaire :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

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

- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :
On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique $= \frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

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

Exposé de la méthode :[2]

III.3.2.2.1. b.Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

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

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

A/ portée fictive :

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} \text{L pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot \text{L pour une travée intermédia ire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où : $\gamma = \frac{k_w}{k_e}$ et $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$

Donc : $\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$

Cas particulier :

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

Le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis :

M_{app}=0,2M0……Appuis de rives.

$M_{app} = \frac{q_w \, l'^3_w + q_e \, l'^3_e}{8.5 \, (l'_w + l'_e)}$ ……Appuis intermédiaires.

Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

III.3.2.2.1. c.Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Apres le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

Calcul des sollicitations :

- **Plancher terrasse :**

G = 6.45x0.65=4.19kN/ml,
Q = 1x0.65=0.65 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.63 kN/ml
P_s = (G+Q) = 4.84 kN/ml

- **Plancher courant :**

G = 6.01x0.65=3.91kN/ml,
Q = 2.5x0.65=1.62 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 7.71 kN/ml
P_s = (G+Q) = 5.53 kN/ml

III.3.2.2.2 Ferraillage de Poutrelles

Calcul des Moment par la méthode RDM :

Le calcul des moments pour les poutrelles est :

Mt=0,8 M
Ma=Mb=-0,2 M0

- **Armatures longitudinales :**

Poutrelles de la Terrasse :

	Mt_{MAX}	**$Ma_{MAX} = Mb_{MAX}$**
Une seule travée	11.84	2.96
Deux travées.	6.93	13.93
Six travées.	7.56	12.02

Tableau III-6 : Les moments max des poutrelles de la terrasse à l'ELU.

Poutrelles de l'étage Courant :

	Mt_{MAX}	$Ma_{MAX} = Mb_{MAX}$
Une seule travée	9.40	2.35
Deux travées.	5.48	11.21
Six travées.	5.98	9.64

Tableau III-7:Les moments max des poutrelles de l'étage Courant à l'ELU.

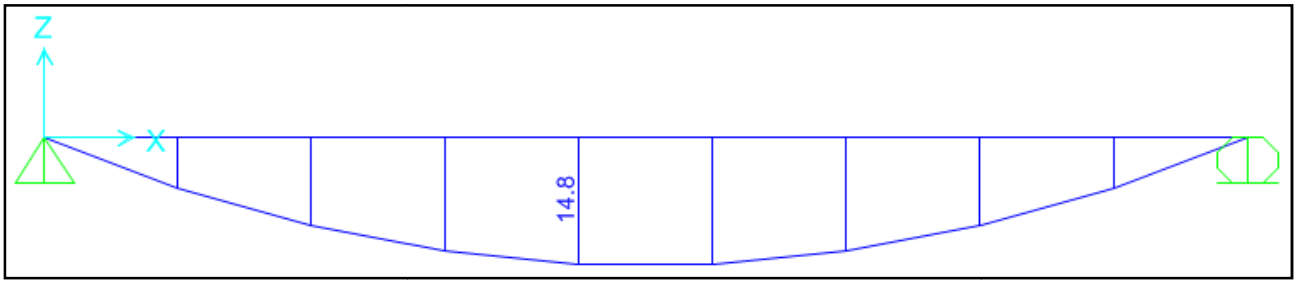


Figure.III.6 :Diagrammes du moment max à l'E.L.U.

	M_{max} (KN.m)	A_s (cm²)	$A_{s\ adopté}$ (cm²)
En Travée	11.84	1.9	2HA12 = 2.26
En Appui	13.93	2.6	1HA12+1HA14 =2.67

Tableau III-8 : Ferraillage des poutrelles.

- **Armatures transversales :**

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

Espacement St:

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

Donc : St=15cm ;

Diamètre des armature transversales ϕt :

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71 ; 10 ; 12\}$ (mm)

Soit donc : $\phi_t \leq 5.71$, on prend : $\phi_t = 6$ mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 28.26$ mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres $a_t = 0.28$ cm² et $n_t = 2$ ➔ $A_t = a_t n_t = 0.56$ cm²

A transversales (cm²)	S_t (cm)
2ϕ6=0.56	15cm

Tableau III-9: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

Poutrelles de la Terrasse :

	Mt MAX	Ma MAX = Mb MAX
Une seule travée	8.64	2.16
Deux travées.	5.06	10.17
Six travées.	5.52	8.77

Tableau III-10 : Les moments max des poutrelles de la terrasse à l'ELS.

Poutrelles de l'étage Courant :

	Mt MAX	Ma MAX = Mb MAX
Une seule travée	6.96	1.74
Deux travées.	4.06	8.3
Six travées.	4.43	7.14

Tableau III-11 : Les moments max des poutrelles de l'étage Courant.

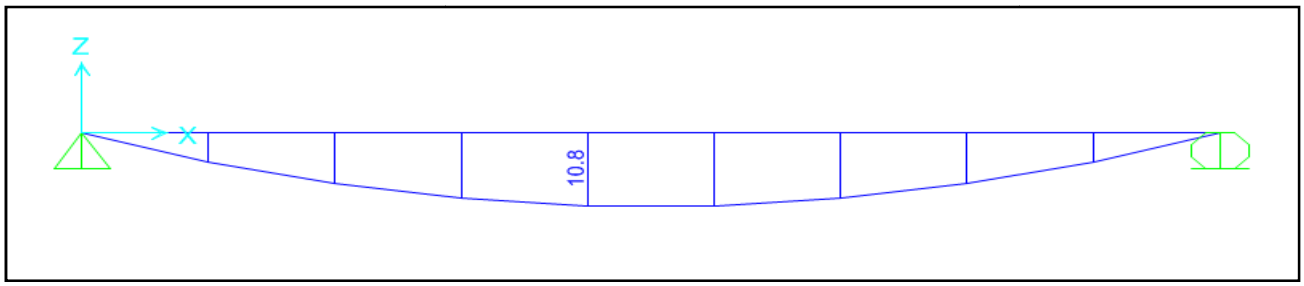


Figure.III.7 : Diagrammes du moment max à l'E.L.S.

III.3.2.2.3 Vérification des Contraintes à l'ELS :

	M_{max} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
En Travée	8.64	4	15	Condition vérifiée
En Appui	10.17	10	15	Condition vérifiée

Tableau III-12 : de vérification des contraintes.

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

III.3.2.2.4Vérification de la flèche :

Valeur limite de la flèche :

$\frac{l}{500}$ si l < 5m

$\frac{l}{1000} + 0.5$ si l > 5m

Il faut vérifier :

$\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec : $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8.5\text{mm}.$

Donc : $\Delta f_t = 7.7$ mm < fLimite= 8.5 mm ⟹ Condition vérifiée

III.3.2.2.5Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Poutrelles de la Terrasse :

	$V_{u\ MAX}$
Une seule travée	16.39
Deux travées.	16.81
Six travées.	19.70

Tableau III-13 : Les efforts tranchant max de la terrasse.

Poutrelles de l'étage Courant :

	$V_{u\ \mathbf{MAX}}$
Une seule travée	14.10
Deux travées.	17.42
Six travées.	16.95

Tableau III-14 : Les efforts tranchant max de l étage courant.

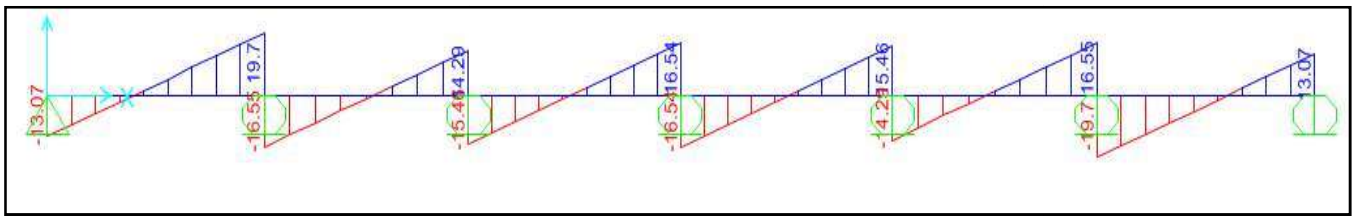


Figure.III.8 : Diagramme de l'effort tranchant max à l'E.L.S.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.70\times10^3}{80\times180} = 1.368\,\text{MPa}$$

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

Donc : τ_u=1.368 Mpa< 3.33 Mpa Condition vérifiée

III. 3.Escaliers :

III.3. 1. Introduction :

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

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

III. 3.2Etudes escalier à trois volées :

III. 3.2.1 Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.7m ;
- largeur de la marche : g = 30cm ;
- hauteur de la contre marche : h = 17cm .

Vérification de la formule de blondel :

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤66cm. ⟹ (Condition vérifiée)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

tg α = H / L = 1.19/2.2 = 0.54

Donc : α =28.40

$L_0 = \sqrt{1.20^2 + 2.2^2} = 2.50m$

l =2.50+1.2

l=3.70m

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

- $\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.14 \le e \le 15.33$

On adopte : e = 15cm.

III.3.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

III. 3.2.2.a. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.45**

Tableau III-15: Charges et surcharge du palier de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	e/ cos α	25	4.37
5	Poids des marches	h / 2	25	2.25
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.32**

Tableau III-16 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.

III.3.2.2.b. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m.

III.3.2.3.Détermination des efforts :

Al 'E.L.U: AL'E .L.S :

$\mathbf{P_u}$=1.35 G + 1.5 Q $\mathbf{P_{ser}}$= G + Q

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.45	2.5	11.11	7.95
Paillasse	8.32	2.5	14.98	10.82

Tableau III-17: Combinaison des charges de l'escalier.

III.3.2.4.Ferraillage des escaliers :

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h=15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-18: les données.

Escaliers 1 :

	M_{max}(KN. m)	A(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{rep}(cm^2)	e (cm)	$A_{adoptée}$
En travée	31	7.7	7.92	3.93	25	7HA12/ml
En appuis	4.4	0.036	7.92	3.93	25	7HA12/ml

Tableau III-19: Les résultats de la flexion simple.

III.3.2.5Condition de non fragilité : article[A4.2.1](CBA93)

$A_{min}=\frac{bh}{1000}=1.5cm^2$

Donc $A_{choisie}>A_{min}$

III.3.2.6Armatures de répartition :

$A_{rep}= A_{choisie}/4 = 7.92/4=1.98\ cm^2$ Alors $A_{choisie}$= 5HA10=3.93cm^2.

$A_{rep}=A_{choisie}/4 = 3.93/4=0.98cm^2$ Alors $A_{choisie}$= 5HA10= 3.93cm^2.

III.3.2.7.Condition d'espacement:

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=15cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

TableauIII-20 :Vérification de l'espacement.

III.3.2.8. Vérification des contraintes al' ELS :

	M_{tmax}(KN.m)	σ_b(Mpa)
En travée	22.35	9.2
En appui	13.15	5

TableauIII-21 : Les contraintes al' ELS.

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

En travée :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

$\sigma_b = 9.2Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

En appui :

$\sigma_b = 5Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.3.2.9.Vérification de la flèche :

Valeur limite de la flèche :

$\frac{l}{500}$ si $l < 5m$

$\frac{l}{1000} + 0.5$ si $l > 5m$

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

Avec : $f_{Limite} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9.2mm.$

Donc : $\Delta f_t = 8.9mm < f_{Limite} = 9.2\ mm$

Avec un changement de section de A=7HA12 à A=9HA14

Avec :$A=13.85cm^2$

III.3.2.10.Vérification de contrainte de cisaillement :

Vu max=21.44kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{21.44x10^3}{1000x125} = 0.17\,\text{MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : $\tau_u = 0.17MPa < 3.33\ MPa \Longrightarrow$ condition vérifier

III3.3.Etudes 2ème escalier :

-On adopte : e = 15cm

	M_{max} (KN.m)	A(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{rep}(cm^2)	e (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
En travée	25.95	6.4	6.79	3.93	15	6HA12=6.79
En appuis	15.26	3.6	6.79	3.93	15	6HA12=6.79

TableauIII-22 :Les résultats de la flexion simple.

III3.3.1 Armatures de répartition :

$A_{rep=}$ $A_{choisie}$ /4 =6.79/4=1.69 cm^2 Alor $A_{choisie}$= 5HA10=3.93cm^2

$A_{rep=}A_{choisie}$ /4 =3.93/4=0.98cm^2 Alor $A_{choisie}$= 5HA10= 3.93cm^2

III3.3.2 Condition de non fragilité : ARTA4.2.1 CBA93

$A_{min}=\frac{bh}{1000}$ =1.5cm^2

Donc $A_{choisie}>A_{min}$

III3.3.3 Condition d'espacement :

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

TableauIII-23 :Vérification de l'espacement.

III .3.3.4 Vérification des contraintes al 'ELS :

	M_{tmax}(KN.m)	σ_b(Mpa)
En travée	18.71	7.7
En appui	11	4.2

TableauIII-24 : Les contraintes à l'ELS.

En travée :

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

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

$\sigma_b = 11Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

En appui :

$\sigma_b = 4.2Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

III3.3.5.Vérification de la flèche :

Valeur limite de la flèche :

$\frac{l}{500}$ si $l < 5m$

$\frac{l}{1000} + 0.5$ si $l > 5m$

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

Avec : $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 6.9mm.$

Donc : $\Delta f_t = 6.9mm < f_{Limite} = 9.2\ mm$

Avec un changement de section de A=6HA12 à A=6HA14.

Avec : $A_s = 9.24cm^2$.

III3.3.6.Vérification de contrainte de cisaillement :

Vu max=21.44kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{30.x10^3}{1000x125} = 0.24\,\text{MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : $\tau_u = 0.24MPa < 3.33\ MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée

III.3.4. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (30×35) avec longueur de 3.30m.

III.3.4.1 Evaluation des charges:

Poids propre de la poutre : Pp = 0.30×0.35×25 = 2.63 KN/ml.

