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

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option:structure

Thème :

Etude d'un batiment en R+6 ètage à usage d'habitation

Etudié par :

Boukhalfa Islam

Benomier Hichem

Encadré par :

Dr:Touzout Mohamed Amine

Promotion Juin 2018

Remerciement

Nous tenons tout d’abord à remercier Dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d’accomplir ce Modeste travail.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l’honneur qu’ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail. Aussi les enseignants de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation. Veuillez trouver dans ce travail l’expression de notre respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

Dédicace

J’ai la grande joie de dédier cet humble effort :
A mes chers parents, mes sœurs Ihcene, Yousra, Aya et le petit frère Abderrahmane, pour tous leurs sacrifices, leur soutien leurs prières. A toute ma famille pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral, tout au long de mon parcours universitaire, a mes amis de toujours.
Que ce travail soit l’accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible.

Mes professeurs qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

Dédicace

J’ai la grande joie de dédier cet humble effort :
A mes chers parents, mes sœurs Ihcene, Yousra, Aya et le petit frère Abderrahmane, pour tous leurs sacrifices, leur soutien leurs prières. A toute ma famille pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral, tout au long de mon parcours universitaire, a mes amis de toujours.
Que ce travail soit l’accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible.

Mes professeurs qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II

Figure. II.1. Surface reprise par le poteau le plus sollicité……..P17

CHAPITRE III

Figure. II.2 Vue en plan et vue en 3D du voile……...P21

Figure III.1: L'acrotère……P23

Figure III.2.Schéma de poutrelle……P26

Figure III.3.Poutrelles à deux travées……..P26

Figure III.4. Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U……P26

Figure III.5.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U……P30

Figure III.6.Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.S……..P30

Figure III.7.Poutrelle à quatre travées……P30

Figure III.8.Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U……...P31

Figure III.9.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées l'E.L.U……..P31

Figure III.10.Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S……..P32

Figure III.11: disposition constructive des armatures de Poutrelle……P35

Figure III.12. Schéma statique d'escalier……...P37

Figure III.13.Chargement dans l'escalier à l'E.L.U……P39

Figure III.14. Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U……...P40

Figure III.15. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'E.L.U……...P40

Figure III.16.Chargement dans l'escalier à l'E.L.S……..P41

Figure III.17.Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S……P42

Figure III.18.Dalle plaine (triangulaires)……P49

Figure III.19. Ferraillage de dalle plaine……P53

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : disposition des voiles……...P57

Figure IV.2 : Le spectre de réponse suivant x,y……P62

Figure IV.3:comportement des trois premiers modes……P67

CHAPITRE V

Figure V.1 : Ferraillage d'un Poutre principale……P83

Figure V.2 : Ferraillage d'un Poutre secondaires……..P83

Figure V.3 : Ferraillage des poteaux……P89

Figure V.4: Moments et efforts tranchants dans les linteaux……P98

Figure V.5 : Armatures des linteaux selon le RPA 99……..P98

Figure V.6 : Ferraillage des voiles pleines……..P103

Figure V.7 : Ferraillage des voiles avec ouverture……P103

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……P106

Figure VI.2 : Les bulbes de pression sous la semelle……..P108

Figure VI.3 : Ferraillage Poutre de libage en travée……P119

Figure VI.4 : Figure VI.3 : Ferraillage Poutre de libage en appuis……..P119

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I -1 : dimensions du bâtiment……P02

CHAPITRE II

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple……P10

Tableau II-2 : charge permanente du mur double-cloison……..P10

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher……...P11

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher……...P11

Tableau II-5 : Charge permanente du plancher (dalle pleine)……P12

Tableau II-6 : Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)……P12

Tableau II.7.Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier……P13

Tableau II.8.Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier……...P13

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poutres……P14

Tableau II.10.Calcul l'effort Nu du Bloc……P16

Tableau II.11.Détermination des charges d'exploitations……..P18

Tableau II.12. Détermination des charges permanentes……P18

Tableau II.13Vérification du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)……..P19

Tableau II.14 Vérification des sections selon le RPA99 version2003……P19

Tableau II.15. Conditions aux zones nodales……P20

CHAPITRE III

Tableau III.1. Les charges de la poutrelle avant coulage……P27

Tableau III.2.nombre Des étaiements……..P28

Tableau III.3.Détermination des efforts à l'Etat Limite ELU……P29

Tableau III.4.Détermination des efforts à l'Etat Limite ELS……..P30

Tableau III.5.Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées(ELU)……P31

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)…….P32

Tableau III.7. Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis……...P32

Tableau III.8. Ferraillage des poutrelles en travée et en appuis……..P33

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'état limite de service……..P33

Tableau III.10. Vérification des contraintes de cisaillement……...P34

Tableau III.11. Vérification de la flèche…….P35

Tableau III.12. Les caractéristiques géométriques pour les deux volées……P38

Tableau III.13.Combinaisons des charges dans l'escalier……P39

Tableau III.14.Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis…….P42

Tableau III.15.Caractéristiques de l'escalier et de matériau……P42

Tableau III.16.Section d'armatures longitudinales dans l'escalier……...P42

Tableau III.17.Vérification de la section d'armatures…….P43

Tableau III.18.Section d'armatures de répartition dans l'escalier……....P43

Tableau III.19. Vérification de l'espacement……..P43

Tableau III.20. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS…….P44

Tableau III.21.Vérification la flèche de l'escalier……P44

Tableau III.22.Les Efforts de la poutre brisée…….P45

Tableau III.23.Caractéristiques de poutre brisée…….P46

Tableau III.24.Section d'armatures longitudinales dans poutre brisée……P46

Tableau III.25.Vérification de la section d'armatures…….P46

Tableau III.26.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….P47

Tableau III.27. Ferraillage des dalles triangulaires…….P52

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Coordonnées du centre de masse et Centre de Rigidité de la structure……..…..P59

Tableau IV.2 : la distance entre le centre de masse et le centre de torsion…….……P59

Tableau IV.3 : calcul de l'excentricité accidentelle…….…...P60

Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X…….……P63

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)…….…….P63

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y……..…P64

Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)……..….P64

Tableau IV.8 : Valeurs des pénalités Pq……..……P65

Tableau IV.9 : Vérification de comportement des trois premiers modes……..…..P66

Tableau IV.10 : vérification de participation massique……..….P67

Tableau IV.11: Calcul de la force sismique totale……..…P68

Tableau IV.12:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..….P69

Tableau IV.13 : les forces sismiques de chaque niveau……..…P70

Tableau IV.14 : calcul du moment de renversement……..….P70

Tableau IV.15 : calcul du moment stabilisant……..…P71

Tableau IV.16:Vérification de stabilisation……..…P71

Tableau IV.17:Vérification l'effet P-Δ suivant X……...P72

Tableau IV.18:Vérification l'effet P-Δ suivant Y……...P73

Tableau IV.19:Vérification des déplacements inter-étage suivant x……...P73

Tableau IV.20:Vérification des déplacements inter-étage suivant y……..P74

Tableau IV.21:Vérification de cisaillement des poutres……..…P74

Tableau IV.22:Vérification de cisaillement des voiles……...P75

Tableau IV.23:les nouvelles sections choisis……P76

Tableau IV.24:Vérification de l'effort normal réduit à la base……P76

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Les données de calcul……P79
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales et Poutres secondaires……...P80
Tableau V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS……P80
Tableau V.4: Vérification des sections selon le RPA99 et CBA93……P80
Tableau V.5: condition de la flèche……P81
Tableau V.6: Vérification de la flèche des poutres principales……...P81
Tableau V.7 : Vérification de la flèche des Poutres secondaires……P82
Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement……P82
Tableau V.9: Ferraillage transversal des poutres et leur espacement……..P83
Tableau V.10 : Ferraillage longitudinal des poteaux……..P86
Tableau V.11 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……P87
Tableau V.12 : d'armatures transversales……P89
Tableau V.13 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……P91
Tableau V.14: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……P92
Tableau V.15 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains……P92
Tableau V.16 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……P93
Tableau V.17 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……...P93
Tableau V.18 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins……...P93
Tableau V.19 : calcul des armatures horizontaux des voiles pleins. Suivant x,y……P94
Tableau V.20 : diamètre des armatures transversales……..P94
Tableau V.21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles avec ouverture (trumeau)…….P95
Tableau V.22 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……..P95
Tableau V.23 : Vérification des armatures a ELS des voiles avec ouverture……P96
Tableau V.24 : Calcul des armateurs verticaux des voiles avec ouverture (trumeau)…….P96
Tableau V.25 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA…….P96
Tableau V.26 : Vérification des armatures a ELS des voiles avec ouverture……P97

Tableau V.27 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……P99

Tableau V.28 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……...P99

Tableau V.29 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..P100

Tableau V.30 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux…….P100

Tableau V.31 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..P101

Tableau V.32 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux…….P101

Tableau V.33 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..…P102

Tableau V.34 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……..…P102

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..P107

Tableau VI.2: Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS……P107

Tableau VI.3: Vérification chevauchement entre les semelles isolées……P108

Tableau VI.4: Vérification chevauchement entre les semelles filantes……..P109

Tableau VI.5: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……P109

Tableau VI.6: Dimensionnement de la poutre de libage……P111

Tableau VI.7: Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS……..P112

Tableau VI.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……P113

Tableau VI.9: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)……..P114

Tableau VI.10 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile……P115

Tableau VI.11: Ferraillages des semelles filantes sous un voile……..…P115

Tableau VI.12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……....P116

Tableau VI.13 : Détermination des moments de la poutre de libage……..P117

Tableau VI.14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……P117

Tableau VI.15: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…..…P117

Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……..P118

Tableau VI.17:Vérification de la flèche……...P118

Tableau VI.18 : Ferraillage longitudinal des longrines……P120

Tableau VI.19 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……P121

Tableau VI.20 : Calcul des armatures transversales des longrines……...P121

Sommaire

CHAPITRE I

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

I.1.1.Dimensions en plan du bâtiment……..*2*

I.1.2.*Système de contreventement*……..*2*

I.1.3.Les planchers ……2

I.1.4.Maçonnerie:……3

I.1.5.L'acrotère ……*3*

I.1.6.Les escaliers:……*3*

I.1.7.L'infrastructure……*3*

I.1.8.Revêtement……*3*

I.1.9. Les Balcons……*3*

I.2.Caractéristique mécanique des matériaux……4

I.3.Module d'élasticité ……4

I.3.2.Module d'élasticité transversale……*4*

I.3.2.1. Contraintes limites……*5*

I.4.Acier:……5

I.4.1.Type d'acier……*5*

I.4.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier……*5*

I.4.2.1.Contraintes limites ……6

CHAPITRE II

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :……8

II.1. Introduction…….. ..8

II.2.Pré dimensionnement des planchers……8

II.2.1. Plancher à corps creux……8

II.2.2. Les dalles pleines ……9

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations ……10

II.3.1. Maçonnerie……10

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) ……10

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) ……10

II.3.2. Plancher terrasse……11

II.3.2.a. Charges permanentes……11

II.3.2.b. Charges d'exploitation……..11
II.3.3. Plancher courant……...11
II.3.3.a. Charges permanentes……11
II.3.3.b. charges d'exploitation……12
II.3.4. Dalle pleine……...12
II.3.4.a Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)……12
II.3.4.b Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……..12
II.3.5. Escaliers……..13
II.3.5.1. *Charges Permanentes*……*13*
II.4. ***Pré dimensionnement des poutres***……*14*
II.5. ***Pré dimensionnement des poteaux***……*15*
II .5.1.Étapes de Pré dimensionnement ……15
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement……16
II .5.3. Calcul de l'effort Nu……..16
II .5.4. La surface reprise par le poteau plus sollicité……...17
II .5.5. Descente des charges……17
II .5.5.a. Charge d'exploitation……17
II .5.5. b. Charge permanente……18
II.5.6. L'effort normal a l'état limite ultime……18
II.6. ***Pré dimensionnement des voiles***……*20*

CHAPITRE III

III.1.Introduction……23
III.2.Acrotère . . .……23
III.2.1.Introduction ……...23
III.2.2.Evaluation des charges et surcharges d'exploitation……23
III.2.3.Charge permanente……23
III.2.4.Charge d'exploitation……23
III.2.5.Combinaisons d'action……...24
III.2.6.Sollicitation à l'ELU……..24
III.2.7.Sollicitation à l'ELS……...24
III.2.3.Ferraillage à L'ELU ……..24
III.2.3.1.Flexion composé ……24
III.2.3.2.vérification des contraintes à L'ELS ……..24

III.2.3.3.Calcul des armatures de répartition ……25
III.2.3.4.Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU……25

III.3.Les poutrelles……26

III.3.1.Introduction……26
III.3.2.Calcul Les poutrelles…….26
III.3.2.1.Avant coulage…….26
III.3.2.2.Calcul des étaiements……..27
III.3.3.Après coulage…….28
III.3.3.1.Méthodes de calcul……..28
III.3.3.2. Détermination les efforts……29
III.3.3.3.Calcul de ferraillage……33
III.3.3.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service (CBA93 Art.4.5.3)……..33
III.3.3.5.Vérification des contraintes de cisaillement (CBA93 Art.5.1.2.1.1) …….33
III.3.3.6. vérification de la flèche……..35
III.4.Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]……...36
III.4.1.Armatures perpendiculaires aux nervures…….36
III.4.2.Armatures parallèles aux nervures ……...37

III.5.LES ESCALIERS…….…..37

III.5.1.Terminologie…….….37

III.5.1.1.Dimensionnement…….….37

III.5.1.2.Détermination d'épaisseur de palliasse et de palier……..38

III.5.2.Evaluation des charges et surcharges……..39

III.5.2.1.Détermination des sollicitations……..39

III.5.2.2.Détermination des efforts……39

III.5.3.Ferraillage……42

III.5.3.1.Armatures longitudinales……...42

III.5.3.2.Armatures de répartition…….43

III.5.3.3.Vérification de l'espacement……43

III.5.3.4.Vérification à l'ELS……..43

III.5.3.5.Vérification de l'effort tranchant……44

III.5.4. Calcul de la poutre brisée……..…45

III.5.4.1.Pré dimensionnement……45
III.5.4.2.Charges revenants à la poutre……...45
III.5.4.3.Calcul des efforts……..45
III.5.4.4.Ferraillage de la poutre brisée ……..46
III.5.4.5.Vérifications:……46
III.5.4.6.Vérification de la flèche:……...48
III.6.Plancher à dalles pleines……..48
III.6.1. Définition ……...48
III.6.2.Calcul des moments (principe du travail virtuel)……48
III.6.2.1.Travail externe ……49
III.6.2.2.Travail interne……...49
III.6.3.Calcul des dalles triangulaires……49
III.6.3.1.Calcul de la charge totale……49
III.6.3.2.Détermination de M……50
III.6.3.3.Calcul du ferraillage à l'ELU……...51
III.6.3.4.Vérification de l'effort tranchant ……53
III.6.3.5.Vérification de la flèche……...53