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R(ELU) = 20.37kN \\ R(ELS) = 14.70kN \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_{ELU} = 1.35(P_p + R) = 31.05\ kN/ml \\ P_{ELS} = (2.63 + 14.70) = 25.43\ kN/ml \end{cases}$$

III.3.4.2 Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis:

Combinaison	ELU	ELS
$M_{Travé}$ (kN.m)	32.34	36.12
M_{Appui} (kN.m)	64.68	18.05
T_{max} (kN)	20.37	14.70

Tableau III.25 : Les résultats.

III.3.4.3 Ferraillage de la poutre palière:

III.3.4.3.1 E.L.U :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x25) cm² soumise à la flexion composée avec :

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**

b	30	cm	f_{c28}		MPa
h	35	cm	f_e		MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.1	MPa
c'	2.5	cm	σ_s		MPa
d	32.5	cm	γ_s	1.15	-
Fissuration peu préjudiciable			γ_b		-

Tableau III.26: paramètres de calcul.

Position	Mu (kN.m)	d	μ	μ_l	β	$A_{calculé}$ (cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
Travée	20.58	32.5	0.072	0.392	0.963	2.97	3HA12=3.39
Appui	41.16	32.5	0.144	0.393	0.922	6.21	6HA12=4.52

Tableau III.27: Les résultats de la flexion simple.

Vérification des armatures longitudinales:

Armatures longitudinales :

- **Recommandations du R.P.A99v2003 : Article[7.5.2.1](RPA99 v2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de :

$$A_{Lmin} = 0.5\% \text{ (b.h)}.$$

- **Recommandations du CBA93: Article[7.1.2.1](CBA93) :**

La section des armatures longitudinales est:

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000}$$

Position	$A_{choisie}$(cm²)	A_{min} (RPA)(cm²)	A_{min} (CBA)(cm²)	Vérification
Travée	3HA12 + 3HA12 =6.79	5.25	1.05	Vérifiée
Appui	6HA12 + 3HA12 =7.92	5.25	1.05	Vérifiée

Tableau III.28:des armatures longitudinales.

III.3.4.3.2 E.L.S :

Position	Mser (kN.m)	A (cm^2)	y_1 (cm)	k_1 (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	18.05	3.39	6.907	0.03	3.56	15	Vérifiée
Appui	36.12	6.79	11.84	0.06	7.12	15	Vérifiée

Tableau III.29 : vérification des contrant.

Vérification de cisaillement de la poutre palière :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 0.251 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.251 \leq \bar{\tau} = 3.33 \qquad \text{Condition de vérifié}$$

Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour la poutre palière sont résumes dans les tableaux suivants:

❖ **Recommandations du R.P.A99v2003 :article[7.5.2.2](RPA99 v2003)**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0{,}003.St.b$$

Avec : b: Largeur de la poutre.

St: espacement entre les armatures transversales.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : $St = \text{Min}\,[h/4 ; 12.\emptyset_L]$
- En zone courante : $St = h/2$

❖ **Recommandations du (CBA93):**

La section des armatures transversales et l'espacement: article[5.1.2.2](CBA93)

$St = \min[0{,}9d; 40\ cm]$

$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4Mpa$

Poutres	Zone	RPA		CBA		Armature adoptées	
		St	At	St	At	St	At
Poutre Palière 30x35	Nodale	8.75	0.45	29.25	0.15	5	4HA8 = 2.01
	Courante	17.5	0.9		0.3	10	

Tableau III.30 : des armatures transversales.

III3.5.Les dalles pleines :

III.5. 1 Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.3.5. 2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

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.

III3.5.3 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.

III3.5.4.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 :

$T_{ext}=\sum PV$

Avec :

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

b) Travail interne :

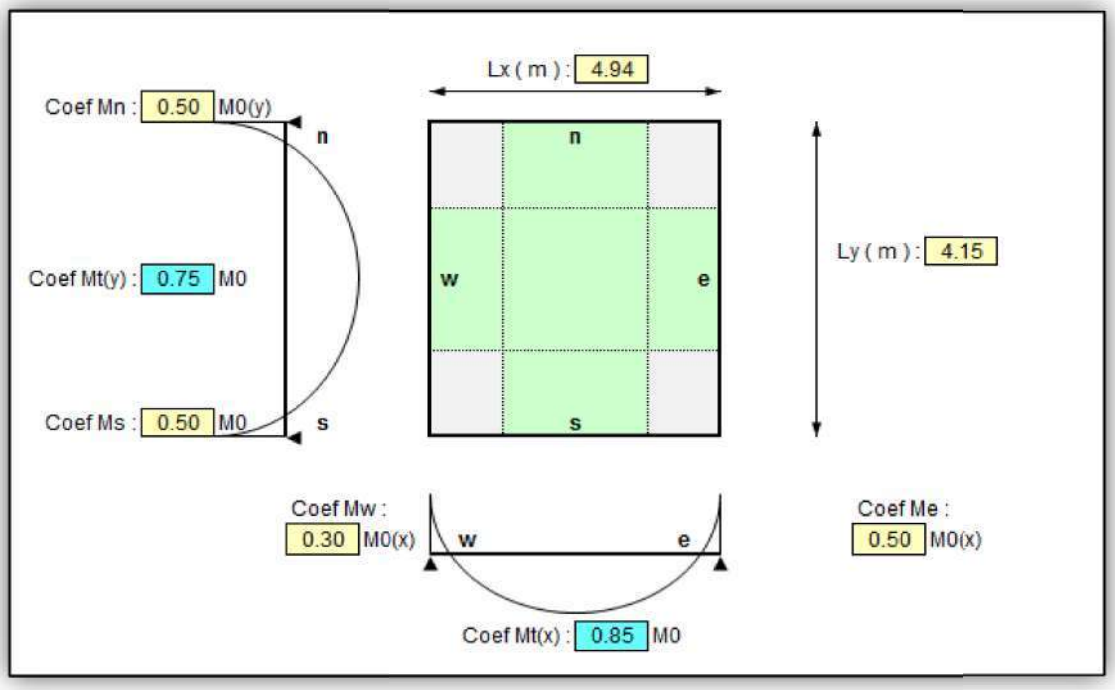
Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$T_{int}=\sum Mi\ L_i\ \theta_i$

Avec :
Mi : moment plastique nominal par unité de longueur.
Li : la projection de la ligne de rupture sur un axe.
θ_i: la rotation de la ligne de rupture.

III.3.5. 5. Calcul des dalles rectangulaire :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture.



III.3.5.6. Calcul de la charge totale :

- Plancher terrasse :

G=7.22NK/m^2 Q=2.5 NK/m^2

- Plancher bureau :

G=7.22NK/m^2 Q=2.5 NK/m^2

	Charge diverses(G') (KN/m^2)	**Epissure de dalle pleine(m)**	**Contrainte d'acier(fe) (MPa)**	**Contraint du béton (fc_{28})(MP a)**	**Charge d'exploitation Q(KN/m^2)**	**Enrobage d'acier (cm)**
Lavaleur	3.16	0.15	400	25	2.5	2.5

Tableau.III.31 : des donnes.

Rapport des cotés (Lx/Ly)	A=1.19
Charges permanentes G	G=6.91KN/m^2
Effort ultime repris par le plancher	Pu=13.08KN/m
Détermination des coef µx et µy	µx=0.0248 µy=1.3977
Calcul des moments isostatiques	M0(x)=7.90KN.m M0(y)=11.05KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw=2.37KN.m Me=3.95KN.m Mn=5.52KN.m Ms=5.52KN.m
Calcul des moments en travée	Mt(x)=6.72KN.m Mt(y)=8.28KN.m

Tableau.III.32 : Calcules des moments agissants.

Ferraillage de la travée dans le sens(Lx)	Ax(travée)=1.57 cm^2/m^2
Ferraillage sur appuis (w)	Ax (w)=0.55 cm^2/m^2
Ferraillage sur appuis (e)	Ax(e)=0.92 cm^2/m^2

Tableau.III.33 : des sections d'armatures.

III.3.5.7.Condition d'espacement :

En travée : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	S_t (cm)	$A_{min}(cm^2)$
Ax(travée)	1.57	5HA10=3.93	25	1.5
Ax (w)	0.55	5HA10=3.93	25	1.5
Ax(e)	0.92	5HA10=3.93	25	1.5

Tableau.III.34 : Ferraillage de la dalle pleine.

III.3.5.8.Vérification de l'effort tranchant :

Effort tranchant maximal	Vu_{max}=20.25KN
Contrainte tangente de travail	τu=0.162MPa
Contrainte tangente de travail admissible	τu.adm=1.167MPa
Vérification	**Vérifiée**

Tableau.III.35 :Vérification de la contrainte de cisaillement.

III.3.5.9.Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1ercondition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x} = 0.84 > 0.263$
2emeconditon	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.003 < 0.005$
vérification	**Vérifiée**

Tableau.III.36 : Vérification de la flèche.

IV.1.Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.
Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures Pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.1.1. Choix de la méthode de calcul :

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

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

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier 27.2m, donc selon le (RPA 2003) article [4.1.2], la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 19.1 ».

IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.1.2.1. 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 structure.

IV.1.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 version19.1est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement 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.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a-Coefficient d'accélération A :

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0,25	0,20	0,15	0,10

Tableau. IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

Facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ (RPA 99) version 2003.

Avec remplissage dense → η = 0,882

Coefficient de comportement R : (RPA99) version 2003 article [3.4.A.4.b]

Conformément à l'article **[**3.4.A.4.b**]** du (RPA 99 version 2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II_a, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé				4a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles				4b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé			
Nz 100%		T 100%		Nz 100%		T 100%		Nz 100%		T 100%	
Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles
$N_p \leq 80\,\%$	$N_v > 20\,\%$	$T_p = 0\,\%$	$T_v = 100\,\%$	$N_p \geq 80\,\%$	$N_v < 20\,\%$	$T_p \geq 25\,\%$	$T_v < 75\,\%$	$N_p \geq 80\,\%$	$N_v < 20\,\%$	$T_p = 0\,\%$	$T_v = 100\,\%$
R = 3,5				R = 5				R = 4			

- Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m

  Donc : R= 4

b-facteur de qualité Q :**(RPA 99) version 2003 :**

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 :

	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé/ N.observé	Valeurs	Observé/ N.observé	Valeurs
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Observé	0	Observé	0
2. Redondances en plan	N.observé	0.05	N. observé	0.05
3. Régulation en plan	N. observé	0,05	N. observé	0,05
4. Régulation en élévation	Observé	0	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N. observé	0.05	N. observé	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0	Observé	0
Σ	0,15		0,15	

Tableau.IV.2 : détermination du facteur de qualité Q.

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

c-périodes caractéristiques : (RPA 99) version 2003.

Site S3 : $\begin{cases} T_1=0.15 \text{ s} \\ T_2=0.5 \text{ s} \end{cases}$

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

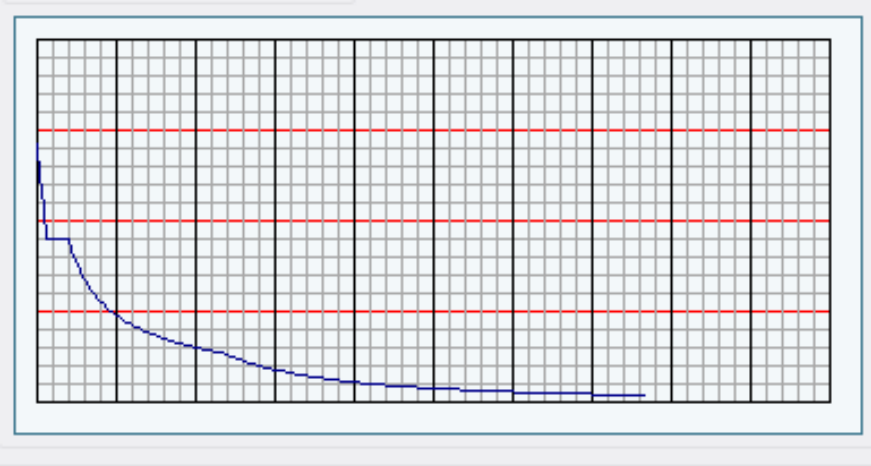


Figure. IV.1 : Spectres de réponse (X et Y).

IV.1.3. Proposition les différentes dispositions des voiles :

On a essayé plusieurs dispositions des voiles pour le bâtiment.
Parmi ces essais :

1er disposition des voiles :

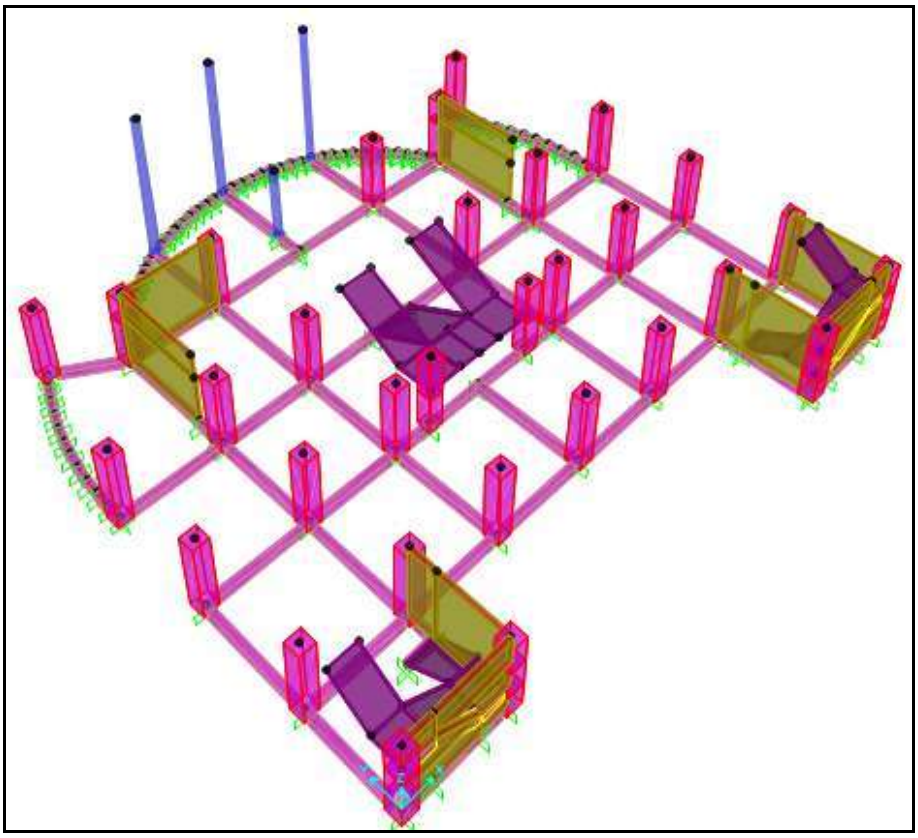


Figure IV.2 : 1 er disposition des voiles en 3D

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.703	51.21♦	7.78	8.79%♦
2	0.603	3.88%	56.75%♦	15.97%♦
3	0.426	12.86%	2.35%	67.18% ♦

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

- **Constatation :**

Ce modèle présente une période fondamentale T=0.703s

Le 1er et le 2eme sont des modes de couplage.

Le 3eme est un mode de rotation.

- **Résultat :**

Apparitions du phénomène du couplage dans le 1er et le 2eme mode, ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

2eme disposition des voiles

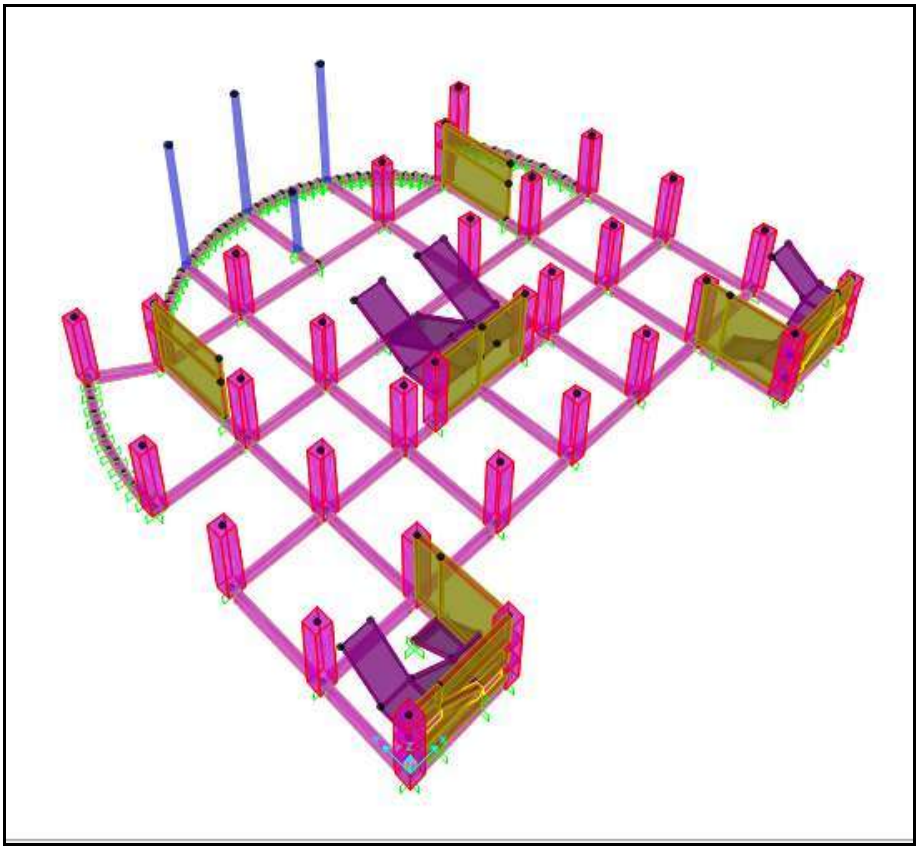


Figure. IV.3 : 2eme disposition des voiles en 3D

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.922	32.50% ♦	0.00%	36.77%♦
2	0.657	0.00%	67.26% ♦	36.77%♦
3	0.508	35.62%♦	0.00%	66.98% ♦

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

➢ **Constatation :**

Ce modèle présente une période fondamentale T=0.922s

Le 1erest un mode de couplage.

Le 2eme est un mode de couplage.

Le 3eme est un mode de couplage.

- **Résultat :**

Apparitions du phénomène du couplage dans le 1er et le 2eme mode, ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

3eme disposition des voiles :

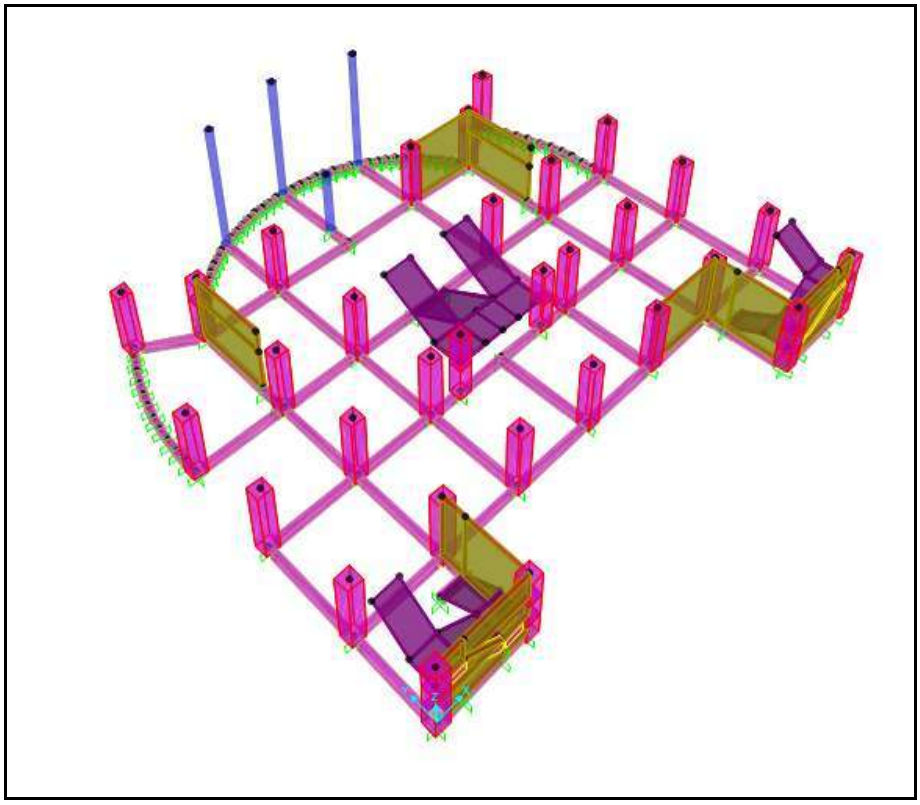


Figure. IV.4 : 3eme disposition des voiles en 3D.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.720	**26.60% ♦**	**25.43%♦**	**15.88%♦**
2	0.566	2.51%	**34.55%♦**	**47.04%♦**
3	0.481	**38.66%♦**	7.97%	**66.98%**

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

- **Constatation :**

Ce modèle présente une période fondamentale T=0.720 s

Le 1erest un mode de couplage.

Le 2eme est un mode de couplage.

Le 3eme est un mode de couplage.

- **Résultat :**

Apparitions du phénomène du couplage dans les 3 modes , ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

Apres plusieurs changement de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé sur le RPAv2003 et évitant également la torsion ou couplage au niveau de mode fondamentale représente sur la figure suivant :

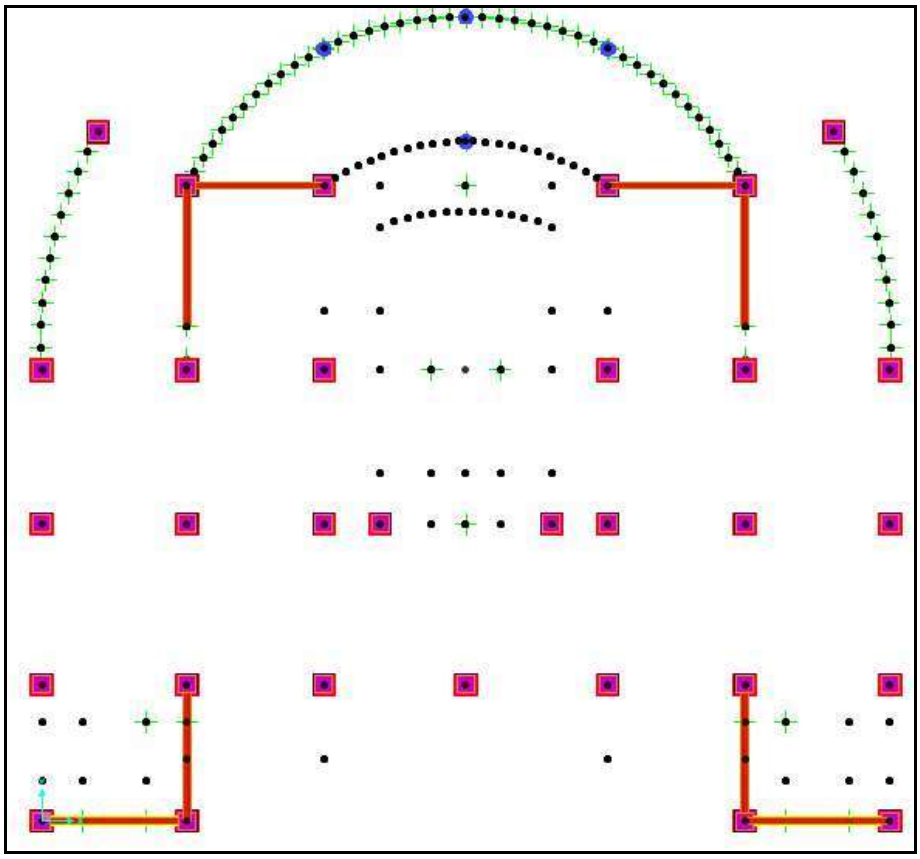


Figure. IV.5 : disposition des voiles en plan.

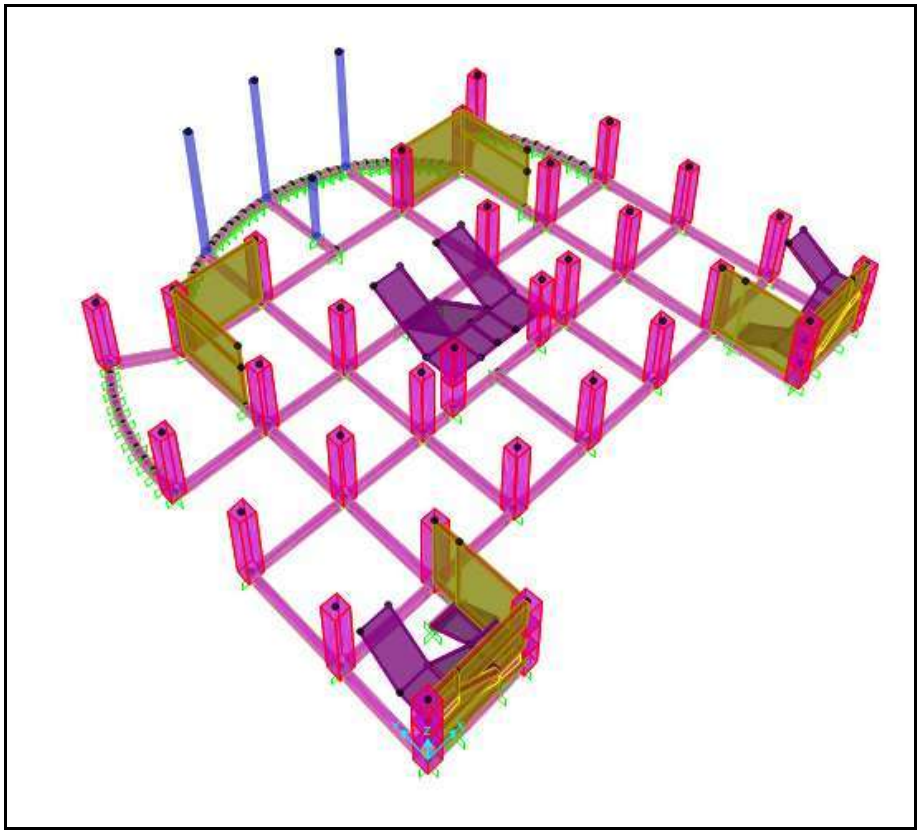


Figure. IV.6 : Disposition des voiles en 3D

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.622	0.00%	67.68% ♦	0.00%
2	0.587	66.19%♦	0.00%	0.57%
3	0.511	0.87%	0.00%	67.11%♦

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

Remarque :

Afin d'éviter la rotation dans les deux premiers modes et de rester dans la phase élasto-plastique du béton, on était obligé d'augmenter la section des poutres principales et secondaires ainsi que les voiles.

- Poutre principale : (30x45) ;
- Poutre secondaire : (30x35).
- Voile : 20 (cm)

IV.1.4.Calcul d'excentricité selon (RPA) version 2003 article [3.5.1-a] :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
D'après les résultats à partir de la sortie de fichier de SAP2000.v.19.1 suivant :

a-Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 24.84 m
Largeur du bâtiment = 23.54 m

b-Excentricité accidentelle : article.4.2.7 : (RPA 99) version 2003

Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx = 3.73m
Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 3.53 m

c-Centre de rigidité et centre de masse :

Niveau		**Masse et centre de Masse**		
Diaphragme N°	Niveau	Poids (KN)	XG (m)	YG (m)
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	4937.58	12.57	10.50
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	5445.02	12.40	11.39
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	5363.24	12.40	11.37
D_ DIAPH_ 17.00	17	5308.77	12.40	11.39
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	5251.65	12.40	11.41
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	5251.65	12.40	11.41
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	5290.33	12.40	11.25
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	4441.55	12.38	10.94

Tableau. IV.7 : Calcul de centre de masse.