CHAPITRE IV

IV.INTRODUCTION ……56
IV.1DEPOSITION DES VOILES……56
IV.2.CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE……..57
IV.2.1.a. Centre de masse……...57
IV.2.1.b. Centre de torsion……58
IV.2.2.Calcul d'excentricité selon RPA version 2003……58
IV.2.2.1.Excentricité admissible……58
IV.2.2.2.Excentricité……...59
IV.2.2.3.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]……...60
IV.2.2.4.Excentricité théorique résultant des plans……60
IV.2.3. Effet de la torsion accidentelle……...60
IV.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL……...61
IV.3.1.METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE……..61

IV.3.1.a. PRINCIPE……61
IV.3.1.b. MODELISATION ……..61
IV.3.1.c. Spectre de réponse de calcul ……...61
IV.3.1.e. Facteur de correction d'amortissement η ……62
IV.3.1.d. Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003]……..63
IV.3.1.f.1.Justification du coefficient de comportement R……63
IV.3.1.g. Facteur de qualité Q ……...64
IV.3.1.h. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2……..65
IV.3.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique……65
IV.3.2.1.Vérification de comportement des trois premiers modes ……..66
IV.3.2.2.Vérification de participation massique……67
IV.3.2.3.Vérification de la force sismique V à la base……..68
IV.3.2.4.Calcul de la force sismique totale……68
IV.3.2.5.Vérification de la stabilité au renversement……69
IV.3.2.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……72
IV.3.3.Résistance des éléments……....73
IV.3.3.1.Vérification des déplacements inter-étages ……74
IV.3.3.2.Vérification de cisaillement des éléments…….....75
IV.3.3.3.Vérification de l'effort normal réduit à la base…….....75

CHAPITRE V

V.1. Introduction……79
V.2.Ferraillage des poutres……79
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres……..79
V.2.1.a. Vérification des contraintes à l'ELS……..80
V.2.1.b. Vérification de la flèche……81
V.2.1.c. Poutre principale……81
V.2.1.d. Poutres secondaires……82
V.2.1.e. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou à l'ACC……82
V.2.2. Ferraillage transversal des poutres……...82
V.3. Ferraillage des poteaux……84
V.3.Introduction ……84
V.3.1. Armatures longitudinales ……84
V.3.1.a. Recommandations selon les règlements……84

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage……85
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme……85
V.3.1.d. Vérification des contraintes à l'état limite de service……...87
V.3.2.Armatures transversales……87
V.4.Ferraillages des voiles ……...90
V.4.1.Ferraillage des voiles pleins……..91
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales……91
V.4.1.2. Vérification des armatures à ELS……92
V.4.1.3. Calcul des armateurs horizontaux ……94
V.4.1.4. Armatures transversales ……94
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures……95
V.4.2.1.Les trumeaux ……..95
V.4.2.2. Armatures verticales ……..95
V.4.2.3.Les linteaux……..97
V.4.3.Ferraillage des linteaux ……...99

CHAPITRE VI

VI.1.INTRODUCTION……105
VI.1.a. Système structural adopté. FONDATIONS SUPERFICIELLES……....105
VI.1.b. CHOIX DU TYPE DE FONDATION……....105
VI.1.c. ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE……105
VI.2. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES……..106
VI.2.1.Dimensionnement des semelles isolées ……...106
VI.2.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS……107
VI.2.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles……107
VI.3. CALCUL DES SEMELLES FILANTES……108
VI.3.1.Dimensionnement des semelles filantes dans une seule direction……109
VI.3.2.Dimensionnement des semelles filantes croisées……109
VI.3.3.Vérification de poinçonnement de la Semelle filante ……..110
VI.4.Poutre de libage ……110
VI.4.1.Dimensionnement de la poutre de libage……..110
VI.4.2.Vérification de poinçonnement de la poutre de libage……..111
VI.4.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS……111
VI.5.Ferraillage……..113

VI.5.1.Les semelles filantes…….113
VI.5.1.a. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux……113
VI.5.1.b. Semelle filante (continue) sous un voile……...114
VI.6.Poutre de libage…….116
VI.6.1.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage …….116
VI.6.2.Détermination des moments de la poutre de libage…….117
VI.6.3.Vérification des contraintes à l'ELS……117
VI.7.Ferraillage des longrines……..119
VI.7.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime……120
VI.7.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service …….120
VI.7.3.Calcul des armatures transversales……...121

Notations

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$\boldsymbol{A_t}$**:** Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

$\mathbf{B_r}$: Section réduite du béton d'un poteau.

$\mathbf{B_t}$**:** Section de la partie tendue.

$\mathbf{L_t}$**:** Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

$\mathbf{E_{vj}}$: Module de déformation longitudinale différée du béton.

$\mathbf{E_{ij}}$: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

$\mathbf{E_s}$: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

$\mathbf{I_e}$ **:** Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : moment isostatique.

$\mathbf{M_t}$: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$\mathbf{M_a}$: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$\mathbf{M_u}$: Moment fléchissant à l'E.L.U.

$\mathbf{M_{ser}}$ **:** Moment fléchissant à l'E.L.S

N: Effort normal.

$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal à l'E.L.S.

$\mathbf{N_u}$: Effort normal ultime.

$\mathbf{T_u}$: Effort tranchant ultime.

$\mathbf{T_w}$: Effort tranchant à gauche.

$\mathbf{T_e}$: Effort tranchant à droite.

$\mathbf{T_{ser}}$ **:** Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

$\mathbf{R_a}$ **:** Réaction à gauche.

$\mathbf{R_b}$: Réaction à droite.

$\mathbf{S_t}$ **:** Espacement d'armature transversale.

$\mathbf{S_{rep}}$: Espacement de répartition.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

V : Charge sismique.

D : débord de radier

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

$\mathbf{b_0}$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

$\mathbf{C_1}$**,** $\mathbf{C_2}$**, C, C'** : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

$\mathbf{e_p}$: Épaisseur.

a : épaisseur du voile.

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

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

$\mathbf{f_e}$ **:** Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

$\mathbf{l_f}$ **:** Longueur de flambement,

- **Majuscules grecques** :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية مكونة من (طابق أرضي + ستة طوابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناؤها في ولاية تيبازة والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III.ونضمن مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة(عارضات وأعمدة + جدران خراسانية مسلحة)

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
* قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج لحساب الهياكل «SAP2000 version19.2.1»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet vise à étudier bâtiment composé de (rez-de-chaussée + six étages) avec l'utilisation de bâtiments résidentiels et prévu construit en Tipaza et classée comme zone sismique III. Et d'assurer une résistance à la construction de chaque charges verticales et horizontales garantis et réalisés par une (des poutres de restructuration mixte et colonnes + murs béton armé)

La mesure des dimensions et des résultats de tous les éléments de résistance était conforme aux normes et lois en vigueur en Algérie:

* Bases en béton armé. * Bases algériennes résistantes aux séismes.

L'étude sismique a été réalisée selon la méthode numérique, qui repose principalement sur la méthode des éléments finis en utilisant les techniques du programme de calcul structurel «SAP2000 version19.2.1»

Au final nous avons étudié l'infrastructure du bâtiment et cela en calculant les fondations.

Summary

This project aims to study building consisting of (ground floor + six floors) with the use of residential and planned buildings built in Tipaza and classified as seismic zone III. And to ensure a resistance to the construction of each vertical and horizontal loads guaranteed and realized by a (mixed restructuring beams and columns + reinforced concrete walls)

The measurement of the dimensions and the results of all the elements of resistance was in conformity with the norms and laws in force in Algeria:

* Reinforced concrete bases. * Bases Algerian seismic resistant.

The seismic survey was carried out using the numerical method, which relies mainly on the finite element method using the techniques of the "SAP2000 version19.2.1" structural calculation program.

In the end we studied the infrastructure of the building and that by calculating the foundations.

Introduction générale

Dans ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composé de six étage plus un rez-chaussé et qui sera implantée à la wilaya de TIPAZA. C'est une zone de forte sismicité (zone III).

le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé.

Le premier chapitre consiste à une présentation générale de l'ouvrage et ses caractéristiques.

On procède au second chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles).

On s'intéresse au troisième chapitre au calcul des éléments secondaires (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalle pleine) et les vérifications nécessaires.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique par un logiciel de Calcul des structures «SAP2000».

les différents résultats obtenus servent à la détermination de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles) qui est présenté dans le cinquième chapitre.

Dans le dernier chapitre, on a exposé l'étude de l'infrastructure de notre bâtiment en Connaissant la nature du sol et ses caractéristiques.

A la fin on terminera avec une conclusion générale.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

I.INTRODUTION:

Il s'agit d'un bâtiment (bloc de forme angulaire) en RDC + 6 étages à usage d'habitation qui sera implanté a TIPAZA C'est une zone de sismicité élevée (zone III) selon la classification et conformément au RPA 99 version 2003. Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.1.Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

Le projet en question est composé de (07) niveaux en superstructure dont un rez-de-chaussée et (06) étages courants avec terrasse inaccessible.

I.1.1.Dimensions en plan du bâtiment:

Tableau I -1 : dimensions du bâtiment

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : Lx=26.40m Largeur totale du bâtiment : Ly=26.40m	Hauteur totale du bâtiment: H=22.61 *m* Hauteur de l'étage courant: h =3.23*m* Hauteur de RDC:……. h=3.23m

I.1.2.*Système de contreventement:*

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 20 m, alors le règlement parasismique Algérien **(**RPA99 version 2003 **Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 [1])** préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises totalement par les voiles, et on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

I.1.3.Les planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

On distingue 2 types de plancher :

- Plancher à corps creux.

- Plancher à dalle pleine.

I.1.4.Maçonnerie:

On a deux types:

- ***Murs extérieurs (double cloison):*** sont composés de :
  - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  - Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- ***Murs intérieurs (simple cloison)*** : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.1.5.L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile en béton armée de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.1.6.Les escaliers:

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

- Escalier droit à deux volées.

I.1.7.L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol **σsol =1.5** bar, ce sont des fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes ou radier reliées par des longrines.

I.1.8.Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.1.9. Les Balcons:

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de corps creux

I.2.Caractéristique mécanique des matériaux :

Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA 93.

a. *Résistance caractéristique à la compression: ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄*

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

$$f_{cj} = \frac{J}{4,76 + 0,83\,J} \times f_{c28} \qquad \textbf{Pour} \quad f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0,95\,j} \times f_{c28} \qquad \textbf{Pour} \quad f_{c28} > 40\ Mpa$$

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

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f_{tj}= 0.6 + 0.06 f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPA

I.3.Module d'élasticité:

I.3.1.Module d'élasticité longitudinale:

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ **(Mpa)** **E_{i28}=32164,195 MPa. ►►Art [A.2.1.2.1] ◄◄**

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ **(Mpa)** **E_{v28}=10721,40 MPa. ►►Art [A.2.1.2.2] ◄◄**

I.3.2.Module d'élasticité transversale:

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

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

I.3.2.1. Contraintes limites :

a. *Contrainte de cisaillement :*

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

Fissuration peu nuisible :

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

b. *contrainte-déformation: [2] ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄*

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

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

Avec γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

- γ_b= 1,5 Pour une combinaison fondamentale.
- γ_b= 1,15 Pour une combinaison accidentelle.
- θ = 1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures
- θ = 0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ = 0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.Acier:

I.4.1.Type d'acier:

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

- **une surface lisse**
- **une surface rugueuse**

Chacune ayant sa propre utilité.

I.4.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quelque soit la nuance de l'acier utilisé : $Es = 2 \times 10^5\ Mpa$

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4.2.1.Contraintes limites :

a)Etat Limite Ultime (E.L.U) :

- f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 \ Mpa$
- E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 \ Mpa$
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

b)Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ …… pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ ……pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

CHAPITRE 2 : PRÉDIMENSION-NEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du CBA93 et RPA99 Version 2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le pré dimensionnement des poteaux se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et recevant les différentes charges. Pour nôtre bâtiment, il existe deux types de planchers :

II.2.1. *Plancher à corps creux :* CBA93 : ►►Art [B.7.2] ◄◄

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

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

ht : l'épaisseur du plancher

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée entraxe). Pour notre bloc, L= 3.70cm

$$3.70/25 \leq ht \leq 3.70/20 \Rightarrow 14.8\ cm \leq ht \leq 18.5\ cm$$

$$ht \geq 370/22.5 \Rightarrow ht \geq 16.44\ cm,$$

On adopte :ht=20 cm ht = d+e

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression. ⇒ ht = 16+4 cm.

II.2.2. *Les dalles pleines :* CBA93 : ►►Art [B.7.2] ◄◄

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

- ***Critère de résistance* :**

  – dalle reposant sur 3

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

  – dalle reposant sur deux appuis :

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

Où e_p : Épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 2.80m.

$$280 / 45 \leq e_p \leq 280/40 \Rightarrow 6.22 \leq e_p \leq 7 \text{ cm}$$

- ***Sécurité contre l'incendie :***

$\boldsymbol{e_p}$ = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$\boldsymbol{e_p}$ = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures

$\boldsymbol{e_p}$ = 17.5 cm : Pour quatre heures de coup de feu

- **Condition de la flèche :**

Si L ≤ 5m $\rightarrow f \leq \frac{L}{500}$

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

Remarque :

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

❖ **Isolation phonique :[2]**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

Conclusion :

Après avoir vérifié toutes ces condition, on adopte : ep = 15cm

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

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple

N	Composants	Épaisseur	Poids volumiques	Poids surfaciques	Reference
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DRT.B.C.2.2.page38
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	DTR.B.C.2.2.Article Anx P38
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR.B.C2.2.page38
			G	**1.62**	

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

Tableau II-2 : charge permanente du mur double-cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DRT.B.C.2.2.page38
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	DTR.B.C.2.2.Article anex
3	Lame d'aire	0.05	-	-	
4	Brique creuse	0.10	9	0.9	DTR.B.C.2.2.Article anex
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DRT.B.C.2.2.page38
			G	**2.52**	

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)	Reference
1	Gravillon roulé	0.05	1	DTR.B.C.2.2.Anex C.5 Page41
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12	DTR.B.C.2.2.Anex C.5 Page41
3	Papier kraft	-	0.05	
4	Forme de pente	0,10	2.2	DTR.B.C.2.2.Anex B. Page35
5	Plaque de polystyrène	0.04	0.42	
6	Pare vapeur	0.01	0.06	
7	Film polyane	0.01	0.01	
8	Planche corps creux	(16+4) cm	2.80	
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2	
		G	**6.86**	

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible $Q = 1\ KN/m^2$.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)	Reference
1	Carrelage	0.02	0.4	DTR.B.C.2.2.Page 40
2	Mortier de pose	0.02	0.40	DTR.B.C.2.2.Anex CA Revêtement planché
3	Lit de sable	0.03	0.54	DTR.B.C.2.2.Anex 6A.Page 33
4	Planche corps creux	(16+4)cm	2.8	DTR.B.C.2.2.Anex C.3 Planché
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2	DTR.B.C.2.2.Anex C.2.Page38
6	mur simple cloison	0.1	1.62	
		G	**5.96**	

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation **$Q=1.5KN/m^2$**

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

Tableau II-5 : Charge permanente du plancher (dalle pleine)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique	Reference
1	Gravillon roulé	0.05	1	DTR.B.C.2.2.Anex C.5
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12	DTR.B.C.2.2.Anex C.5 Page41
3	Papier kraft	-	0.05	
4	Forme de pente	0,10	2.2	DTR.B.C.2.2.Anex B. Page35
5	Plaque de	0.04	0.42	
6	Pare vapeur	0.01	0.06	
7	Film polyane	0.01	0.01	
8	Dalle pleine	15cm	3.68	
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2	
		G	**7.74**	

II.3.4.b Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

Tableau II-6 : Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)	Reference
1	Carrelage	0.02	0.4	DTR.B.C.2.2.Page 40
2	Mortier de pose	0.02	0.40	DTR.B.C.2.2.Anex CA Revêtement planché
3	Lit de sable	0.03	0.54	DTR.B.C.2.2.Anex 6A.Page 33
4	Dalle pleine	15cm	3.68	DTR.B.C.2.2.Anex C.3 Planché
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2	DTR.B.C.2.2.Anex C.2.Page38
6	mur simple cloison	0.1	1.62	
		G	**6.84**	

II.3.5. *Escaliers :*

II.3.5.1. *Charges Permanentes :*

a. Palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de palier de l'escalier :

Tableau II.7.Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	épaisseur ((m	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage	0,02	20	0,4
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	palier	0,15	25	3.75
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**5.45**

La charge permanente de palier G=5.45KN/m^2

b. La paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau II.8.Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage	0,02	20	0,4
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0,17/2	25	2,13
5	Paillasse	-	25	4.31
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**8.14**

La charge permanente de paillasse : **G=8. 14KN/m^2**

La charge d'exploitation de tout l'escalier : **Q=2.5KN/m^2**

II.4. *Pré dimensionnement des poutres:*

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93) ► ***Art [B.6.5]*** ◄ ***[2]***.