Niveau		Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	XR (m)	YR (m)	∑ Ix(m4)	∑ Iy (m4)
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	1.165E+08	5.025E+06	12.40	13.78
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	9.369E+07	1.579E+06	12.40	12.88
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	5.527E+07	7.731E+05	12.40	12.68
D_ DIAPH_ 17.00	17	3.385E+07	4.504E+05	12.41	12.59
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	2.103E+07	2.802E+05	12.41	12.62
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	1.277E+07	1.729E+05	12.41	12.60
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	7.368E+06	9.458E+04	12.40	12.56
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	3.969E+06	4.610E+04	12.42	12.50

Tableau. IV.8 : Calcul de centre d'inertie.

d-Excentricité :

Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	0.17	3.27	Vérifiée
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	0.00	1.48	Vérifiée
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	0.00	1.31	Vérifiée
D_ DIAPH_ 17.00	17	0.01	1.20	Vérifiée
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	0.01	1.21	Vérifiée
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	0.01	1.19	Vérifiée
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	0.00	1.30	Vérifiée
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	0.03	1.56	Vérifiée

Tableau. IV.9 : Calcul d'excentricité.

- **Justification du coefficient de comportement R :**

Selon (RPA) version2003 article [3 .5]

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel SAP.2000v19.1 qui sont données ci-après :

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz /Voiles	Effort	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	4607.56	3750.16	857.40	871.58	0.000	871.58
B_ DIAPH_	9890.22	8241.59	1648.62	1202.61	0.000	1202.61
C_ DIAPH_	15438.11	12935.34	2502.76	1678.79	0.000	1678.79
D_ DIAPH_	21014.32	17665.93	3348.38	2056.88	0.000	2056.88
E_ DIAPH_	26919.53	22985.83	3933.69	2368.86	0.000	2368.86
F_ DIAPH_	32751.04	28027.56	4723.47	2628.21	0.000	2628.21
G_ DIAPH_	36825.52	31670.67	5154.84	2847.99	0.000	2847.99
H_ DIAPH_	42627.12	37251.87	5375.25	2908.68	0.000	2908.68

Tableau. IV.10 : Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_	100	81.391	18.609	100	0.000	100.00
B_ DIAPH_	100	83.331	16.669	100	0.000	100.00
C_ DIAPH_	100	83.788	16.212	100	0.000	100.00
D_ DIAPH_	100	84.066	15.934	100	0.000	100.00
E_ DIAPH_	100	85.387	14.613	100	0.000	100.00
F_ DIAPH_	100	85.578	14.422	100	0.000	100.00
G_ DIAPH_	100	86.002	13.998	100	0.000	100.00
H_ DIAPH_	100	87.390	12.610	100	0.000	100.00

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

Suivant Y :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_	4578.62	3750.16	828.45	906.98	0.00	906.98
B_ DIAPH_	10034.00	8241.59	1792.41	1461.68	0.00	1461.68
C_ DIAPH_	15662.40	12935.34	2727.05	2040.16	0.00	2040.16
D_ DIAPH_	21303.66	17665.93	3637.72	2502.74	0.00	2502.74
E_ DIAPH_	27380.41	22985.83	4394.57	2871.33	0.00	2871.33
F_ DIAPH_	33219.03	28027.56	5191.47	3165.00	0.00	3165.00
G_ DIAPH_	37494.49	31670.67	5823.82	3410.77	0.00	3410.77
H_ DIAPH_	42471.17	37251.87	5219.30	2905.52	0.00	2905.52

Tableau. IV.12 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_	100	81.90	18.09	100	0.00	100.00
B_ DIAPH_	100	82.13	17.86	100	0.00	100.00
C_ DIAPH_	100	82.58	17.41	100	0.00	100.00
D_ DIAPH_	100	82.92	17.07	100	0.00	100.00
E_ DIAPH_	100	83.95	16.05	100	0.00	100.00
F_ DIAPH_	100	84.37	15.62	100	0.00	100.00
G_ DIAPH_	100	84.46	15.53	100	0.00	100.00
H_ DIAPH_	100	87.71	12.28	100	0.00	100.00

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

IV.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 v2003 [19] exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure ;
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique) ;
3. Vérification de la force sismique V à la base ;
4. Vérification de la stabilité au renversement ;
5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment ;
7. Vérifications des déplacements inter-étage ;
8. Vérification du cisaillement des éléments ;
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant l'axe (Y) avec : T1=0.622	Translation suivant l'axe (X) avec : T_2=0.587	Rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.511

Tableau. IV.14 : Le comportement des trois premiers modes.

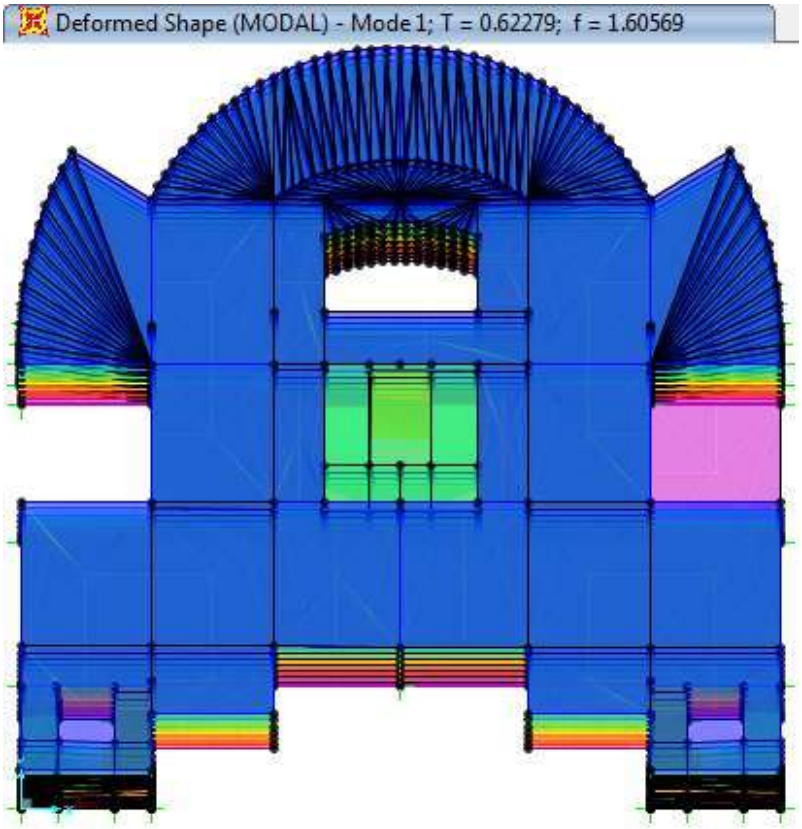


Figure. IV.7 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y)

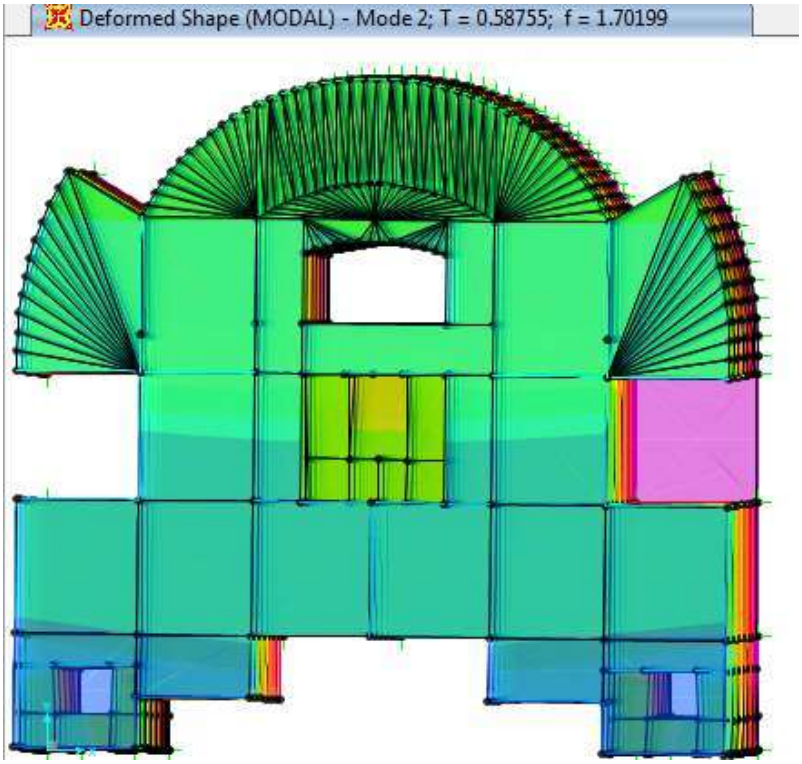


Figure. IV.8 : Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe X)

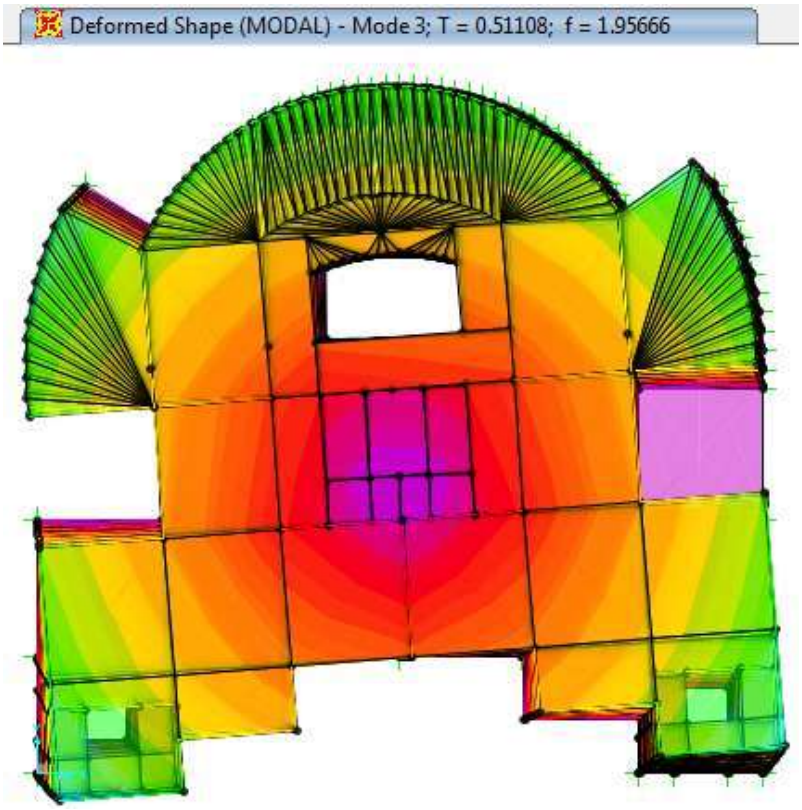


Figure. IV.9 : comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

IV.2.2. vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 article [4.3.4. a]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	Cumulée de UX %	Cumulée de UY %	Cumulée de RZ %
1	0.622	0.00%	67.68% ♦	0.00%	0.00%	67.68%	0.00%
2	0.587	66.19%♦	0.00%	0.57%	66.19%	67.68%	0.57%
3	0.511	0.87%	0.00%	66.63%	67.07%	67.68%	67.11%
4	0.164	0.00%	0.01%	0.00%	67.07%	67.70%	67.11%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
76	0.064	5.89%	0.00%	0.07%	94.29%	94.40%	87.87%
Σ Période	**8.960**						

Tableau. IV.15 : vérification de participation massique.

➢ **Constatation :**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 76 dans les deux directions.

IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon (RPA) version 2003 article [4.2.6] [19]

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

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

➢ **Calcul de la force sismique totale : article [4.2.3] : (RPA 99) version 2003**

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

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

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

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Site S3 : $\begin{cases} T_1=0.5 \text{ s} \\ T_2=0.15 \text{ s} \end{cases}$

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

T2 = 0,40s

(Avec site S_2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 %

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont :

$$\begin{cases} T_x=0.596s \\ T_y=0.596s \end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

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

$\beta = 0.2$

W=47155.34KN.

A	D_x	D_y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_Y (KN)
0,15	2.205	2.205	4	1,15	1,15	47155.34	4484.03	4484.03

Tableau. IV.16 : Calcul de la force sismique.

- **Vérification de la force dynamique par apport la force statique :**

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/V	Ed/V > 0,8
X	4484.03	3879.10	0.865	**Vérifiée**
Y	4484.03	3953.91	0.882	**Vérifiée**

Tableau. IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

IV.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003 article [4.4.1]

- 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 :

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

- Le moment de stabilité qui est égal à :

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

Avec :

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

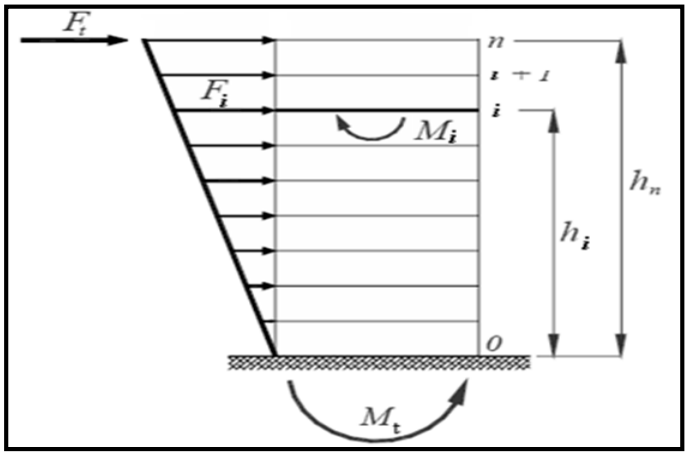


Figure. IV.10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

II.2.4.1 Moment stabilisant :

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

M_0x (KN. m)	M_0y (KN. m)	Mox (KN. m)	Moy (KN. m)	Mtx /M0x	Mty /M0y	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
74563.52	73041.23	506685.34	585687.88	6.79	8.01	Vérifiée

Tableau. IV.18 : Vérification de stabilisation.