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

- $Lmax/15 \leq h \leq Lmax/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

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

- $h \geq 30cm$ $\quad h/b \leq 4$
- $b \geq 20$ cm $\quad bmax \leq 1.5+b1$

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistances	L_{max}= 4.40 m 29.33cm ≤ h ≤ 44cm on adopte : h = 40cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm	L_{max}= 3.70m 24.66 ≤ h ≤ 37cm on adopte : h = 35cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité h/L≥1/16	(h/L=0.0909) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.094 ≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30cm	h =35 cm ; b = 30 cm

Remarque :

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

II.5. *Pré dimensionnement des poteaux:*

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [Art B.8.11]

II .5.1.*Étapes de Pré dimensionnement :*

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

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$Min\ (b_1; h_1) \geq 25\ cm \quad , Min\ (b_1; h_1) \geq \frac{he}{20} \quad , Min\ (b_1; h_1) \geq \frac{he}{20} \ , \ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

On a :

- **Nu :** Effort normal admissible à l'ELU;
- **Br :** Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « B_r = (b-2cm) × (h-2cm) »;
- (γ_s, γ_b) **:** Coefficient de sécurité de l'acier et du béton .
- **fc28 : contrainte** caractéristique du béton à 28 jours (25MPa).
- **fe :** Résistances caractéristiques du béton et de l'acier (fe =400MPa);
- **As :** Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A=B/1000);
- **α :** Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad Pour\ \lambda \leq 50\ ;$$

$$\alpha = 0.6(\frac{50}{\lambda})^2 \; Pour \;\; 50 \leq \lambda \leq 70 \; ;$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \; ; \; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Section carrée, où :

i : Rayon de giration de la section du béton seul

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

λ: L'élancement géométrique;

Lf : Longueur de flambement.

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement:

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

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités ;
- L_0 =3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs

Et L_f =0.7 L_0 L_f =2.26 m,

II .5.3. Calcul de l'effort Nu:

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

- Une section de (40x40) cm² pour le RDC et le 1er étage.
- Une section de (35x35) cm² pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de (30x30) cm² pour, 5ème, et 6ème étage.

Tableau II.10.Calcul l'effort Nu du Bloc

	Dimension	B_r(mm²)	L_f	λ	α	A (mm²)	$\overline{N_u}$(kN)
6eme	30X30	78400	2,26	26.09	0,76	90	1127.19
5eme	30X30	78400	2,26	26.09	0,76	90	1127.19
4eme	35X35	108900	2,26	22.36	0,78	122.5	1606.23
3eme	35X35	108900	2,26	22.36	0,78	122.5	1606.23
2eme	35X35	108900	2,26	22.36	0.78	122.5	1606.23
1er	40X40	144400	2,26	19.57	0,8	160	2183.78
RDC	40X40	144400	2,26	19.57	0.8	160	2183.78

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

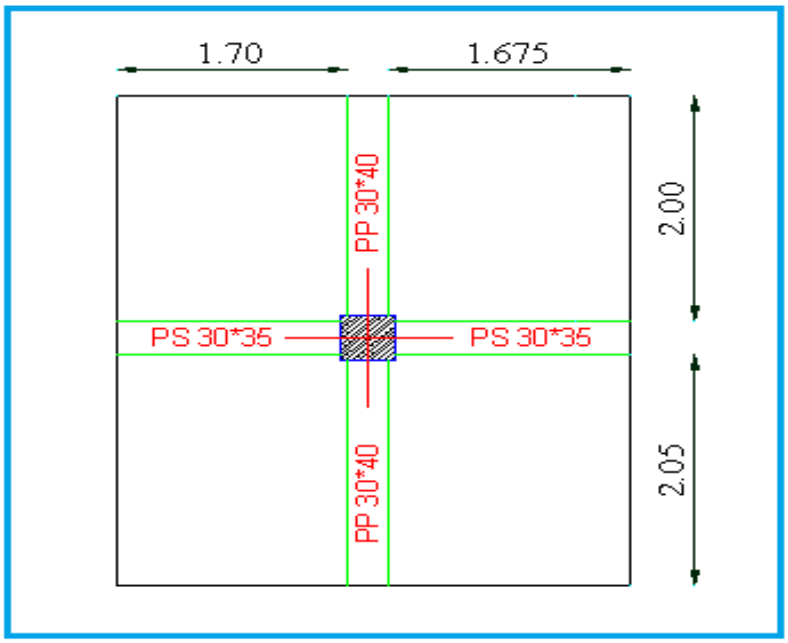


Fig. II.1. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

a. La surface reprise par le poteau :

- La surface Complete du plancher :

$$S_t = (1.7+1.675+0.30) \times (2+2.05+0.30) = 15.99 m^2$$

- La surface du plancher seulement :

$$S_P = (1.7+1.675) \times (2+2.05) = 13.67\ m^2$$

Donc finalement on a **S_t= 15.99 m²** et **S_P=13.67m²**

II .5.5. *Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄*

II .5.5.a. *Charge 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.

$$Q0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + ... + Qn$$

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 sixième étage.

Tableau II.11.Détermination des charges d'exploitations

	q(KN)	Q(KN)		(3+n)/2n	Q_{cum}(KN)
6eme	1	Q_0	15.99	-	15.99
5eme	1,5	Q_1	23.99	1,00	39.98
4eme	1,5	Q_2	23.99	0,95	61.57
3eme	1,5	Q_3	23.99	0,90	80.76
2eme	1,5	Q_4	23.99	0,85	97.55
1er	1,5	Q_5	23.99	0,80	111.95
RDC	1.5	Q_6	23.99	0,75	123.94

II .5.5. b. *Charge permanente:*

Tableau II.12. Détermination des charges permanentes

Niveau	H (m)	S_{poteau} (m^2)	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutres\ p}$ (KN)	$G_{poutres\ s}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumules}$ (KN)
6eme étage	3.23	0.090	93.77	12.30	8.92	6.37	121.36	121.36
5eme étage	3.23	0.090	81.47	12.30	8.92	6.37	111.09	230.42
4eme étage	3.23	0.122	81.45	12.15	8.79	8.66	111.05	341.47
3eme étage	3.23	0.122	81.45	12.15	8.79	8.66	111.05	452.52
2eme étage	3.23	0.122	81.45	12.15	8.79	8.66	111.05	563.57
1eme étage	3.23	0.160	81.41	12.00	8.66	11.32	113.39	676.96
RDC	3.23	0.160	81. 81.41	12.00	8.66	11.32	113.39	790.35

II.5.6. L'effort normal a l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q \quad N_u = 1.1N_{ultime}$$

Tableau II.13Vérification du (1.1Nu ≤ $\overline{Nu}$)

Niveau	Nu (k N)	1.1Nu (k N)	$\overline{N_u}$ (k N)	$1.1N_u \leq \overline{Nu}$
6eme	187.821	206.6031	1127.19	**vérifier**
5eme	371.037	408.1407	1127.19	**vérifier**
4eme	553.3395	608.67345	1606.23	**vérifier**
3eme	732.042	805.2462	1606.23	**vérifier**
2eme	907.1445	997.85895	1606.23	**vérifier**
1 ère	1081.821	1190.0031	2183.78	**vérifier**
RDC	1252.8825	1378.17075	2183.78	**vérifier**

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par Rapport aux efforts normaux ultimes.

- **Vérification selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.1] :**

D'après le RPA99version2003, les causes suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.14 Vérification des sections selon le RPA99 version2003

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $\boldsymbol{min(b_1, h_1) \geq 30cm}$ $\boldsymbol{min(b_1, h_1) \geq h_e/20}$	6ème, 5ème étage : $\min(b_1, h_1) = 30\text{cm}$ $h_e/20 = (323 - 35)/20 = 14.4\text{cm}$	C.V
	4ème et 3ème et 2ème étage : $\min(b_1, h_1) = 35\text{cm}$ $h_e/20 = (323 - 35)/20 = 14.4\text{cm}$	C.V
	RDC et 1er étage : $\min(b_1, h_1) = 40\text{cm}$ $h_e/20 = (323 - 35)/20 = 14.4\text{cm}$	C.V

- ***Vérification aux zones nodales :***

Tableau II.15. Conditions aux zones nodales

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	6ème, 5ème étage : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 75\ cm$ $d = 0\ cm\ ; \max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 15\ cm$	C.V
	4ème et 3èmeet 2ème étage : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 87.5\ cm$ $d = 2.5\ cm\ ; \max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 17.5\ cm$	C.V
	RDC et 1er étage : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 100\ cm$ $d = 5\ cm\ ; \max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 20\ cm$	C.V

II.6. Pré dimensionnement des voiles:

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 ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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.

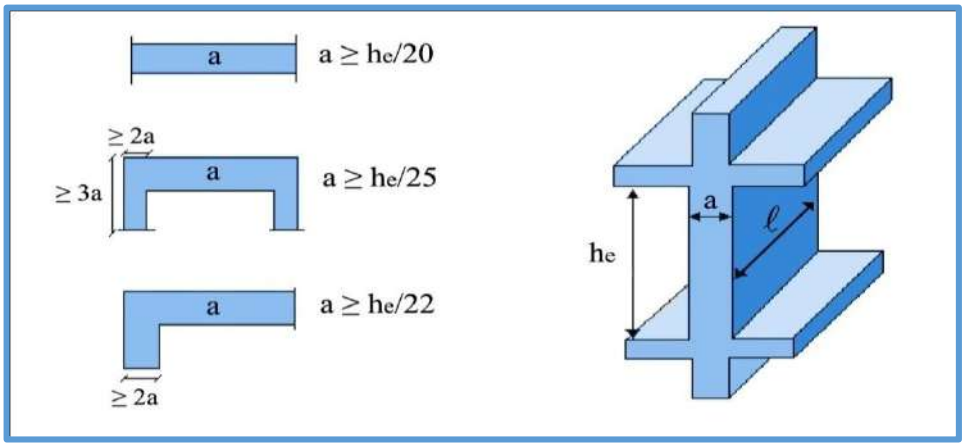
Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq Max\left(15cm\ ;\ \frac{h_e}{25}\ ;\ \frac{h_e}{22}\right) \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left(15cm\ ;\ \frac{h_e}{22}\right)$$

Pour tous les étages, on a $h_e = 323 - 35 = 288\ cm$

$$\frac{h_e}{22} = \frac{288}{22} = 13.09\ cm$$

Figure. II.2 Vue en plan et vue en 3D du voile



Conclusion : On adopte pour les voiles une épaisseur de 15 cm.

CHAPITRE 3 :

CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2.Acrotère :

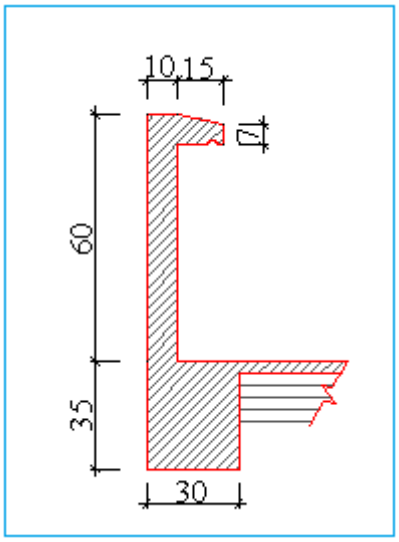
III.2.1.Introduction :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre
- Une surcharge due au vent estimé à 100Kg/ml

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

III.2.2.Evaluation des charges et surcharges d'exploitation:



FigureIII.1: L'acrotère.

III.2.3.Charge permanente:

H=60 cm , a=10 cm , a'=15 cm

G = (h+ a')*a*$\rho_{béton}$=1.875 KN/ml

III.2.4.Charge d'exploitation:

Q=1×1ml = 1KN/ml

III.2.5.Combinaisons d'action:

III.2.6.Sollicitation à l'ELU:

Nu = 1.35G = 1.35×1.875 = 2.53 KN

Mu = 1.5× h × Q = 1.5×0.6×1 = 0.9 KN.m

Tu = 1.5Q = 1.5×1 = 1.5KN

III.2.7.Sollicitation à l'ELS:

Nser = G = 1.875 KN

Mser= h×Q = 0.6×1= 0.6 KN.m

Tser = Q = 1 KN

III.2.3.Ferraillage à L'ELU :

III.2.3.1.Flexion composé :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Nu= 2.53 KN

Mu = 0.9 KN.m

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010 :**

As_1= 4.40 cm² , As2= 4.40 cm² on choisèe

As_1.ch= 6HA10 =4.71cm², As2.ch= 7HA10 =4.71 cm²

Avec un espacement S= 10 cm

III.2.3.2.vérification des contraintes à L'ELS :

On a: Nser = 1.875 KN; Mser = 0.6KN.m

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_b}$ =0.6 MPa $\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ =0.6 fc_{28} = 15 MPa

Donc la condition est vérifiée

- $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_s}$ = 2.6 MPA ;$\boldsymbol{\sigma_s}'$= 2.2MPa ; $\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ =Min$\left\{\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{n f_{tj}}\right\}$= 255.05MPA

III.2.3.3.Calcul des armatures de répartition :

$$\text{Arép1} = \frac{As1\ ch}{4} = \frac{5.5}{4} = 1.375\ \text{cm}^2$$

$$\text{Arép2} = \frac{As2\ ch}{4} = \frac{5.5}{4} = 1.375\ \text{cm}^2$$

On choisit :

Arép1-ch: 4HA8 =2.01 cm²

Arép2-ch: 4HA8 =2.01 cm²

Espacement=15cm

III.2.3.4.Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU :

$\tau_{max}=\frac{Tu}{b.d} \leq \overline{\tau_{adm}}$

Avec :

$\tau_{max}=\frac{Tu}{b.d} = \frac{1.5\times10^3}{1000\times85}$ =0.017 MPa

$\overline{\tau_{adm}}$ = Min$\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4\ MPa\right\}$=2.5 MPa

La condition est vérifiée.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables

III.3.LES POUTRELLES :

III.3.1.Introduction :

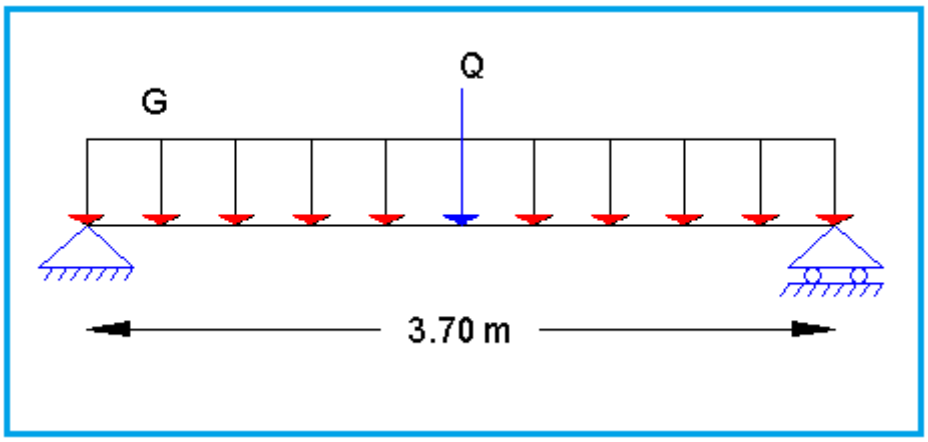
Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

III.3.2.Calcul Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.1.Avant coulage



FigureIII.2.Schéma de poutrelle

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux 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 kNou (0.5 × L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

►►CBA93 Art [B.6.8.4.1.2.] ◄◄

$$Q = max[1\ kN\ ; 0.5L = 2.0] = 2.0\ kN$$

- Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq \bar{f} \ \ avec: \bar{f} = \frac{L\ (cm)}{500} \ si\ L \leq 5m$$

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

On a :

$$L = 4.00\ m \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{400}{500} = 0.80\ cm \qquad ; f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de $12 \times 4\ cm^2$:

Tableau III.1. Les charges de la poutrelle avant coulage

$L(m)$	$Q(kN)$	$G(kN)$	
3.70	1.85	Poids de la poutrelle	Poids du corps creux
		$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$0.60 \times 1 = 0.60$
		0.72	

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.72 \times 3700^4}{384 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} + \frac{1850 \times 3700^3}{48 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5}$$

$$f_{max} = 180.18\ m$$

$$f_{max} = 18\ cm > \bar{f} = 0.74\ cm$$

$$f_{max} \leq \bar{f}(C.N.V)$$

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements

III.3.2.2.Calcul des étaiements :

Les étaiements sont des appuis, ils aident la poutrelle à supporter les charges avant le coulage. On peut déterminer le nombre d'étaiements à partir de calcul du moment, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f_{max}" pour la comparer avec "$\bar{f}$", si cette dernière est supérieur du première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'une flèche maximale inférieur au flèche admissible.

Tableau III.2.nombre Des étaiements

étaiement	G(KN)	Q(KN/ml)	fc_{28} (MPA)	E (MPA)	L (mm)	I (mm4)	Fmax (mm)	Fadm (mm)	F<Fadm
0	0.72	1.85	25	32164.2	3700	640000	180.19	7.40	cnv
1	0.72	1	25	32164.2	1850	640000	11.74	3.70	cnv
2	0.72	1	25	32164.2	1233.3	640000	2.95	2.47	cnv
3	0.72	1	25	32164.2	925	640000	1.13	1.85	cv

Conclusion :

Il faut prévoir trois étais le long de la travée espacés de 0.925 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.3.Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 5 travées.

Le calcul des poutrelles se fait au type le plus défavorable, donc on obtient deux types :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.

III.3.3.1.Méthodes de calcul :

- **La méthode forfaitaire :**

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

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

- 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.

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

$$Q=1.85\ KN/m \leq \begin{cases} 2G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (CV)}$$

– La longueur est variée pour toutes les travées.

– 0.8< LAB / LBC =1 <1.25 …….. (CV)

– 0.8< LBC / LCD =0.89 <1.25 …… (CV)

– 0.8< LCD / LDE =1 <1.25 ……... (CV)

– La fissuration est peu nuisible

Remarque : Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.3.3.2. Détermination les efforts

- **Poutrelles à deux travées :**

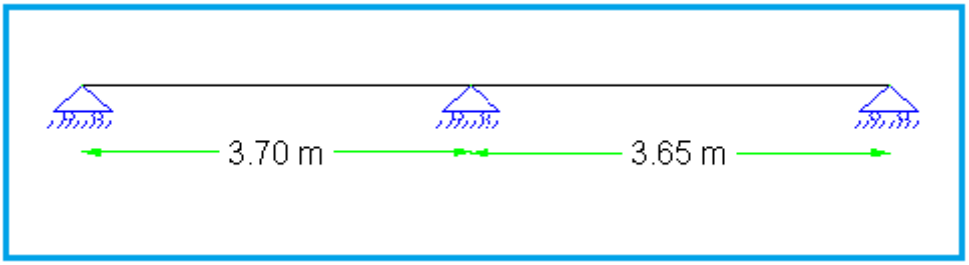


Figure III.3.Poutrelles à deux travées

Tableau III.3.Détermination des efforts à l'Etat Limite ELU

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)	α=Q/G+Q
A-B	6.46	3.70	11.05	7.18	2.21	6.61	11.94	10.75	13.14	0.127
B-C	6.46	3.65	10.75	6.99	6.45	2.15	11.78	12.96	10.60	0.127

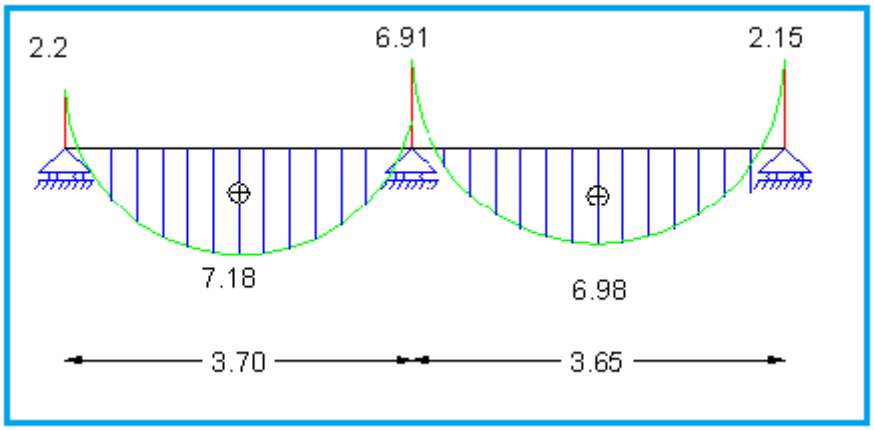


Figure III.4. Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U

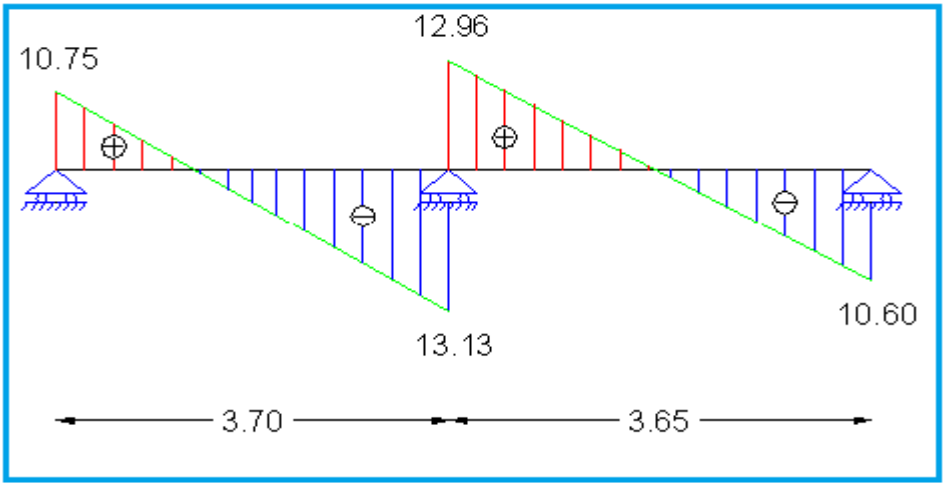


Figure III.5.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U

Tableau III.4.Détermination des efforts à l'Etat Limite ELS

Travée	Pu	L(m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4.71	3.7	8.07	5.24	1.61	4.84
B-C	4.71	3.65	7.85	5.10	4.71	1.57

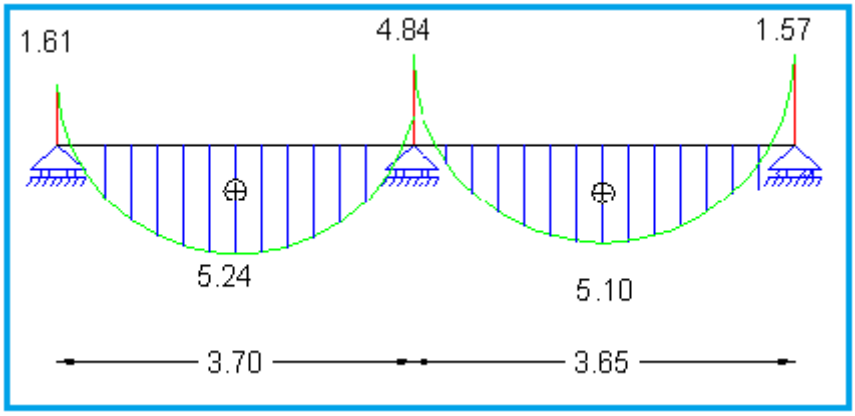


Figure III.6.Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.S

- **Poutrelle à quatre travées :**

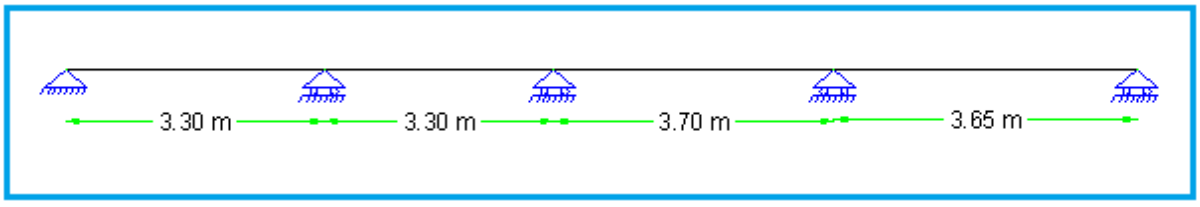


Figure III.7.Poutrelle à quatre travées

Tableau III.5.Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées(ELU)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)	α=Q/Q+G
A-B	6.46	3.3	8.79	6.15	1.76	4.39	10.65	9.85	11.45	0.127
B-C	6.46	3.3	8.79	5.27	4.39	3.52	10.65	10.92	10.39	0.127
C-D	6.46	3.7	11.05	6.63	4.42	5.52	11.94	11.65	12.24	0.127
D-E	6.46	3.65	10.75	7.53	5.38	2.15	11.78	12.67	10.90	0.127

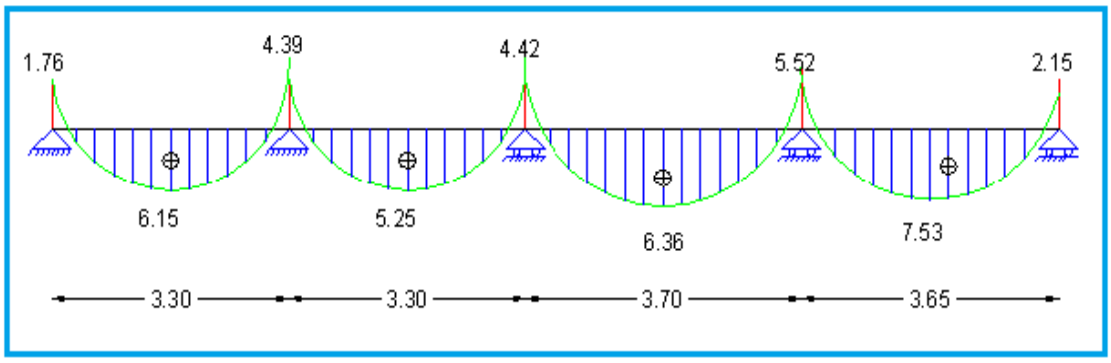


Figure III.8.Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U

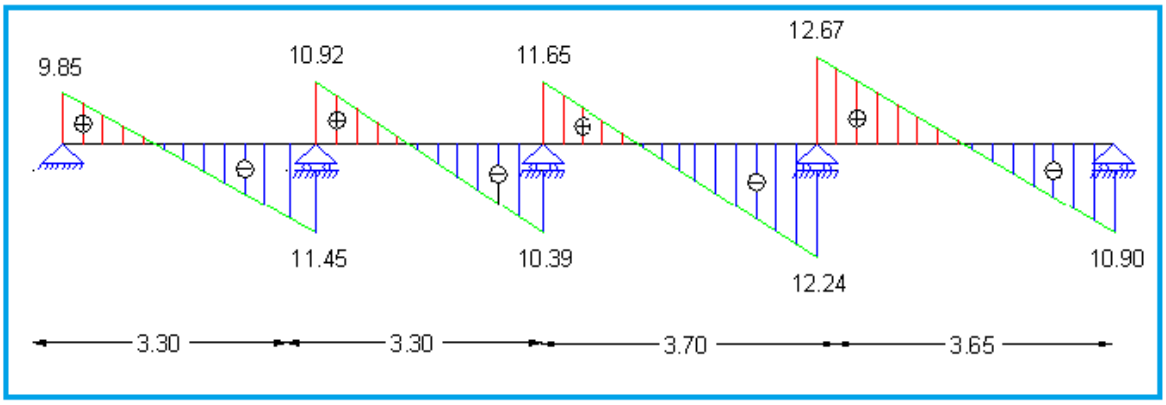


Figure III.9.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travéesà l'E.L.U

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4.71	3.3	6.41	4.49	1.28	3.20
B-C	4.71	3.3	6.41	3.85	3.20	2.56
C-D	4.71	3.7	8.07	4.84	3.22	4.03
D-E	4.71	3.65	7.85	5.49	3.92	1.57

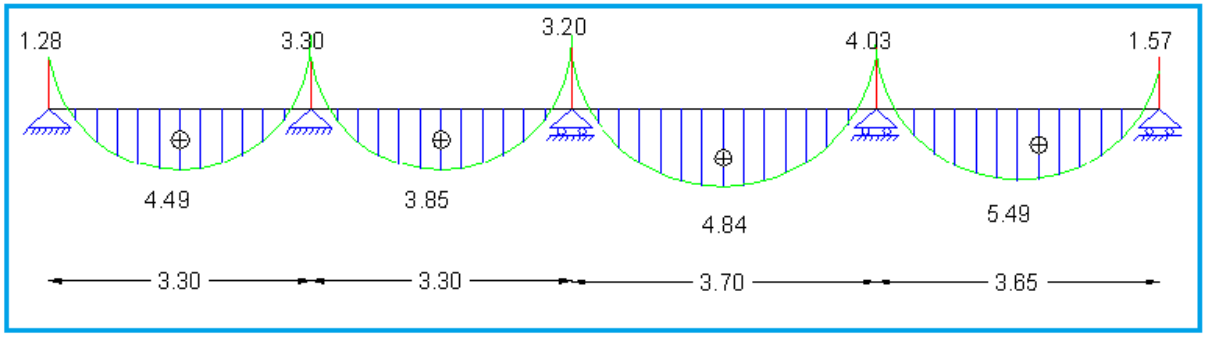


Figure III.10.Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S

Récapitulation :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	6.63	7.53	13.14	4.84	5.49
Référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à4 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 4 travées

III.3.3.3.Calcul de ferraillage :

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau III.8. Ferraillage des poutrelles en travée et en appuis

poutrelle	Sollicitations à L'ELU		Sections d'armatures			
section	Mt (KN.m)max	Ma (KN.m)max	As1 cm^2	As2 cm^2	As1 choisi	As2 choisi
1	7.53	6.63	1.2	1.1	2.36	1.57
					3 HA 10	2 HA 10

Remarque :

On adoptera un ferraillage qui correspond ou cas le plus défavorable en appui et en travées.