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

✓ **Résistance des éléments :**

IV.2.5. Vérification des déplacements en tête : selon RPA88

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\delta adm=H/250$

δ : déplacement admissible de la structure :

	δe (cm)	**δk = δek * R (cm)**	**δadm = H/250 (cm)**	**Vérification**
Suivant X	1.78	7.12	10.88	**Vérifiée**
Suivant Y	1.89	7.56	10.88	**Vérifiée**

Tableau. IV.19 : Vérification des déplacements en tête.

❖ **Constatation :**

Les déplacements (en tête) sont inférieurs aux déformations admissibles dans les deux directions.

IV.2.6. Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **Article [4.4.3] (RPA 99) VERSION 2003**

Avec :

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

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

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

Selon l'**article [5.10] : (RPA 99) version 2003** : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

$$\Delta_{K\ limite} = 0{,}01 \times he$$

Diaphragme N°	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔX(cm)	0,01.he (cm)	Vérification
A 27.2	1.78	7.12	1.16	3.4	**Vérifiée**
B 23.8	1.49	5.96	1.16	3.4	**Vérifiée**
C 20.4	1.20	4.80	1.12	3.4	**Vérifiée**
D 17	0.92	3.68	1.08	3.4	**Vérifiée**
E 13.6	0.65	2.60	1.00	3.4	**Vérifiée**
F 10.2	0.40	1.60	0.76	3.4	**Vérifiée**
G 6.8	0.21	0.84	0.56	3.4	**Vérifiée**
H 3.4	0.07	0.28	0.28	3.4	**Vérifiée**

Tableau. IV.20 : Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Diaphragme N°	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
A 27.2	1.89	7.56	1.16	3.4	**Vérifiée**
B 23.8	1.60	6.40	1.20	3.4	**Vérifiée**
C 20.4	1.30	5.20	1.16	3.4	**Vérifiée**
D 17	1.01	4.04	1.16	3.4	**Vérifiée**
E 13.6	0.72	2.88	1.04	3.4	**Vérifiée**
F 10.2	0.46	1.84	0.88	3.4	**Vérifiée**
G 6.8	0.24	0.96	0.64	3.4	**Vérifiée**
H 3.4	0.08	0.32	0.32	3.4	**Vérifiée**

Tableau. IV.21 : Vérification de s déplacements inter-étage sens Y.

- **Constatation :**

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans les deux directions.

IV.2.7 Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres : Selon CBA93 [Art A.5.1]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

Ʈ=Min [0.20 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] (fissuration peu nuisible) [33] [A.5.1.2.1.1]

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq$ Ʈ

	T(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	Ʈ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq$ Ʈ
PP 30x45	282.51	2.093	G+Q+Edy	3.33	**Vérifiée**
PS 30x35	135.38	1.289	G+Q+EdX	3.33	**Vérifiée**
P.PAL 30x35	24.16	0.268	G+Q+Edx	4.34	**Vérifiée**
Long30x30	27.05	0.360	1.35G+1.5Q	3.33	**Vérifiée**

Tableau. IV.22 : Vérification de cisaillement des poutres.

IV.2.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon (RPA) version 2003 Article [7.1.3.3] [19]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

fcj : est la résistance caractéristique du béton .

Section des poteaux a la base 40x40

	N_d (KN)	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot60x60	2918.48	G+Q+Edx	0.355	Non
Pot60x60	2642.26	G+Q+Edy	0.314	Non

Tableau. IV.23: Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Remarque :

Les poteaux rectangulaires (60x60) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux a la base et RDC (65x65) ;

Section des poteaux de 1erétage (60x60) ;

Section des poteaux de 2eme et 3eme étage (55x55) ;

Section des poteaux de 4eme et 5emeétage (50x50) ;

Section des poteaux de 6eme et 7eme étage (50X50).

	N_d (KN)	**Sous la combinaison**	**ν**	**Vérification ν≤0.3**
Pot65x65	2918.48	G+Q+Edx	0.300	**Vérifiée**
Pot65x65	2642.26	G+Q+Edy	0.266	**Vérifiée**

Tableau. IV.24: Vérification de l'effort normal réduit à la base.

IV.2.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon (RPA) version 2003 Article [5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$$

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

- Si $0{,}10<\theta\leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

- Si $\theta>0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau K	Pk	Δkx	Δky	vkx	vky	hk	θkx	θky	vérification
A-DIAPH 27.2	4441.56	1.16	1.16	751.20	765.69	340.00	0.02	0.01	**vérifiée**
B-DIAPH 23.8	5290.34	1.16	1.20	782.91	782.91	340.00	0.02	0.02	**vérifiée**
C-DIAPH 20.4	5251.66	1.16	1.16	666.16	679.01	340.00	0.02	0.02	**vérifiée**
D-DIAPH- 17	5251.66	1.16	1.16	555.13	565.84	340.00	0.03	0.03	**vérifiée**
E-DIAPH-13.6	5308.78	1.16	1.04	448.94	457.59	340.00	0.03	0.03	**vérifiée**
F-DIAPH- 10.2	5363.24	1.16	0.88	340.94	346.72	340.00	0.03	0.04	**vérifiée**
G-DIAPH -6.8	5445.02	1.16	0.64	230.23	234.67	340.00	0.03	0.04	**vérifiée**
H- DIAPH -3.4	4937.58	1.16	0.32	104.39	106.40	340.00	0.03	0.04	**vérifiée**

Tableau. IV.25 : Vérification l'effet P-Δ sens X et Y.

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet

P-Δ dans les deux directions.

IV.3 Conclusion :

- La structure est stable ;
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA.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 (CBA 93) :

- E.L.U : 1.35G + 1.5Q article. [A.3.3.2] [2]
- E.L.S : G + Q (Article .A.3.3.3) [2]

Les combinaisons données par les règles du (R.P.A99 version 2003)

- G+Q ± E
- 0.8G ± E

Avec :
G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : charge sismique.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des momentsles plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1.5$	$\gamma s = 1.15$	$\gamma b = 1.15$	$\gamma s = 1.1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b} = 18.48$ Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400$ Mpa

Tableau V.1 : Les données de calcul.

V.2.2.Recommandation des règlements Selon le (RPA99) version 2003 article[7.5.2] [1] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 3% en zone courante
  - ✓ 6 % en zone recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et 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 :

40Φen zone IIa

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable).

Selon le (CBA93) article[.7.1.2][2] :

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) 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, $\alpha=90^0$

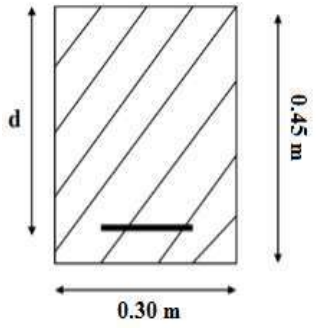
Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}\,;\,\frac{b}{10}\right]$

A_t=0.003.St.b

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :



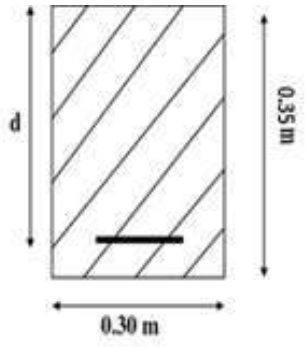


Figure .V.1 : la section des poutres principales Figure .V.2 : la section des poutres secondaires

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

Poutres principales (30x45) :

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30x45	travée	84.87	ELU	5.38	3HA14+3HA2=8.01
		appui	-142.98	$G+Q+E_{dy}$	7.99	3HA14+3HA2=8.01
Bureau	30x45	travée	129.89	ELU	8.48	6HA14=9.24
		appui	-150.32	$G+Q+E_{dy}$	8.45	6HA14=9.24

Tableau V.2 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales.

Poutres secondaires (30x35) :

Usage	Section	Ma (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30x35	-72.37	$G+Q+E_{dx}$	5.07	5HA12=5.65
Bureau	30x35	-79.99	$G+Q+E_{dx}$	5.63	5HA12=5.6

Tableau V.3 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

V.2.4. 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 :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa,.
On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa,.
On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

V.2.4.1 Poutres principales :

Usage	section	Position	M_{ser}(KN.m)	A_{s1} cm^2	A_{s2} cm^2	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)
Terrasse	30x45	Travée	61.83	8.01	4.62	5.22	15
		Appui	-73.28	4.62	8.01	6.67	15
Bureau	30x45	Travée	83.07	9.24	4.62	6.70	15
		Appui	-93.42	4.62	9.24	8.20	15

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

V.2.4.2 Poutres secondaires :

Usage	section	Position	M_{ser}(KN.m)	A_{s1}(cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)
Terrasse	30x35	Travée	45.49	3.39	3.39	7.32	15
		Appui	-38.70	5.65	5.65	5.11	15
Bureau	30x35	Travée	48.22	3.39	3.39	8.30	15
		Appui	-46.35	5.65	5.65	6.12	15

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

V.2.5 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 $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

V.2.5.1 Poutres principales :

Usage	Section	Position	$A_{choisie}$(cm^2)	A total (cm^2)	Amin RPA99	Amin CBA93	Vérification
Terrasse	30x45	Travée	3HA14+3HA12	12.63	7.5	1.2	vérifiée
		Appui	3HA14+3HA12	12.63			
Bureau	30x45	Travée	6HA14	13.86	7.5	1.2	Vérifiée
		Appui	6HA14	13.86			

Tableau V.6. : Vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements.

V.2.5.2 Poutres secondaires :

Usage	Section	Position	$A_{choisie}(cm^2)$	A total (cm^2)	Amin RPA99	Amin CBA93	Vérification
Terrasse	30x35	Travée	5HA12=5.65	6.73	6	1.05	vérifiée
		Appui	5HA12=5.65	11.30			
Bureau	30x35	Travée	5HA12=5.65	6.73	6	1.05	Vérifiée
		Appui	5HA12=5.65	11.30			

Tableau V.7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements.

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour Chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	St (cm)	At (cm^2)	S (ZN)(cm)	S (ZC)(cm)	At (cm^2)	S' (ZN)(cm)	S' (ZC)(cm)	$At_{choisie}(cm^2)$
PP30x45	2.09	45	1.35	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS30x35	0.60	36	1.08	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

Tableau V.8: Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires.

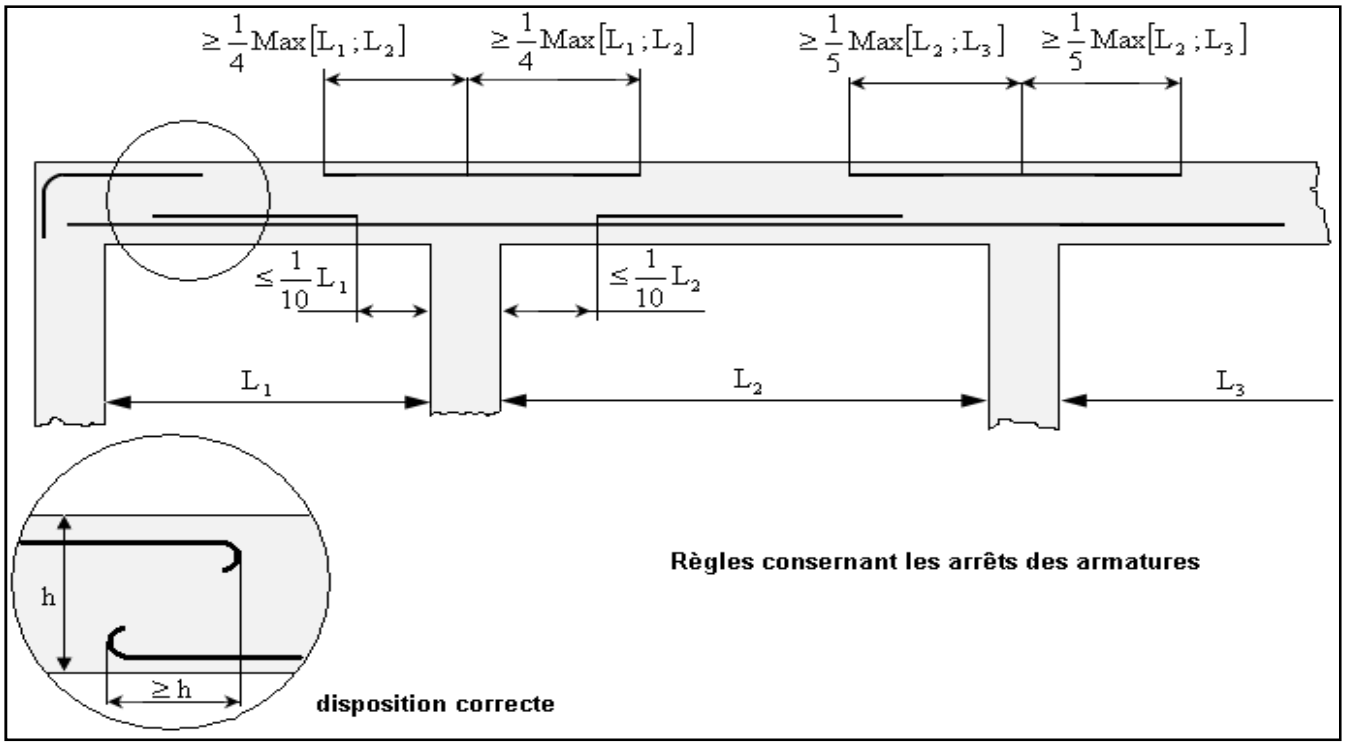


Figure V.3 :Disposition des armatures pour les poutres.