III.3.3.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service (CBA93 Art.4.5.3)

Combinaison : G+Q (fissuration peu nuisible)

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'état limite de service

poutrelle	Sollicitations à L'ELS		Contrainte en travée		Contrainte en appui			Contrainte admissibles		Virefication $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
section	Mt	Ma	σ_b	σ_s'	σ_b	σ_s	σ_s'	σ_b	σ_s	Oui/non
1	5.49	4.84	1.6	/	1.4	/	/	15	/	cv

III.3.3.5.**Vérification des contraintes de cisaillement (CBA93 Art.5.1.2.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13.14 \times 10^3}{40 \times 180} = 1.825\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad (C.V)$$

$\tau_u = 1.825$ MPa $< \overline{\tau}_u = 3.33$ MPa **(OK)**

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau III.10. Vérification des contraintes de cisaillement

poutrelle Sollicitations à L'ELU				Vitrification			Espacements et armatures		
section	h(cm)	b(cm)	T(Kn)	Tu(KN)	[Tu] adm	Vitrification	S_t	ϕ_t	At
1	20	8	13.14	1.825	3.33	oui	15	6	0.56

- **Espacement S_t :**

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

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales Φt :**

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

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4}$=28.27 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

- **Vérifications nécessaires : CBA- art A.5.1.2.2.**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\ \text{MPa}. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos \alpha + \sin \alpha]} \right) \Rightarrow 0.0031 > 0.00083 \qquad \text{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales.

III.3.3.6. vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,054 > \frac{5.49}{15 * 7.85} = 0.046 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12.18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0.00\ 9 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C .N. V)}$$

Avec :

h : hauteur total de la section droit

l : la portée entre nus d'appuis

M0 : moment isostatique

Mt : le moment maximum en travée

A : section de l'armature tendue correspondante

Fe : la limite d'élasticité de l'acier

- **Valeur limite de flèche**

$$\frac{l}{500} \quad si \quad l < 5m \frac{l}{1000} + 0.5 \quad si \quad l > 5m$$

Tableau III.11. Vérification de la flèche

poutrelle				Sollicitations à L'ELS	Armatures principales	Fléche		Vérification
N	L(m)	b(cm)	h(cm)	Mt	As1	[f]t	[f]adm	Oui/non
1	3.70	8	20	5.49	2.36	3.2	7.4	oui

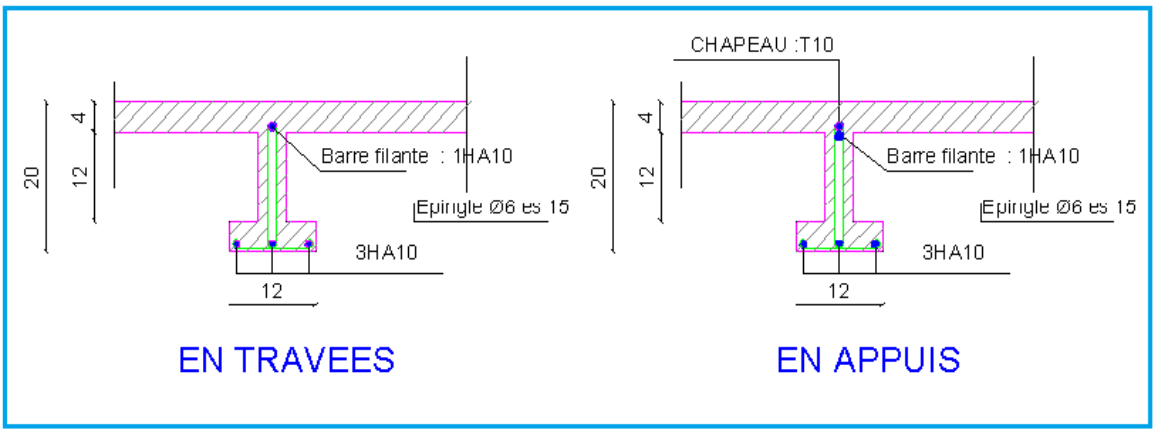


Figure III.11: disposition constructive des armatures de Poutrelle.

III.4.Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]

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

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

– 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

– 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**15*15**) **cm²**

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50cm \Rightarrow A_\perp \geq \frac{200}{f_e}$

- Si : $50 \leq L_n \leq 80cm \Rightarrow A_\perp \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section :

$$A_{//} \geq \frac{A_\perp}{2}$$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures

fe : Limite d'élasticité en [MPA].

III.4.1.Armatures perpendiculaires aux nervures :

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

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{4 \times 60}{520} = 0.46\ cm^2$$

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

On choisit un treillis soudé : TLE520 ;Fe=520 MPA ; ϕ=6mm.

Choix des armatures :

6T6 ⟶ A = 1.70cm²

(T6⟶ e = 15cm).

III.4.2.Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

On a : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23\ cm^2$

Choix des armatures :

6T6 ⟶ A = 1.70cm²

(T6 ⟶ e = 15cm).

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ∅6 (150x150x6)

III.5.LES ESCALIERS :

III.5.1.Terminologie :

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.5.1.1.Dimensionnement :

Dans notre bloc, On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires

Le schéma statique de se type d'escalier est comme suit :

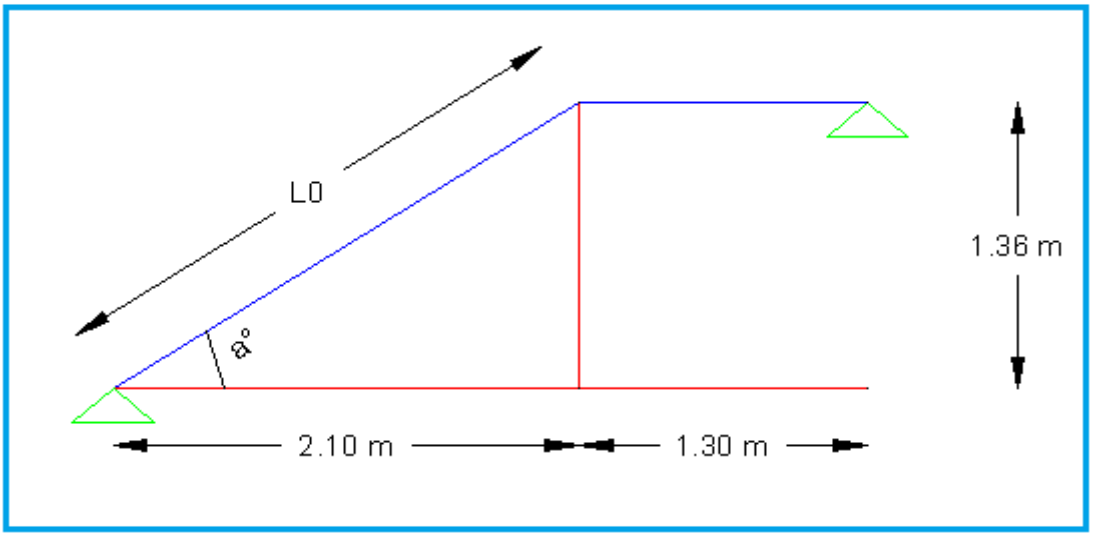


Figure III.12. Schéma statique d'escalier

- **Détermination de n, g, h :**

On utilisant la formule de Blondel :

$$60cm \leq g + 2h \leq 66cm \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

g: largeur de la marche.

h : hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

L : la longueur horizontale de la paillasse.

H : la hauteur verticale de la paillasse.

Donc :

$$\begin{cases} \dfrac{L}{n-1}+\dfrac{2H}{n}\leq 66 \\ \dfrac{L}{n-1}+\dfrac{2H}{n}\geq 60 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} -66n^2+(66+2H+L)n-2H\leq 0 \\ -60n^2+(60+2H+L)n-2H\geq 0 \end{cases}$$

III.5.1.2.Détermination d'épaisseur de palliasse et de palier:

L'épaisseur de palliasse et de palier se détermine par la formule suivante :

$$\frac{L_t}{35}\leq e\leq \frac{L_t}{30}$$

Avec : L_t est la longueur total du volée

- **Détermination de l'angle d'inclinaison α :**

$$tan\,\alpha=\frac{H}{L}$$

- **Détermination du longueur de la paillasse :**

$$L_0=\frac{H}{sin\,\alpha}$$

Tableau III.12. Les caractéristiques géométriques pour les deux volées

	$tng\,\alpha=\frac{H}{L}$	α°	$L_0=\frac{H}{\sin\alpha}$ (cm)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
1ère volée	0.647	32.92	2.50	8	17	30	15
2éme volée	0.647	32.92	2.50	8	17	30	15
3éme volée	0.85	40.36	0.78	3	17	30	15

III.5.2.Evaluation des charges et surcharges :

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur

III.5.2.1.Détermination des sollicitations :

ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.13.Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_U (KN/m²)	P_{SER} (KN/m²)
Paillasse	8.14	2.5	14.74	10.64
Palier	5.45	2.5	11.10	7.95

III.5.2.2.**Détermination des efforts :**

a) à l'ELU :

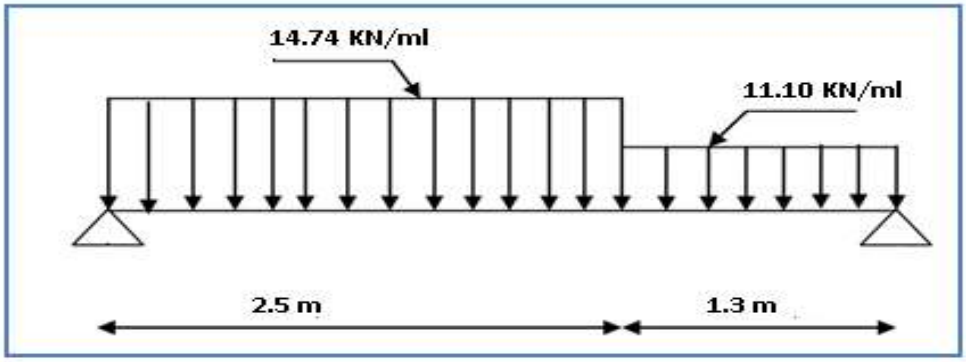


Figure III.13.Chargement dans l'escalier à l'E.L.U

Réactions des appuis

$\sum Fv = 0 \ldots\ldots \text{Ra} + \text{Rb} = 14.74\text{x}2.5 + 11.10\text{x}1.3$

$\text{Ra} + \text{Rb} = 51.28\ \text{KN}$

Ra=27.2 **Rb=24.08 kN**

Effort tranchant et moment fléchissant :

$0 \leq \mathbf{x} \leq 2.5$

$$\text{T(x)} = 27.2 - 14.74\text{x} \quad \begin{cases} T(0) = 27.2\ KN \\ T(2.5) = -9.65\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 27.2x - 14.74\frac{x^2}{2}\begin{cases}M(0) = 0\ KN.m\\ M(2.5) = 21.92\ KN.m\end{cases}$$

$0 \leq \mathbf{x} \leq 1.30$

$$T(x) = -24.08 + 11.10x \quad \begin{cases}T(0) = -24.08\ KN\\ T(1.3) = -9.65\ KN\end{cases}$$

$$M(x) = 24.08x - 11.10\frac{x^2}{2}\begin{cases}M(0) = 0\ KN.m\\ M(1.3) = 21.92\ KN.m\end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\frac{27.2}{x} = \frac{9.65}{2.5 - x} \Rightarrow x = 1.84\ mM(1.84) = 25.09\ KN.m$$

$$\begin{cases}Ma = 0.5Mmax = 12.54\ KN.m\\ Mt = 0.85Mmax = 21.32\ KN.m\end{cases}$$

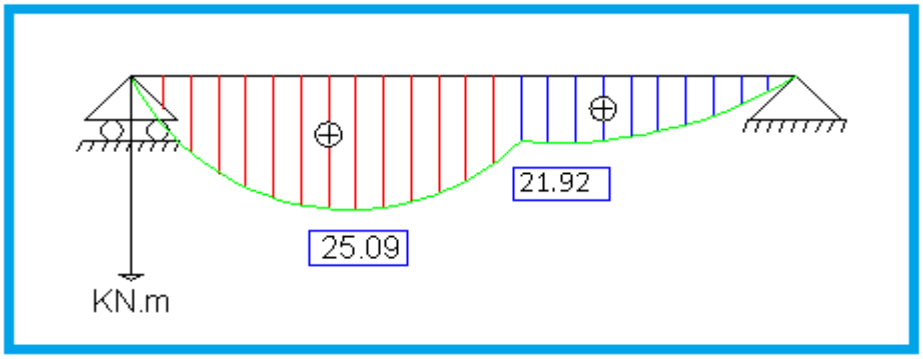


Figure III.14. ***Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U***

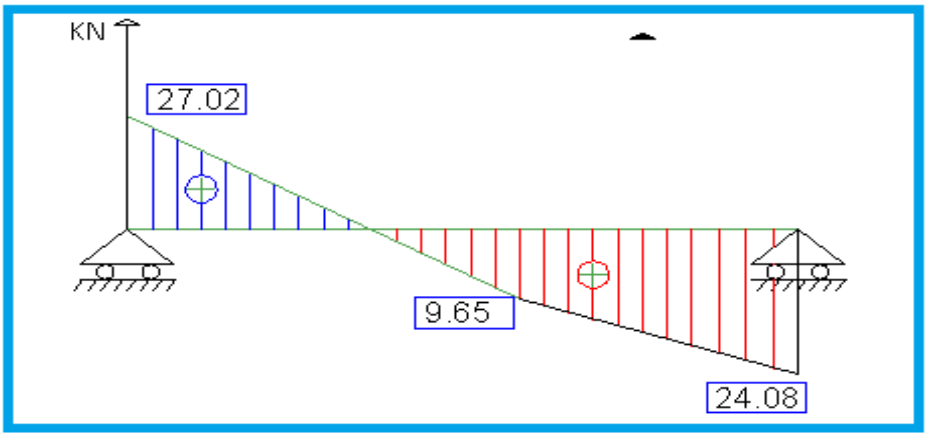


Figure III.15. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'E.L.U

b) à l'ELS :

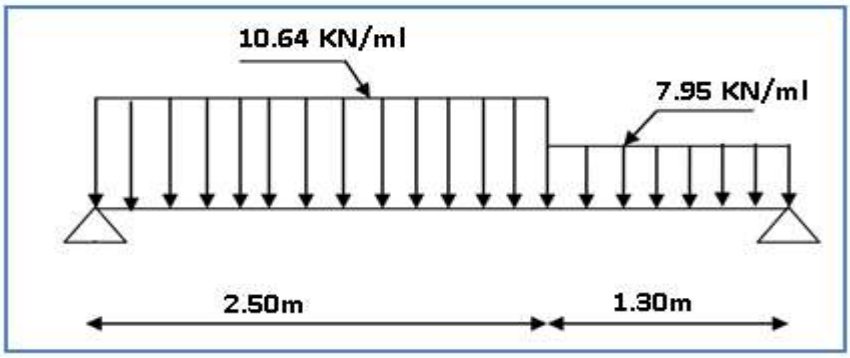


Figure III.16.Chargement dans l'escalier à l'E.L.S

Réactions des appuis

$$\sum Fv = 0 \ldots\ldots \text{Ra} + \text{Rb} = 10.64\text{x}2.5 + 7.95\text{x}1.3$$

$$\text{Ra} + \text{Rb} = 36.94 \text{ KN}$$

Ra=19.62 KN Rb=17.32 kN

Effort tranchant et moment fléchissant :

$0 \leq \mathbf{x} \leq 2.5$

$$\text{T(x)} = 19.62 - 10.64\text{x} \quad \begin{cases} T(0) = 19.62KN \\ T(2.5) = -6.98KN \end{cases}$$

$$\text{M(x)} = 19.62\text{x} - 10.64\frac{\text{x}^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(2.5) = 15.8\ KN.m \end{cases}$$

$0 \leq \mathbf{x} \leq 1.30$

$$\text{T(x)} = -17.32 + 7.95\text{x} \quad \begin{cases} T(0) = -17.32\ KN \\ T(1.3) = -6.98KN \end{cases}$$

$$\text{M(x)} = 17.32 - 7.95\frac{\text{x}^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.3) = 15.8\ KN.m \end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\frac{19.62}{\text{x}} = \frac{6.98}{2.5 - \text{x}} \Rightarrow \text{x} = 1.84 \text{ m}$$

$$\text{M}(1.84) = 18.08 \text{ KN.m}$$

Ma=0.5M_{max} , Mt=0.85M_{max}

$$\begin{cases} Ma = 0.5Mmax = 9.04\ KN.m \\ Mt = 0.85Mmax = 15.37\ KN.m \end{cases}$$

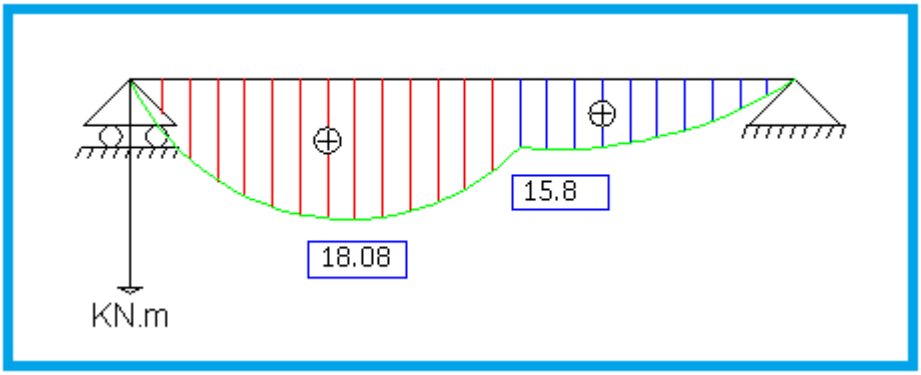


Figure III.17.Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S

Récapitulation :

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

Tableau III.14.Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	12.54	21.32	27.2	9.04	15.37

III.5.3.Ferraillage :

III.5.3.1.Armatures longitudinales :

Tableau III.15.Caractéristiques de l'escalier et de matériau

Béton	$f_{c28} = 25\ MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2\ MPa$	$c = 2.5\ cm$
	$f_{t28} = 2.1\ MPa$	$b = 100\ cm$	$h = 15\ cm$	$d = 12.5\ cm$
Acier	$Fe\ E400$	$f_e = 400\ MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

Tableau III.16.Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	$M_u\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{\ adoptée}(cm^2)$
En travée	21.32	0.088	0.954	4.94	5HA12=5.65
En appuis	12.54	0.052	0.973	2.85	5HA10=3.93

Avec :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} \quad , \qquad A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2$ Donc : $A > A_{min}$

Tableau III.17.Vérification de la section d'armatures

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A > A_{min}$
En travée	5.65	1.5	C.V
En appuis	3.93	1.5	C.V

III.5.3.2.Armatures de répartition :

Tableau III.18.Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	1.41	5HA10=3.93
En appuis	1.00	5HA10=3.93

III.5.3.3.Vérification de l'espacement :

Tableau III.19. Vérification de l'espacement

	Armatures longitudinales	Armatures de répartition
En travée	$S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$	$S_t = 25\ cm \leq \min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$
En appuis	$S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$	$S_t = 25\ cm \leq \min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$

III.5.3.4.Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \ , \quad \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \ ; \ y = \frac{-30\ A + \sqrt{900A^2 + 120b.A.d}}{2b} \quad , \qquad I = \frac{b}{3}y^3 + 15\ A(d-y)^2$$

Tableau III.20. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

	$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\bar{\sigma}_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	5.65	15.37	3.92	8995.20	6.7	15	C.V
En appuis	3.39	9.04	3.16	5975.40	4.78	15	C.V

III.5.3.5.Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{27.2 \times 10^3}{1000 \times 130} \Rightarrow \tau_u = 0.21\ MPa$$

$$\tau_u = 0.21\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad C.V$$

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} = 0,039 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,042 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0 . d} = 0,0043 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \qquad \text{(c.v)}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L}{500} & si\ \ L \leq 5m \\ 0.5 + \dfrac{L}{1000} & si\ \ L > 5m \end{cases}$$

Tableau III.21.Vérification la flèche de l'escalier

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
5.65	15.37	0.43	209.25	0.355	8.15	30752.28
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$

12380.14	19989.66	5.57	10.35	4.78	7.6	C.V

III.5.4. Calcul de la poutre brisée:

III.5.4.1.Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L = 3.92 m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,6h \leq b \leq h$

L = 3.92 m => $26.13 \leq h \leq 39.2$ => h = 35 cm

L = 3.92 m => $21 \leq b \leq 35$ => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 35) cm^2

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)

h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)

h / b = 1,167 < 4 (c.v)

III.5.4.2.Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre brisée):

Rbu = 24.08 KN ; Rbser = 17.32 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,35 x 25 = 2.625 KN/ml.

Donc: Pu = 1,35 x 2,625+24.08 =27.62 KN/ml

Pser = 2,625 +17.32 =19.94 KN/ml.

III.5.4.3.Calcul des efforts:

La poutre brisée de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \quad M_{travée} = \frac{pl^2}{24} \; ; \quad R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

Tableau III.22.Les Efforts de la poutre brisée.

	Rb (KN)	Mb (KN.m)	Mt (KN.m)

ELU	54.13	35.36	17.68
ELS	39.08	25.53	12.76

III.5.4.4.Ferraillage de la poutre brisée

Tableau III.23.Caractéristiques de poutre brisée

Béton	$f_{c28} = 25\ MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2\ MPa$	$c = 2.5\ cm$
	$f_{t28} = 2.1\ MPa$	$b = 30\ cm$	$h = 35\ cm$	$d = 32.5\ cm$
Acier	$Fe\ E400$	$f_e = 400\ MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

a)E.L.U :

Tableau III.24.Section d'armatures longitudinales dans poutre brisée

	$M_u\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	17.68	0.039	0.980	1.59	3HA12=3.39
En appuis	35.36	0.078	0.959	3.26	4HA12=4.52

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = B/1000 = 1.05cm^2$ Donc : $A > A_{min}$

Tableau III.25.Vérification de la section d'armatures

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A > A_{min}$
En travée	3.39	1.05	C.V
En appuis	4.52	1.05	C.V

III.5.4.5.Vérifications:

a) Vérification à ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

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

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y\ ;\ y = \frac{-30\ A + \sqrt{900A^2 + 120b.A.d}}{2b}\ ,\qquad I = \frac{b}{3}y^3 + 15\ A(d-y)^2$$

Tableau III.26.Vérification des contraintes à l'état limite de service

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	17.68	3.39	24452.29	8.11	5.86	C.V
Appuis	35.36	4.52	30490.00	9.11	10.56	C.V

b) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{54.13 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33MPa \; ; 5MPa\right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

c) Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 54.13 \times 10^3}{400} = 1.55\text{cm}^2$$

d) Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2 ; 0,9d\right] = 26 \text{ cm}$$

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

$$V_u = 54.13 \text{ KN} \leq 520\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

e)Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 54.13 \times 10^3}{300 \times 260} = 1.39 < 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 17,39 \quad \text{(c.v)}$$

f) Armatures transversales :

$S_t \leq$ Min [0.9d ;40cm]=29.7cm.

S_t=15 cm.

$\Phi t \leq Min\left[h/35, \Phi l \leq ; b/10\right] = Min\left[9.51mm;12mm;30mm\right] = 9.51mm.$

On prend :Φt =8 mm

$a_t=\pi\times\Phi t^2/4=0.5cm^2$ $A_t=a_t\times n_t$: $n_t=4$ donc : $A_t=2cm^2$ avec : Fe=400MPa.

g) Vérification de la section minimale :

$\frac{A_t}{b_0 S_t} Fe = 1.77MPa \geq 0.4MPa$ avec: At=4 Φ 8=2.01cm^2) (c.v).

$\frac{A_t}{b_0 S_t} = 0.004 \geq \frac{u-0.3.k.f_{tj}}{0.9\frac{fe}{s}(\cos\alpha+\sin\alpha)} = 0.0007$Ou $:\begin{cases} k=1 \\ \alpha=90° \end{cases}$(c.v).

h) Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ….Art [7.5.2.2] :

Zone nodal: $S_t \leq$ Min (h/4; 12 Φ)→ St=10.00 cm.

Zone courante: $S_t \leq h/2$ → St=15.00 cm.

III.5.4.6.Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{392} = 0,089 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0,089 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,050 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4.52}{30 \times 32,5} = 0.004 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \quad \text{(c.v)}$$

III.6.Plancher à dalles pleines :

III.6.1. Définition :

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

- La méthode forfaitaire
- La méthode des lignes de rupture

III.6.2.Calcul des moments (principe du travail virtuel)

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

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

III.6.2.1.Travail externe

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

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

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

III.6.2.2.Travail interne

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

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

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

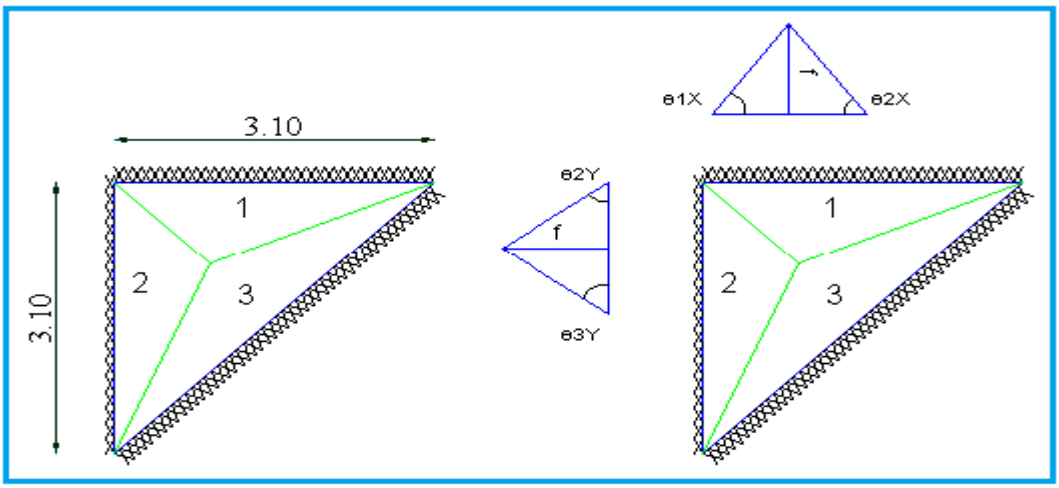


Figure III.18.Dalle plaine (triangulaires)

III.6.3.Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

III.6.3.1.Calcul de la charge totale :

a) Plancher terrasse :

G = 7.74KN/m² } P_u = 11.95 KN/m².