V.2.7 Vérification de la flèche :

V.2.7.1 Poutres principales :

$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$	$M_{t\ ser}$ (KN.M)	L(m)	f_i(mm)	f_{adm}(mm)	$f_i < f_{adm}$
8.01	4.62	83.07	5.4	7.4	10.8	vérifiée

Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres principales.

V.2.7.2 Poutres secondaires :

$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$	$M_{t\ s}$(KN.M)	L(m)	f_i(mm)	f_{adm}(mm)	$f_i < f_{adm}$
3.39	3.39	48.22	4.25	3.6	8.5	vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de la flèche des poutres secondaires.

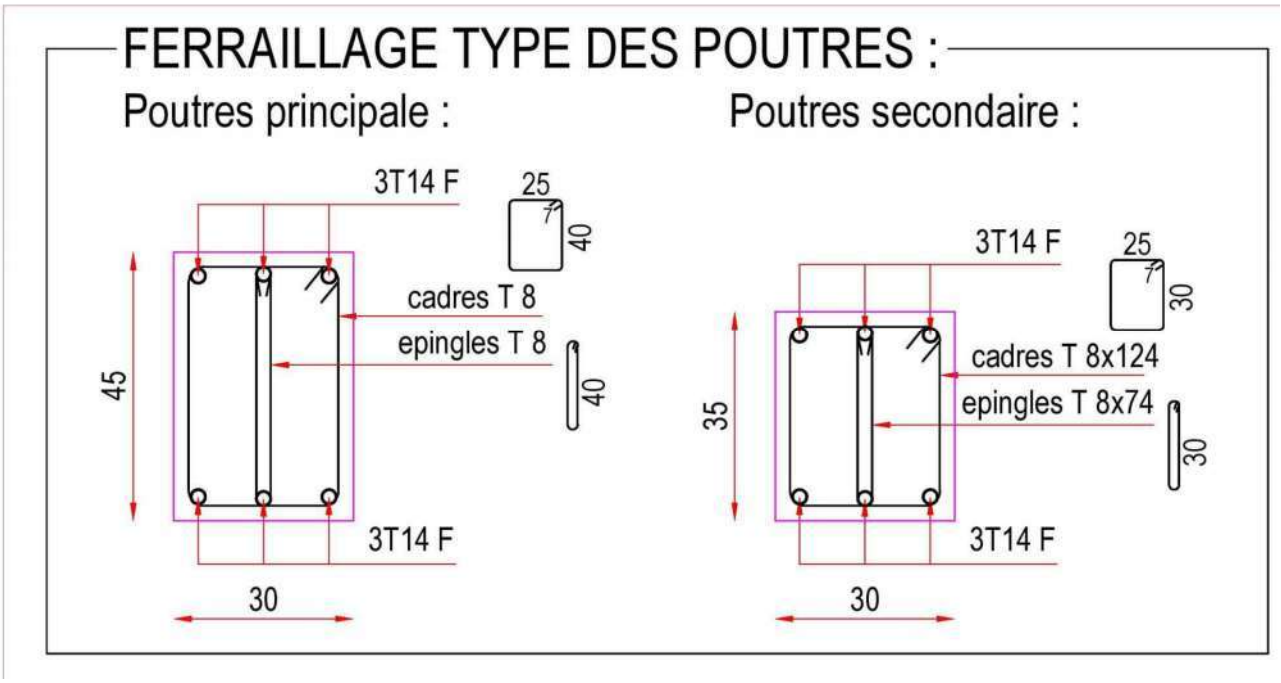


Figure. V.4 : Ferraillage des poutres principales et secondaires.

V.3.1.Ferraillages des poteaux carrés :

Les poteaux calculés sont soumis à un effort "N" uniquement (Traction simple/Compression simple) .

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γb = 1.5	γs = 1.15	γb = 1.15	γs = 1.1
σb = 25 Mpa	FeE 400	σb = 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b} = 18.48$ Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400$ Mpa

Tableau V.11: Les données de calcul.

V.3.2 Recommandation du règlement RPA99v2003 :

Armatures longitudinales article[7.4.2.1]RPA99v2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,8% en zone IIa ;
- Leur pourcentage **maximal** sera de ;
  - 3% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone IIa;
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zonesnodales.

V.3.3. Détermination des sections d'acier *:*

Les poteaux seront ferraillés en traction simpleet compression simpleà l'état limite ultime de résistance(Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.
L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pourles types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

V.3.4 Ferraillages des poteaux carrés :

V.3.4.1 A l'ELU :

Section	Niveau	N(KN)	Combinaison	$A_{total}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
65x65	3.4	3675.92	ELU	10.4	33.8	20 HA16=40.21
		-805.36	$0.8G+E_{dy}$	22.18		
60x60	6.8	2624.01	$G+Q+E_{dX}$	9.60	28.8	16HA16=32.17
		-770.331	$0.8G+E_{dy}$	19.25		
55x55	10.2	2589.56	ELU	8.80	24.2	16HA14=24.63
		-663.06	$0.8G+E_{dy}$	16.57		
55x55	13.6	2081.83	ELU	8.80	24.2	16HA14=24.63
		-524.776	$0.8G+E_{dy}$	15.88		
50x50	17	1588.84	ELU	8.00	20.0	16HA14=24.63
		-379.55	$0.8G+E_{dy}$	13.12		
50x50	20.4	1114.93	ELU	8.00	20.0	16HA14=24.63
		-242.88	$0.8G+E_{dy}$	13.15		
50x50	23.8	660.14	ELU	8.00	20	16HA14=24.63
		-132.94	$0.8G+E_{dy}$	13.12		
50x50	27.2	282.50	ELU	8.00	20	16HA14=24.63
		-55.27	$0.8G+E_{dy}$	13.12		

Tableau V.12 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés.

Section	Niveau	N(KN)	Combinaison	$A_{total}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
40x40	3.4+6.8	1405.36	ELU	5.02	12.8	8HA16=16.08
		-387.11	$0.8G+E_{dy}$	5.02		
40x40	10.2	1077.36	$G+Q+E_{dX}$	5.02	12.8	8HA16=16.08
		-324.74	$0.8G+E_{dy}$	5.02		
40x40	13.6	870.02	ELU	5.02	12.8	8HA16=16.08
		-265.46	$0.8G+E_{dy}$	5.02		
40x40	17	776.06	ELU	5.02	12.8	8HA16=16.08
		-208.12	$0.8G+E_{dy}$	5.02		
40x40	20.4	490.15	ELU	5.02	12.8	8HA16=16.08
		-151.99	$0.8G+E_{dy}$	5.02		
40x40	20.4	310.45	ELU	5.02	12.8	8HA16=16.08
		96.36	$0.8G+E_{dy}$	5.02		
40x40	23.8	134.96	ELU	5.02	12.8	8HA16=16.08
		-40.97	$0.8G+E_{dy}$	5.02		

Tableau V.13 : Ferraillage longitudinal des poteaux circulaires.

V.3.4.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Section	N (KN)	$A_{choisie}(cm^2)$	σb (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	Vérification

65x65	2615.57	36.69	5.97	15	Vérifiée
60x60	2260.21	32.170	5.536	15	Vérifiée
55x55	1874.65	24.63	5.523	15	Vérifiée
50x50	1151.39	24.63	4.013	15	Vérifiée
Pot.cir 40x40	1021.20	16.08	6.818	15	Vérifiée

Tableau V.14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S.

V.3.7. Déterminations des armatures transversales :

Détermination des armatures transversales :

$A_t = \frac{\Phi}{3} = \frac{1.4}{3} = 0.466$

V.3.8 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
50x50	courante	0.046	oui	-	-
	nodale	0.06	oui	-	-
55x55	courante	0.041	-	-	oui
	nodale	0.056	-	-	oui
60x60	courante	0.038	-	-	oui
	nodale	0.057	-	-	oui
65x65	courante	0.035	-	-	oui
	nodale	0.047	-	-	oui

Tableau V.15 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux.

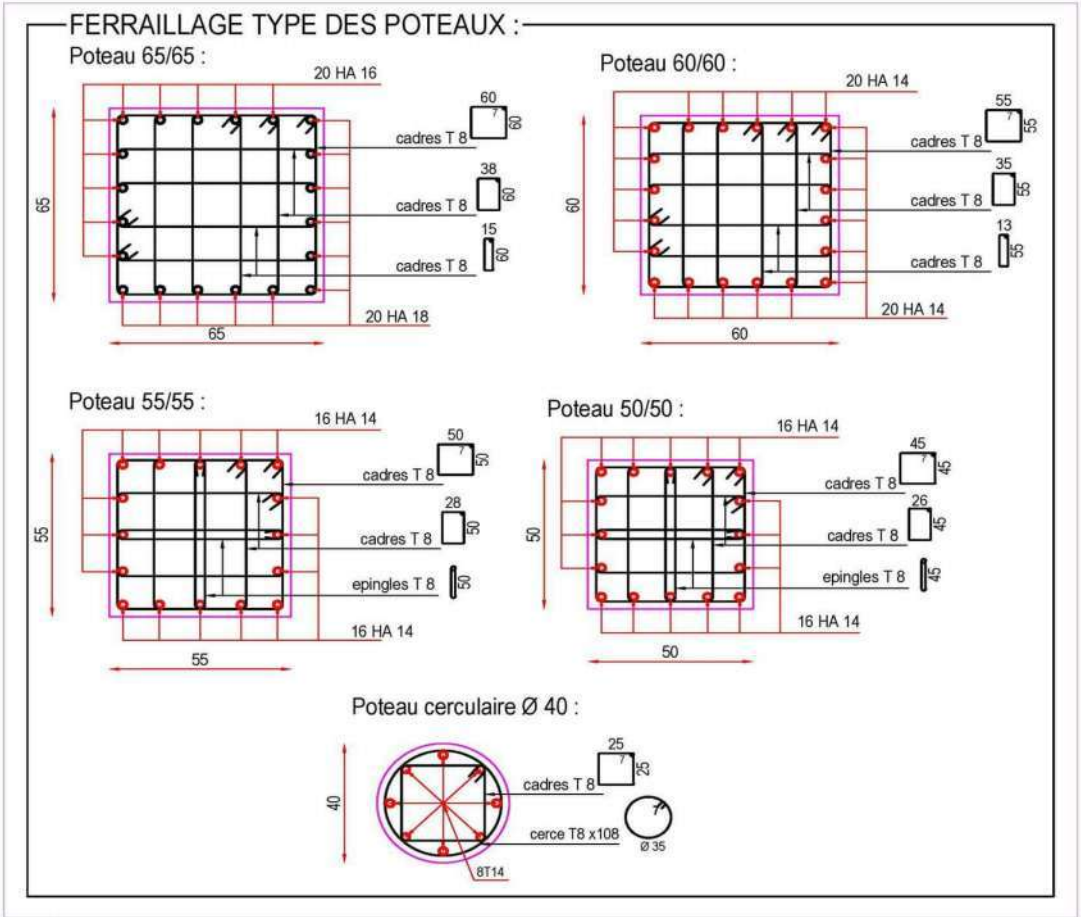


Figure .V.5 : Ferraillage des poteaux carrés et circulaires.

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 etformer 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 limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra 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. Méthode 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.4.3.1. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

Selon le CBA 93[2] :

- $A_{ver} \leq 0.4cm^2$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 article[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.
- ✓ $\boldsymbol{\varphi}_{ver}$: diamètre vertical.

B. 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
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$

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.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h : hauteur utile.
- ✓

Selon le RPA 99 Version 2003[1]:

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a ; 30cm]

C. 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.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb = 1.5	γs = 1.15	γb = 1.15	γs = 1.1
σb = 25 Mpa	FeE 400	σb = 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ **Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b} = 18.48$ Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400$ Mpa

Tableau V.16 : Les données de calcul.

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	As1 (cm²)	As2 (cm²)	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	425x20	2205.17	4118.06	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	2924.45	3839.39	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	2775.33	4326.24	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	3849.02	2001.20	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)
1er	V_1	425x20	2409.11	1916.03	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	2924.45	1073.42	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	2024.81	759.89	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	3782.70	1984.13	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)
2eme	V_1	425x20	2249.80	1443.83	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	2750.38	390.74	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	2388.53	473.84	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	3066.50	1252.45	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)
3eme	V_1	425x20	2208.31	1062.00	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	2452.27	260.95	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	2022.52	295.57	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	2424.76	712.01	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)
4eme	V_1	425x20	1578.32	586.61	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	1947.24	229.41	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	1073.42	149.67	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	1825.49	398.75	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)
5eme	V_1	425x20	1254.35	345.92	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	1587.78	232.31	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	1203.49	144.69	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	1325.10	364.10	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)
6eme	V_1	425x20	854.26	158.26	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	1113.04	255.00	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	821.98	187.73	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	894.61	504.60	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)
7eme	V_1	425x20	507.55	88.69	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_2	400x20	681.32	164.11	$G+Q+E_{dx}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_3	425x20	499.15	173.56	$G+Q+E_{dy}$	17.8	17.8	17	2(24HA10=18.85)
	V_4	410x20	585.77	585.03	$G+Q+E_{dy}$	17.2	17.2	17	2(24HA10=18.85)

Tableau .V.17 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.

Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	AMin RPA(cm²)	AMin CBA(cm²)	Vérification
V_1	425x20	2(24HA10=18.85)	12.75	8.5	Vérifiée

V_2	400x20	2(24HA10=18.85)	12.00	8	Vérifiée
V_3	425x20	2(24HA10=18.85)	12.75	8.5	Vérifiée
V_4	410x20	2(24HA10=18.85)	12.30	8.2	Vérifiée

TableauV.18 : vérificationdes armateurs verticaux selon la condition RPA etCBA

V.4.4.2Vérification des armatures à ELS :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser

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

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

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

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1}	A_{s2}	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}'$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
V_1	425x20	125.39	18.85	18.85	19.23	1.5	15	22.0	201.63	Vérifiée
V_2	400x20	1881.86	18.85	18.85	19.23	2.3	15	33.8	201.63	Vérifiée
V_3	425x20	1455.05	74.82	18.85	19.23	1.7	15	25.6	201.63	Vérifiée
V_4	410x20	1632.44	92.44	18.85	19.23	2.0	15	30.0	201.63	Vérifiée

Tableau V.19 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins.

V.4.4.3 Calcul des armateurs horizontaux :

$\frac{A}{4} = 4.7 cm^2$/ml

7HA10=5.5cm²

A=2(7HA10,e=15cm)/ml

A=2(22HA 10, e=15 cm)/ml

V4.4.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Voir le tableau suivant :

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Tableau V.20 : diamètre des armatures transversales.

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

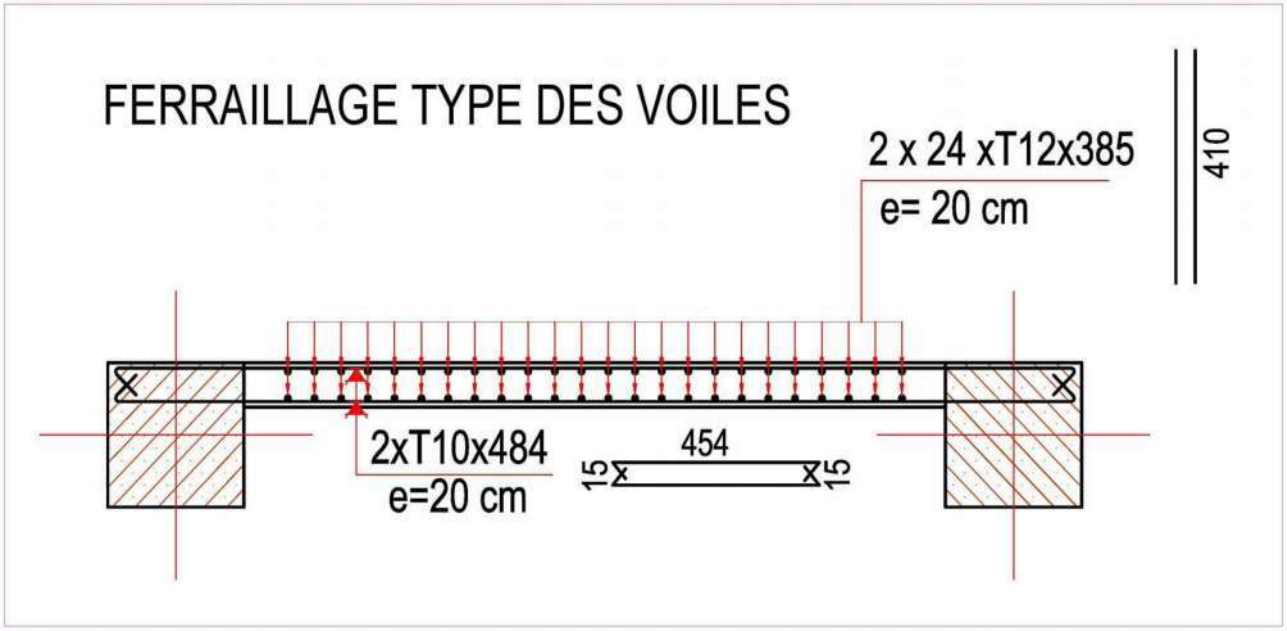


Figure V.6.Ferraillage des voiles.

VI.1.Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σsol ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la laitance du béton, la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton. La couche du béton depropreté se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2.FondationsSuperficielles :

Elles se composent de semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles elles peuvent être :

1- Des semelles isolées sous poteaux isolées ;

2- Des semelles filantes sous murs (voiles) ;

3- Des semelles filantes sous plusieurs poteaux ;

4- Des radiers.

VI.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Les Caractéristiques du sol (rapport du sol) ;
- La charge appliquée ;
- Le rapprochement des poteaux ;
- Type de joint ;
- La morphologie du terrain.

VI.4. Etude Préliminaire du choix de type de semelle :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a opté pour les informations suivantes pour étudier les fondations de notre structure.

Notre structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.8 bar** sur une profondeur d'ancrage de **2m** par rapport au niveau du sous-sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5.Les efforts normaux à base de la structure :

- **A l'ELS :**

Le schéma suivant présente les efforts normaux en (KN) au niveaudes poteaux et des voiles à la base :

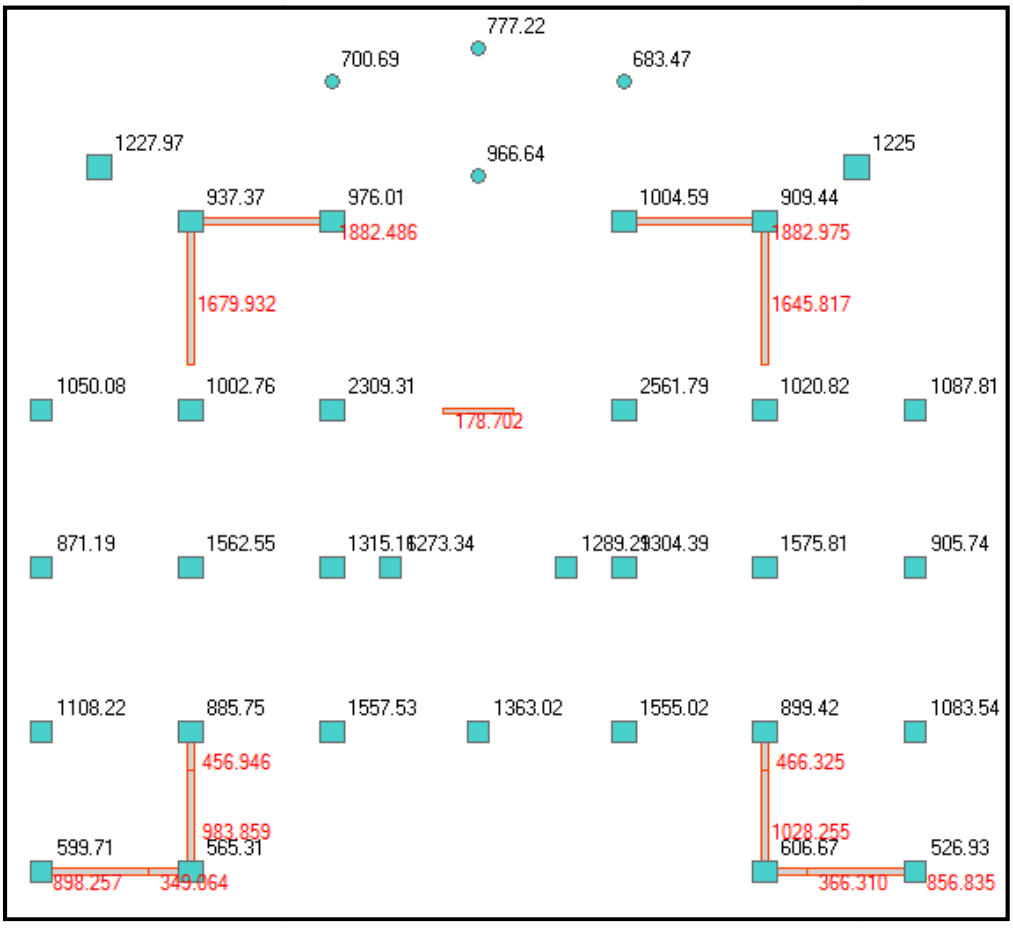


Figure VI.-1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6.Le choix final des semelles :

Dans ce projet on a opté pour 2 types des semelles selon les calculs qui sont :

1. Semelles isolées ;
2. Semelles filantes.

$S=A.B=\frac{Nser}{\sigma sol'};\frac{a}{b}=\frac{A}{B}\Rightarrow A=\frac{a}{b}.B$; $B=\sqrt{\frac{Nser.b}{\sigma sol.a}}$ $h\geq\frac{B-b}{4}+c$

Avec :
A, B : longueur et largeur de la semelle
a, b : longueur et largeur du poteau
Nser : effort normal a l'ELS
C : enrobage =3 cm

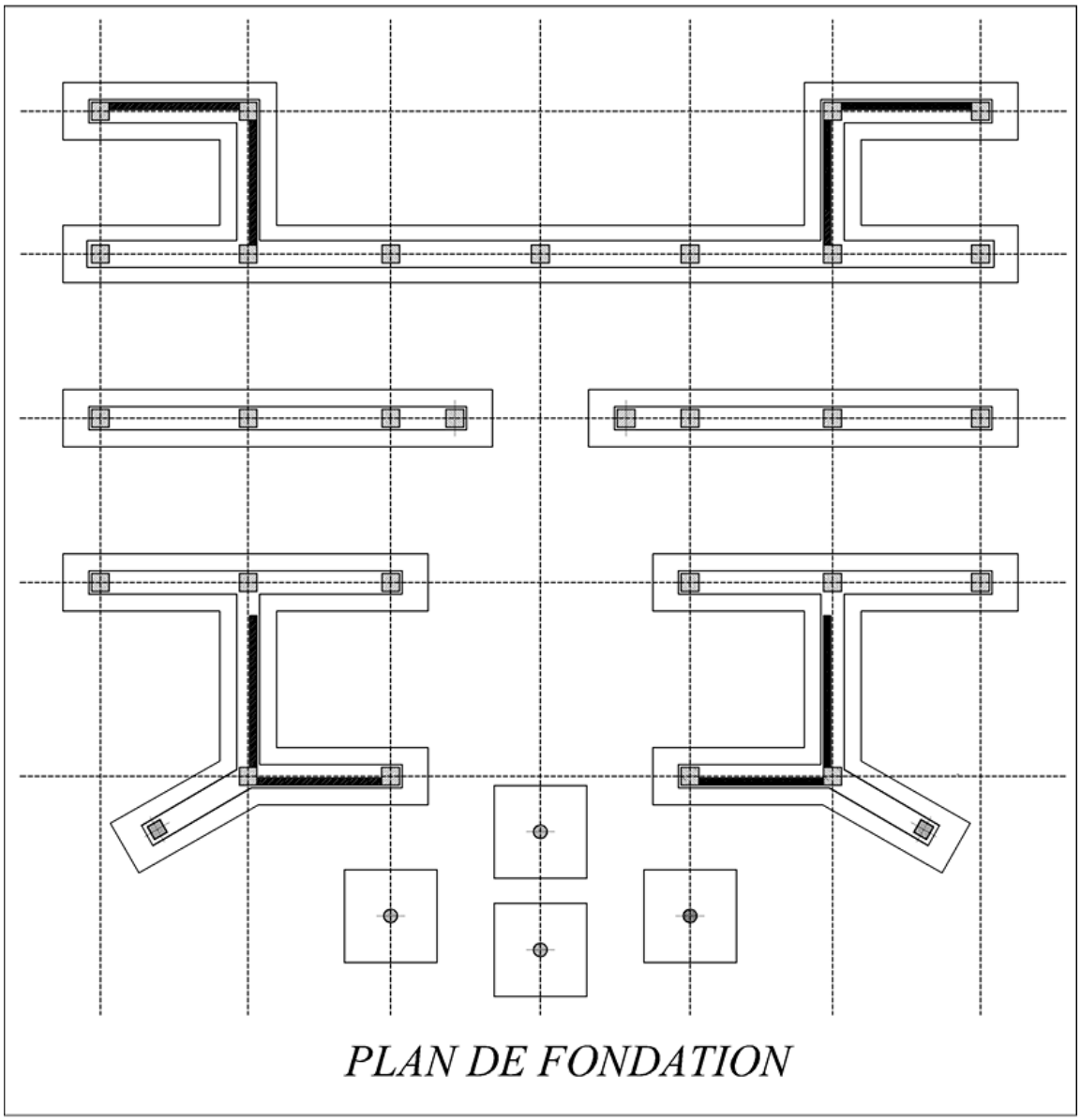


Figure VI.-2 : Le choix final des semelles.

VI.7.Calcul des semelles isolées :

VI.7.1 Dimensionnement des semelles isolées :

Semelle	N.service (KN)	ϭsol (bar)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (cm)	$h._{choisie}$ (cm)
Si	966.64	1.8	2.3	2.3	2.6	2.6	58	60

Tableau VI.-1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

VI.7.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{Nser + Premblais + Psemelle}{Ssemelle} \leq [\sigma sol]$$

Semelle	Nser (KN)	$Poids_{semelle}$ (KN)	$Poids_{remblais}$ (KN)	ϭcal (MPA)	ϭsol (MPA)	ϭcal≤ϭSol
Si	966.64	101.40	95.83	0.173	0.18	Vérifiée

Tableau VI.-2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS.

VI.7.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque fondation, 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.

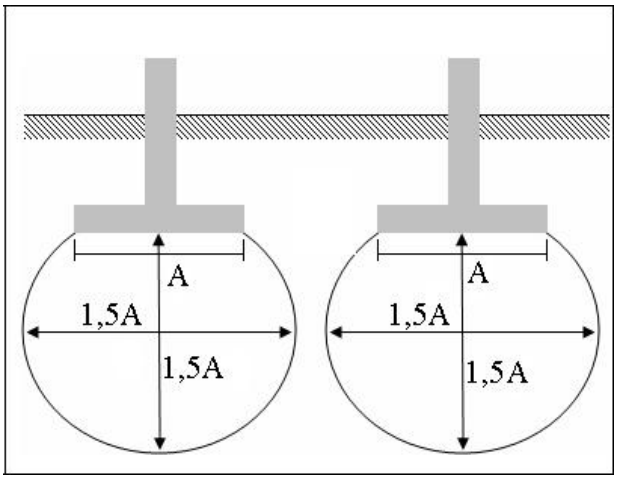


Figure VI.-3 : Les bulbes de pression sous la semelle.