Q = 1 KN/m² P_{ser}= 8.74 KN/m².

b) Plancher courant :

G = 6.84 KN/m² } P_u= 11.48 KN/m²

Q = 1.5 KN/m² } P_{ser}= 8.34 KN/m²

On choisit la sollicitation la plus défavorable

P_u = 11.95 KN/m²

P_{ser} = 8.74 KN/m²

III.6.3.2.Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

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

a) Travaille externe :

$$\text{Text}(1) = \text{Pu} \times (\text{S1}) \times \frac{\text{f}}{3}$$

$$\text{Text}(2) = \text{Pu} \times (\text{S2}) \times \frac{\text{f}}{3}$$

$$\text{Text}(3) = \text{Pu} \times (\text{S3}) \times \frac{\text{f}}{3}$$

Donc :

$$\text{Text} = \sum_{\text{i=1}}^{3} \text{T}_{\text{ext}}(\text{i}) = \text{Pu} \times (\text{S1} + \text{S2} + \text{S3}) \times \frac{\text{f}}{3} = \text{Pu} \times (\frac{\text{L}_\text{x} \times \text{L}_\text{y}}{2}) \times \frac{\text{f}}{3}$$

D'où :

$$\text{Text} = \text{Pu} \times \left(\frac{\text{L}_\text{x} \times \text{L}_\text{y}}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3} = \text{Pu} \times \left(\frac{3.10 \times 3.10}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3} = 1.60 \times \text{Pu} \times \text{f}$$

$$\text{Text} = 1.60 \times \text{Pu} \times \text{f}$$

b) Travail interne :

$$\text{Tint}(1) = \text{M} \times \text{Ly} \times \theta 1\text{x} + \text{M} \times \text{Ly} \times \theta 1\text{x} = 2\,\text{M} \times \text{Ly} \times \theta 1\text{x} \quad \text{avec} \quad \theta 1\text{x} = \frac{\text{f}}{\text{x}}$$

$$\text{Tint}(1) = 2\,\text{M} \times \text{Ly} \times \frac{\text{f}}{\text{x}}$$

$$\text{Tint}(2) = \text{M} \times \text{Lx} \times \theta 2\text{y} + 0.5\text{M} \times \text{Lx} \times \theta 2\text{y} = 1.5\,\text{M} \times \text{Lx} \times \theta 2\text{y} \quad \text{avec} \quad \theta 2\text{y} = \frac{\text{f}}{\text{y}}$$

$$\text{Tint}\,(2) = 1.5 \times \text{M} \times \text{Lx} \times \frac{\text{f}}{\text{y}}$$

$$\text{Tint}\,(3) = \text{M} \times \text{Ly} \times \theta 3\text{x} + \text{M} \times \text{Lx} \times \theta 3\text{y} + \text{M} \times \text{Ly} \times \theta 3\text{x} + \text{M} \times \text{Lx} \times \theta 3\text{x}$$

$$\text{avec} \begin{cases} \theta 3x = \dfrac{\text{f}}{\text{Lx} - 2\text{x}} \\ \theta 3y = \dfrac{\text{f}}{\text{Ly} - 2\text{y}} \end{cases}$$

$$\text{Tint}(3) = \text{M} \times \text{Ly} \times \frac{\text{f}}{\text{Lx} - 2\text{x}} + \text{M} \times \text{Lx} \times \frac{\text{f}}{\text{Ly} - 2\text{y}} + \text{M} \times \text{Ly} \times \frac{\text{f}}{\text{Lx} - 2\text{x}} + \text{M} \times \text{Lx} \times \frac{\text{f}}{\text{ly} - 2\text{y}}$$

$$\text{Tint}\,(3) = 2 \times \text{M} \times \text{f} \times \left(\frac{\text{Ly}}{\text{Lx} - 2\text{x}} + \frac{\text{Lx}}{\text{Ly} - 2\text{y}}\right)$$

D'où :

$$\text{Tint} = \sum_{\text{i}=1}^{3} \text{T}_{\text{int}}\,(\text{i}) = \text{M} \times \text{f} \times \left(1.5\frac{\text{Lx}}{\text{y}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{x}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{Lx} - 2\text{x}} + 2\frac{\text{Lx}}{\text{Ly} - 2\text{y}}\right)$$

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

$$\text{M} \times \left(1.5\frac{\text{Lx}}{\text{y}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{x}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{Lx} - 2\text{x}} + 2\frac{\text{Lx}}{\text{Ly} - 2\text{y}}\right) = 1.60 \times \text{Pu}$$

On obtient ;

$$\text{Pu} = \frac{\text{M} \times \left(1.5\frac{\text{Lx}}{\text{y}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{x}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{Lx}-2\text{x}} + 2\frac{\text{Lx}}{\text{Ly}-2\text{y}}\right)}{1.60}$$

$$\text{Pu} = \text{f}\,(\text{x},\text{y})\,\text{dx} \begin{cases} \dfrac{\text{dp}}{\text{dx}} \rightarrow \dfrac{-6.2}{\text{x}^2} + \dfrac{12.4}{(3.10 - 2\text{x})^2} \\ \dfrac{\text{dp}}{\text{dy}} \rightarrow \dfrac{-6.04}{\text{y}^2} + \dfrac{12.4}{(3.10 - 2\text{y})^2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0.91\,m \\ y = 0.90\,m \end{cases}$$

Donc :

$$\text{Pu} = 13.46 \times \text{Mu} \implies \text{Mu} = \frac{\text{P}_\text{u}}{13.46} = \frac{11.95}{13.46} = 0.88\ \text{KN.m}$$

$$\text{Pser} = 13.46 \times \text{Mser} \implies \text{Mser} = \frac{\text{P}_\text{ser}}{13.46} = \frac{8.74}{13.46} = 0.65\ \text{KN.m}$$

alors : $\begin{cases} Mu = 0.88\,KN.m \\ Mser = 0.65\,KN.m \end{cases}$

III.6.3.3.Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle rive

$Mtx = Mty = 0.85 \times Mu = 0.748\ KN.m$ …… Le moment en travée

$Max = May = -0.3 \times Mu = -0.264\ KN.m$ …… Le moment aux appuis

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

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa

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

$$A = Amin = 1.5\ cm^2$$

Tableau III.27. Ferraillage des dalles triangulaires

	M(KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	0.748	12.5	0.003	0.998	1.5	4T10=3.14
Eux appuis	0.264	12.5	0.001	0.999	1.5	4T10=3.14

- **Vérification de la section :**

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Longrightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15. \ldots \ldots c.v$$

- **Condition d'espacement :**

$$St = \frac{100-5}{4} \approx 20cm \leq Min\,[3h = 45; 33cm] = 33cm \ldots \ldots C.V$$

$S_{t\,min}$= 2.5 cm

a) E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On à un panneau de dalle rive

$Mtx = Mty = 0.85 \times Mser = 0.552\ KN.m$ …… Le moment en travée

$Max = May = -0.3 \times Mser = -0.195\ KN.m$ …… Le moment aux appuis

- **En travée**

A= 3.93 cm²

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30 \times 3.14 \times y - 30 \times 3.14 \times 12.5$$

$100y^2 + 94.2 \times y - 1177.5 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 2.99\text{cm}$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 + 15A'(y - c')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 2.99^3 + 15x\,3.14(12.5 - 2.99)^2 \ldots\ldots\ldots I = 5150.75\text{cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{0.552x10^6}{5150.75x10^4} x29.9 = 0.32\ \text{MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15\text{MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

- **Aux appuis**

A=3.14 cm²

On doit vérifier :

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$

$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$

$100y^2 + 30.3.14y - 30.3.14.12.5$

$100y^2 + 94.2y - 1177.5 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 2.99\ \text{cm}$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 + 15A'(y - c')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 2.99^3 + 15x3.14(12.5 - 2.99)^2 \ldots\ldots\ldots I = 5150.75\text{cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{0.195x10^6}{5150.75x10^4} x29.9 = 0.113\ \text{MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15\text{MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

III.6.3.4.Vérification de l'effort tranchant

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

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

Où :

τ: la contrainte tangente (en MPA)

V est l'efforttranchant (KN)

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{11.95 \times 3.10 \times 3.10}{2 \times 3.10 + 3.10} = 12.34\ \text{KN}$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{11.95 \times 3.10 \times 3.10}{3 \times 3.10} = 12.34\text{KN}$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{12.34 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.098\ MPA \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17MPA \dots\dots\dots C.V$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{12.34 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.098MPA \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17MPA \dots\dots\dots C.V$$

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

III.6.3.5.Vérification de la flèche

On a trois inégalités à vérifier

- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 * 12.5} = 0,0025 < 0,005$ ..... (C V)

- $\frac{h}{L} = 0.048 \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} = 0.002$ ..... (C V)

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas Nécessaire de calculer la flèche

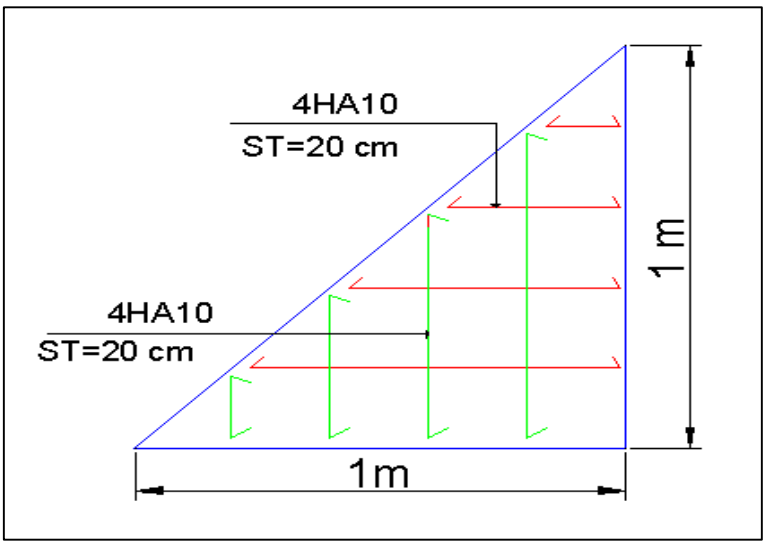


Figure III.19. ferraillage de dalle plaine

CHAPITRE 4 :

ETUDE

SISMIQUE

IV.INTRODUCTION :

D´après le règlement parasismique algérien (RPA 2003), pour assurer une meilleure résistance au séisme, les ouvrages doivent de préférence avoir une distribution régulière que possible, des masses et des rigidités tant en plan qu´en élévation.

Donc les systèmes de contreventement doivent être 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.

IV.1DEPOSITION DES VOILES

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan contreventée par un système Portiques contreventés par des voiles.

le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Disposer les voiles de façon à assurer :
- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

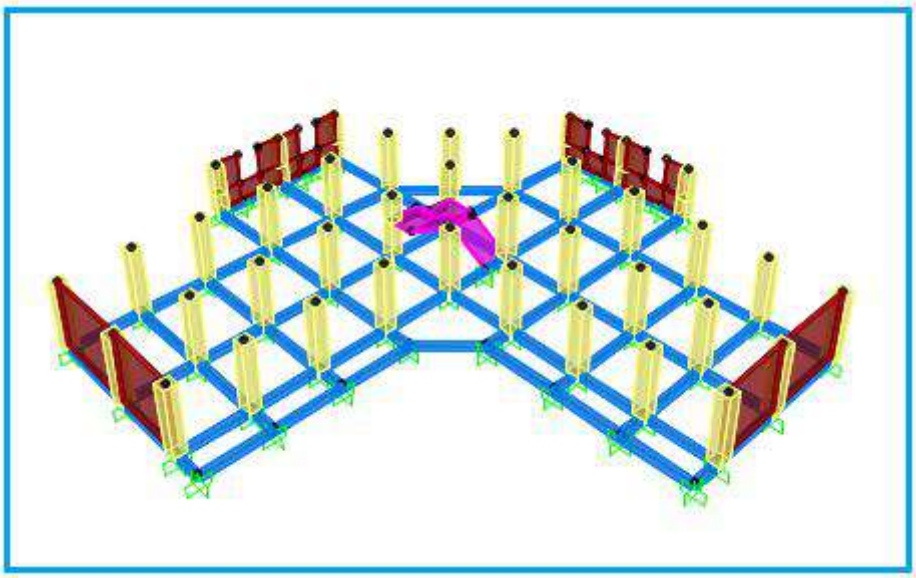


Figure IV.1 : disposition des voiles.

IV.2.CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.2.1.a. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}, Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- **W_i :** Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- **X_i et Y_i :** Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- **X_G et Y_G :** Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

IV.2.1.b.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point A travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}}, Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **Ix et Iy :** Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- **Xi et Yi :** Coordonnées du centre de gravité des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- **XR et YR :** Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.2.Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 26.20 m
Largeur du bâtiment = 26.40 m

IV.2.2.1.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.93 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.96 m

Tableau IV.1 : Coordonnées du centre de masse et Centre de Rigidité de la structure.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
Diaphragme N°	Niveau(m)	Poids(kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
3.23	3.23	5109.75	13.54	13.78	14.41	14.66
6.46	6.46	4965.94	13.54	13.79	14.73	14.88
9.69	9.69	4829.14	13.55	13.80	14.89	15.01
12.92	12.92	4768.85	13.56	13.81	14.99	15.10
16.15	16.15	4711.88	13.56	13.81	15.07	15.17
19.38	19.38	4646.49	13.55	13.82	15.13	15.24
22.61	22.61	4154.04	13.72	13.93	15.18	15.30

Remarque

On remarque que le sens x plus rigide que le sens y à la raison le nombre des voiles dans le sens x plus que le sens y.

IV.2.2.2.Excentricité :

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

Tableau IV.2 : la distance entre le centre de masse et le centre de torsion

Excentricité					
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Ex adm**	**Ey adm**
3.23	3.23	0.875	0.881	3.93	3.96
6.46	6.46	1.186	1.090	3.93	3.96
9.69	9.69	1.338	1.215	3.93	3.96
12.92	12.92	1.434	1.292	3.93	3.96
16.15	16.15	1.508	1.362	3.93	3.96
19.38	19.38	1.573	1.416	3.93	3.96
22.61	22.61	1.455	1.370	3.93	3.96

IV.2.2.3.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

IV.2.2.4.Excentricité théorique résultant des plans.

$$Ex = 0{,}05.\,Lx$$

$$Ey = 0{,}05.\,Ly$$

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

Tableau IV.3 : calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
22.61	26.20	26.40	1.31	1.32
19.38	26.20	26.40	1.31	1.32
16.15	26.20	26.40	1.31	1.32
12.92	26.20	26.40	1.31	1.32
9.69	26.20	26.40	1.31	1.32
6.46	26.20	26.40	1.31	1.32
3.23	26.20	26.40	1.31	1.32

IV.2.3. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

IV.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

- **Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]**

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

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003] la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise donc la méthode modale spectrale.

IV.3.1.METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV.3.1.a. PRINCIPE :

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

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

IV.3.1.b. MODELISATION :

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v19.2.1"

IV.3.1.c. Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

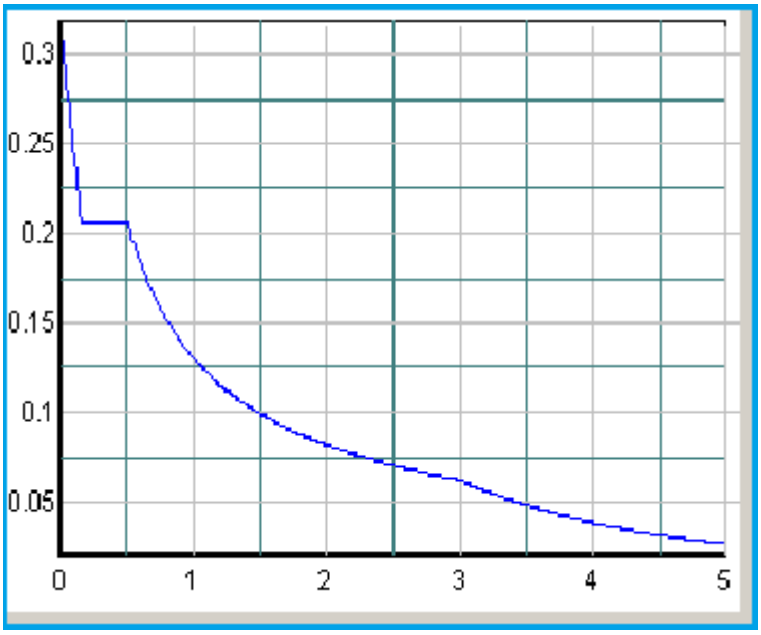


Figure IV.2 : Le spectre de réponse suivant x,y.

IV.3.1.d. Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de TIPAZA (zone III).

Donc : A=0,25

IV.3.1.e. Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV.3.1.f. Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:

ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les voile reprennent 100% de l'effort tranchant d'étage dues aux horizontale (Tx ,Ty)Donc R=4 [Tab 4.3 RPA99v2003].