Semelle	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L>1.5\frac{(A+A')}{2}$
Si-1→Si-2	2.6	2.6	3.9	4.15	Vérifiée

Tableau VI.6-3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées.

VI.7.4.Ferraillage des semelles isolées :

En plus de la répartition trapézoïdale des contraintes ($e_0 \prec \frac{B}{6}$), on ne peut appliquer la méthode des bielles que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte normale σ_1 est inférieure au $2/3$ de la contrainte moyenne σ_m ($\sigma_2 - \sigma_1 \leq \frac{2}{3}\sigma_m$)

Semelle	N **(kN)**	**M (KN.m)**	**B ouA (m)**	**b ou a (m)**	**As_x ou As_y (cm²)**	**$A_{choisie}$(cm²)**	**e (cm)**
Si	1330.27	10.75	2.6	0.4	22.88	22HA12 =24.88	15

Tableau VI.4 : ferraillage des semelles isolées.

Armature de répartition : $A_{r\acute{e}p} = \frac{A}{4}$ xB

A_r = 16.17cm² on adopte A_r = 15HA12 = 16.96 cm² avec e=18 cm

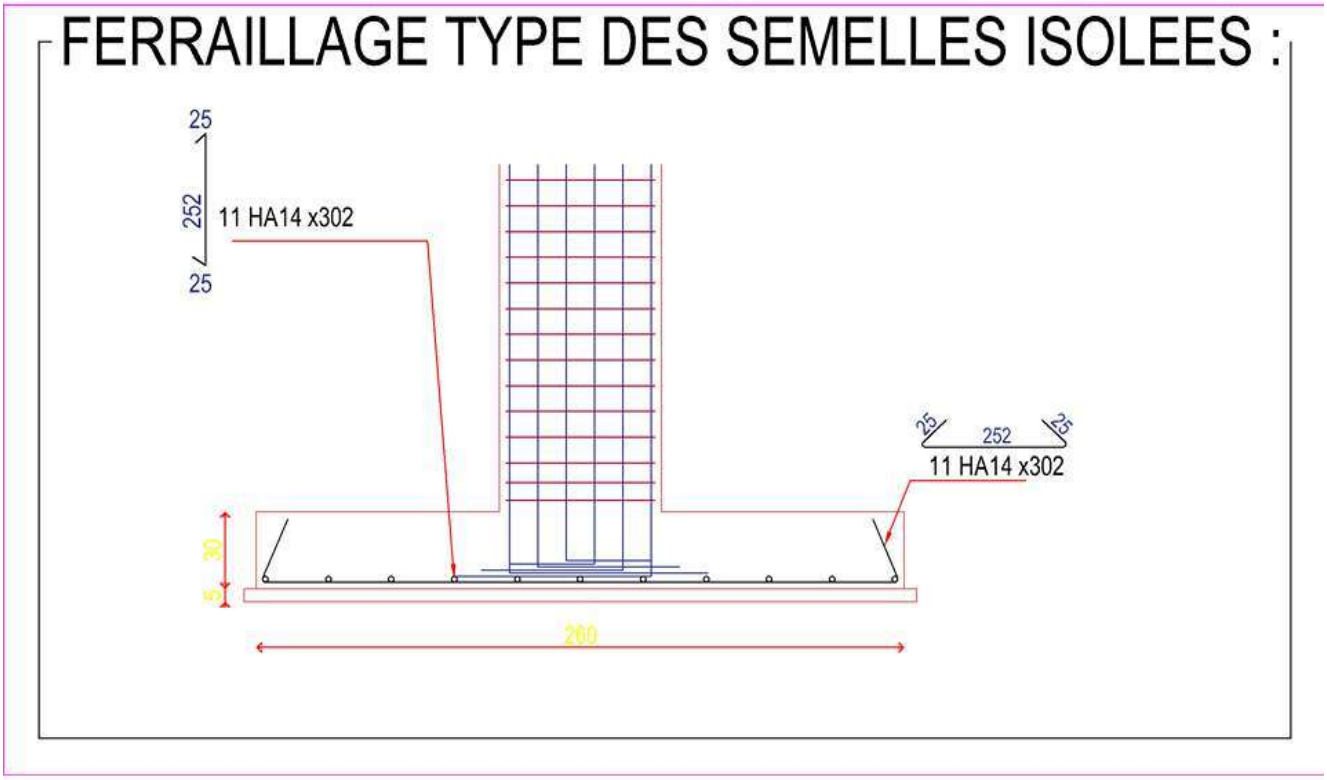


Figure VI.-5 : Ferraillage des semelles isolées.

VI.8.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.

VI.8.1.Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$\sigma \leq [\sigma sol] \quad \sigma = \frac{\Sigma Nser}{S} \Rightarrow \frac{\Sigma Nser}{L.B} \leq [\sigma sol] \Rightarrow B \geq \frac{\Sigma Nser}{L.[\sigma sol]}$ h $\geq \frac{B-b}{4}$+c

Semelle	L (m)	N (KN)	Ϭsol (MPA)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{choisie}$ (m)
SF1	11.5	3155.9	1.8	1.23	1.6	26.75	30
SF2	26.3	5969.38		0.89			

Tableau VI-5 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

VI.8.1.1.Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur 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.

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$; $l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$

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/cm3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.hp3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$Hp \geq \sqrt[3]{\frac{48.l\hat{}4.K}{\pi\hat{}4.E}}$

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	$Hp_{choisie}$(m)
PL1	0.75	4.25	0.58	1.00
PL2	0.65	4.25	0.9	0.9

Tableau VI-6 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage

Donc la section de la poutre de libage : 75x100 cm² .

VI.8.1.2.Ferraillage de la poutre de libage :

Poutre de libage	**En Appui :**			**En Travée :**		
	Ma (KN.m)	**As_2 (cm²)**	**$As_{2choisie}$ (cm²)**	**Mt (KN.m)**	**As_1(cm²)**	**$As_{1choisie}$ (cm²)**
PL1	1304.40	41.80	11HA16+13HA14=42.13	779.22	24.10	8HA14+8HA14=24.63
PL2	933.05	33.23	3HA16+18HA14=33.74	753.20	26.39	11HA16+3HA14=26.73

Tableau VI-7 : Ferraillage de la poutre de libage.

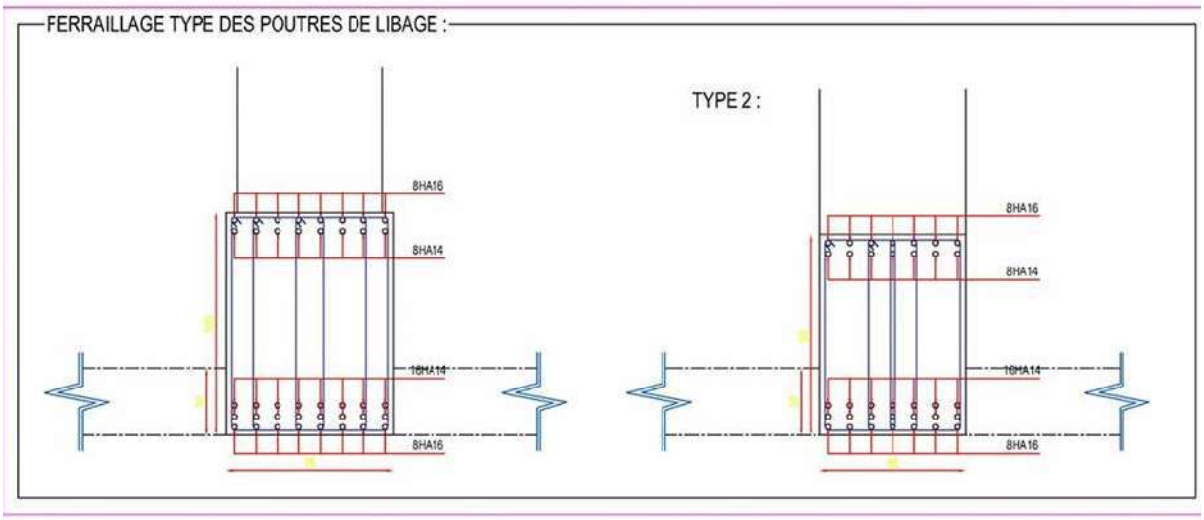


Figure VI.-6 : Ferraillage des poutres de libage.

VI.8.2.Ferraillage de la semelle Filante :

Semelle	As **(cm²)**	**$As_{choisie}$ (cm²)**	e**(cm)**
SF1	48.53	32HA14=49.26	13
SF2	30.72	28HA=31.67	15

Tableau VI-8 : Ferraillage de la semelle Filante.

$A_{rép1}$ = 19.70cm² on adopte $A_{rép1}$ = 14HA12 = 15.83 cm² avec e=13 cm

$A_{rép2}$ = 12.66cm² on adopte $A_{rép}$ = 12HA12 = 13.57 cm² avec e=15 cm

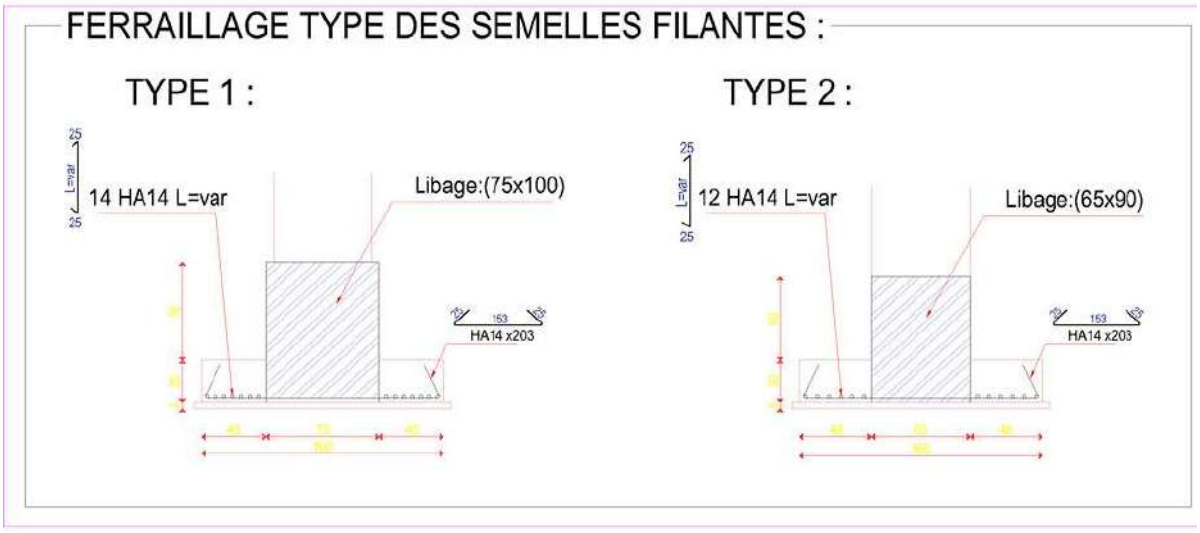


Figure VI.6-7 : Ferraillage des semelles filantes.

VI.8.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\frac{(\sigma = \sum Nser + Premblais + Psemelle + Pp.libage}{S} \leq [\sigma sol]_{semelle}$$

Semelle	L (m)	N (KN)	$Poids_{semelle}$ (KN)	$Poids_{remblais}$ (KN)	$Poids_{p.libage}$ (KN)	σ (Mpa)	Бsol (Mpa)	$\sigma \leq \sigma sol$
SF1	11.5	3155.9	138.00	421.09	215.62	0.172	0.18	Vérifiée
SF2	26.3	5969.38	394.50	1250.99	380.25	0.113	0.18	Vérifiée

Tableau VI-9 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

VI.9.Vérification de la stabilité au renversement article[10.1.5](RPA99v2003) :

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Semelle	Nu(KN)	Mu(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
Si	1330.27	10.75	0.008	2.6	0.65	Vérifiée

Tableau VI-10 : Vérification stabilité au renversement des semelles isolées.

Semelle	Nu(KN)	Mu(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF1	2165.83	126.76	0.05	1.6	0.4	Vérifiée
SF2	2127.68	61.70	0.02	1.6	0.4	Vérifiée

Tableau VI-11 : Vérification stabilité au renversement des semelles filantes.

VI.10.Ferraillage des longrines article[10.1.1](RPA99V2003) :

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

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

Site S3 :25 cm x 30 cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x30 cm²

α=12 (zone IIa,S3).

VI.10.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

• VI.10.1.1.Armatures longitudinales :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec : α=12 $A = \frac{F}{\sigma s}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Section (cm²)	Nu (KN)	F(KN)	$A_{.calculée}$ (cm2)	$A_{.choisie}$(cm²)	A.MinCBA (cm2)	A.Min RPA (cm2)	Vérification
30x30	2343.90	195.32	5.61	4HA16+2HA14= 11.12	0.96	5.40	Vérifiée

Tableau VI-12 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Vérification des contraintes à l'état limite de service :
Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

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

$$\sigma s = \frac{F}{Achoisie}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 201.63\text{MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma s \leq \overline{\sigma_s}$

B (cm2)	Nser (KN)	F(KN)	A.adoptée(cm²)	σs(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	2615.57	217.96	11.12	176.91	201.63	Vérifiée

Tableau VI-13 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.

VI.10.1.2.Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm2)	τu (Mpa)	St (cm)	At (cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At (cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At choisie (cm2)
30x30	2.09	10	0.30	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

Tableau VI-14 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les 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.
D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.
Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.
Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité. Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.
D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.
Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.
Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Référence bibliographique

Documents réglementaires :

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93. [1]

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.v.2003 [2]

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22. [3]

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- SAP 2000 v17.1
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2013
- EXCEL