IV.3.1.f.1.Justification du coefficient de comportement R-RPA version 2003

- **Suivant X :**

Tableau IV.4 :Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz/Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx/Poteau (kN)	Tx /Voiles (kN)
22.61	3956.23	3391.24	564.99	828.76	758.578	828.76
19.38	8094.84	6979.31	1115.53	1509.17	736.297	1509.17
16.15	12499.90	10937.62	1562.27	2029.14	1039.997	2029.14
12.92	16859.93	14787.10	2072.83	2468.22	951.340	2468.22
9.69	21548.78	19137.71	2411.07	2838.88	1071.471	2838.88
6.46	26473.42	23780.82	2692.59	3198.63	1001.635	3198.63
3.23	31583.00	28653.59	2929.41	3604.16	1549.170	3604.16

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales	
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Tx / Voiles (%)	Tx /Poteaux (%)
22.61	100	85.71	14.28	76.25	23.75
19.38	100	86.21	13.78	77.15	22.85
16.15	100	87.50	12.49	79.68	20.32
12.92	100	87.70	12.29	79.95	20.05
9.69	100	88.81	11.18	81.37	18.63
6.46	100	89.82	10.17	77.37	22.63
3.23	100	90.72	9.27	78.53	21.47

– **Suivant Y :**

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
22.61	3758.14	3391.24	366.89	747.81	765.266	747.81
19.38	7706.66	6979.31	727.35	1459.54	772.577	1459.54
16.15	11974.62	10937.62	1037.00	1994.92	1113.027	1994.92
12.92	16168.84	14787.10	1381.74	2436.85	1034.838	2436.85
9.69	20766.08	19137.71	1628.36	2796.29	1188.597	2796.29
6.46	25622.13	23780.82	1841.30	3115.87	1139.622	3115.87
3.23	30678.99	28653.59	2025.40	3490.94	1617.616	3490.94

– **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales	
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**	**Tx / Voiles (%)**	**Tx /Poteaux (%)**
22.61	100	90.23	9.76	76.1	23.90
19.38	100	90.56	9.43	77.75	22.25
16.15	100	91.34	8.66	79.37	20.63
12.92	100	91.45	8.54	79.8	20.20
9.69	100	92.15	7.84	81.77	18.23
6.46	100	92.81	7.18	77.39	22.61
3.23	100	93.39	6.60	79.53	20.47

- **IV.3.1.g. Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] :**

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 : $Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	**Observé**	**N/Observé**	**Q_x**	**Q_y**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.05	**1.05**

IV.3.1.h. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2[Tab 4.7 RPA99v2003] :

D'après le rapport du sol : Site S3

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases}$$

IV.3.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] 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.

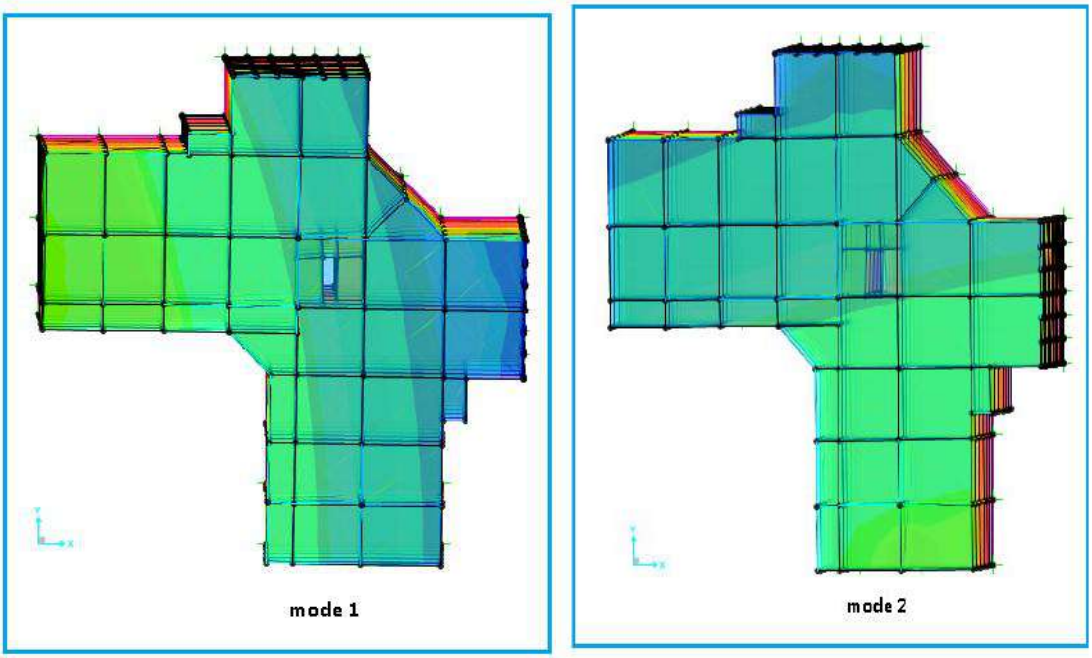
- **Résistance des éléments :**

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

IV.3.2.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.9 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.625	2.92 %	64.09 %	1.45 %	Translation suivant l'axe Y
Mode 2	0.598	64.45 %	3.27 %	1.90 %	Translation suivant l'axe X
Mode 3	0.460	0.72 %	0.92 %	66.66 %	Rotation autour l'axe Z



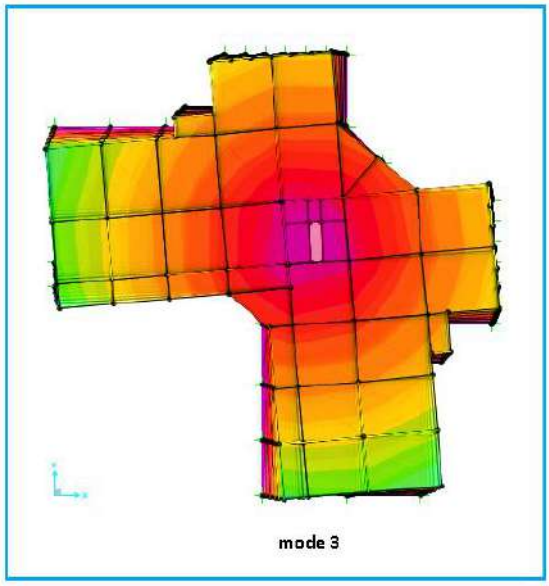


Figure IV.3:comportement des trois premiers modes

IV.3.2.2.Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :

Tableau IV.10 :vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux %	Uy %	Rz %	SumUx %	SumUy %	SumRz %
MODAL 1	0.625	2.92	64.10	1.45	2.92	64.10	1.45
MODAL 2	0.598	64.45	3.27	0.45	67.37	67.36	1.90
MODAL 3	0.460	0.72	0.93	64.77	68.09	68.29	66.67
MODAL 5	0.325	19.26	2.27	0.13	89.30	90.20	67.36

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 42 : T=3.50 s

On remarque que le sens Y dissipé rapidement que le sens X ,car ce le sens de faible rigidité (plus souple que l'autre sens)

IV.3.2.3.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

IV.3.2.4.Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3 RPA99v2003] :

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

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

Tableau IV.11: Calcul de la force sismique totale

A : coefficient d'accélération de zone	**A = 0,25**	**[TAB.4.1 RPA99V2003]**
D:facteur d'amplification dynamique	**D=2.5ŋ =2.205**	**[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]**
η : facteur de correction d'amortissement :	**η = 0,882**	**[TAB.4.2 RPA99V2003].**
T : période fondamentale	$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.518$ **s** **Tx= 0.398 Ty=0.396**	**[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]** **[Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]**
R:coefficient de comportement global	**R = 4**	**[Tab 4.3 RPA99v2003]**
Q : facteur de qualité	**Q_x=1.05 Q_y=1.05**	**[Tab.4.4 RPA99V2003] :**
Poids de la structure	**W= 43970.18 KN , β = 0.2**	**[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]** **[Tableau 4.5 RPA99v2003]**

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

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	6362.623	5178.22	0.814	Vérifiée
Suivant y	6362.623	5184.77	0.815	Vérifiée

IV.3.2.5.Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

a) Le moment de renversement

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

Le moment de renversement est égal à :

$$\mathbf{M_{Rx}} = h_i \cdot F_{iy}$$

$$\mathbf{M_{Ry}} = h_i \cdot F_{ix}$$

Avec :

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

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon le tableau suivant :

$$\mathbf{F_i} = \frac{(\mathbf{v} - \mathbf{F_t})\mathbf{w_{i.h_i}}}{\sum_{j=1}^{n} \mathbf{W_j h_j}}$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i: niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

Tableau IV.13 : les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (KN)	Wihi (KN.m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
22.61	4155.81	93962.87	1432.94	1432.94
19.38	4648.17	90081.61	1373.75	1373.75
16.15	4713.70	76126.33	1160.93	1160.93
12.92	4770.60	61636.19	939.95	939.95
9.69	4830.44	46807.00	713.81	713.81
6.46	4967.88	32092.51	489.41	489.41
3.23	5111.79	16511.09	251.79	251.79
		417217.63		

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.14 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
22.61	1432.94	1432.94	32398.90	32398.90
19.38	1373.75	1373.75	26623.39	26623.39
16.15	1160.93	1160.93	18749.12	18749.12
12.92	939.95	939.95	12144.28	12144.28
9.69	713.81	713.81	6916.84	6916.84
6.46	489.41	489.41	3161.62	3161.62
3.23	251.79	251.79	813.30	813.30
		$\sum M_R$	100807.48	100807.48

c) Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_{Gy}$ et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Avec :

- XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.15 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
22.61	4155.81	13.54	13.78	56277.56	57270.80
19.38	4648.17	13.54	13.79	62979.50	64138.75
16.15	4713.70	13.55	13.80	63898.98	65049.12
12.92	4770.60	13.56	13.81	64690.33	65892.04
9.69	4830.44	13.56	13.81	65514.34	66741.76
6.46	4967.88	13.55	13.82	67359.01	68695.37
3.23	5111.79	13.72	13.93	70183.92	71214.97
			$\sum M_R$	450903.66	459002.84

– **Vérification :**

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

Tableau IV.16:Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
100807.48	100807.48	450903.66	45900284	4.47	4.55	Vérifiée

Commentaire :

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

IV.3.2.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

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

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Vk: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk: hauteur de l'étage « k ».

Suivant X :

Tableau IV.17:Vérification l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vkx (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
22.61	323	4155.81	0.92	1166.14	0.010	Vérifiée
19.38	323	4648.17	0.92	1118.05	0.011	Vérifiée
16.15	323	4713.70	0.96	944.82	0.014	Vérifiée
12.92	323	4770.60	0.88	764.99	0.017	Vérifiée
9.69	323	4830.44	0.76	581.00	0.019	Vérifiée
6.46	323	4967.88	0.56	398.30	0.021	Vérifiée
3.23	323	5111.79	0.32	204.92	0.024	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV.18:Vérification l'effet P-Δ suivant Y

Niveau (m)	hk(cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vky (KN)	θky	θky ≤ 0.1
22.61	323	4155.81	1.08	1167.62	0.011	Vérifiée
19.38	323	4648.17	1.12	1119.46	0.014	Vérifiée
16.15	323	4713.70	1.08	946.01	0.016	Vérifiée
12.92	323	4770.60	1.04	765.96	0.020	Vérifiée
9.69	323	4830.44	0.84	581.73	0.021	Vérifiée
6.46	323	4967.88	0.68	398.81	0.026	Vérifiée
3.23	323	5111.79	0.40	205.18	0.030	Vérifiée

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis –a-vis de l'effet P-Δ.

IV.3.3.Résistance des éléments :

IV.3.3.1.Vérification des déplacements inter-étages [Art 5.10. RPA99v2003] :

– **Suivant X :**

Tableau IV.19:Vérification des déplacements inter-étage suivant x

	Déplacement					
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification
22.60	1.33	4	5.32	0.92	3.23	Vérifiée
19.38	1.10	4	4.40	0.92	3.23	Vérifiée
16.15	0.87	4	3.48	0.96	3.23	Vérifiée
12.92	0.63	4	2.52	0.88	3.23	Vérifiée
9.69	0.41	4	1.64	0.76	3.23	Vérifiée
6.46	0.22	4	0.88	0.56	3.23	Vérifiée
3.23	0.08	4	0.32	0.32	3.23	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV.20:Vérification des déplacements inter-étage suivant y

	Déplacement					
Niveau(m)	**δek (cm)**	**R**	**δk (cm)**	**Δδ (cm)**	**δ adm (cm)**	**Vérification**
22.61	1.56	4	6.24	1.08	3.23	Vérifiée
19.38	1.29	4	5.16	1.12	3.23	Vérifiée
16.15	1.01	4	4.04	1.08	3.23	Vérifiée
12.92	0.74	4	2.96	1.04	3.23	Vérifiée
9.69	0.48	4	1.92	0.84	3.23	Vérifiée
6.46	0.27	4	1.08	0.68	3.23	Vérifiée
3.23	0.10	4	0.40	0.40	3.23	Vérifiée

IV.3.3.2.Vérification de cisaillement des éléments [Art 7.4.3.2 RPA99v2003] :

a. Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier :$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$

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

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

Tableau IV.21:Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	d (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max}(Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30x45	30	42.5	149.41	ACC	1.172	4.35	Vérifiée
PS 30x35	30	32.5	127.58	ACC	1.309	4.35	Vérifiée
PPL 30x35	30	32.5	35.81	ACC	0.367	4.35	Vérifiée
CH 30x30	30	27.5	51.88	ACC	0.63	3.26	Vérifiée
Longrine 30x30	30	27.5	35.93	ACC	0.436	4.35	Vérifiée

b. Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]

Pour les poteaux la vérification de cisaillement Vérification car le système de contreventement R=4

c. Les voiles

Tableau IV.22:Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	Voile	b	L	$\|V_u\|$	Combinaison	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	1	20	330	1019.50	$G+Q+E_{dx}$	2.403	5	CV
	2	20	365	1108.56	$G+Q-E_{dx}$	2.362	5	CV
	3	20	440	1349.16	$G+Q+E_{dx}$	2.385	5	CV
	4	20	370	1095.93	$G+Q+E_{dx}$	2.304	5	CV
	5	20	365	1069.49	$G+Q-E_{dx}$	2.279	5	CV
Suivant Y	1	20	375	1330.40	$G+Q-E_{dy}$	2.759	5	CV
	2	20	440	1573.65	$G+Q-E_{dy}$	2.782	5	CV
	3	20	370	1346.55	$G+Q+E_{dy}$	2.831	5	CV
	4	20	375	1375.46	$G+Q-E_{dy}$	2.853	5	CV

IV.3.3.3.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base il faut augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Les nouvelles sections :

Tableau IV.23:les nouvelles sections choisis

Niveau	Section	
	b (cm)	h (cm)
6eme étage	40	40
5eme étage	40	40
4eme étage	45	45
3eme étage	45	45
2eme étage	50	50
1er étage	55	55
RDC	60	60

	Section	
	b (cm)	h (cm)
Poutre principale	30	45
voile	20	

Vérification :

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

		N_d (KN)	Bc(cm^2)	Combinaison	fc28 (MPa)	□	□ ≤ *0.3*
RDC pot 60x60	Suivant x	2510.41	336400	G+Q+EdX	25	0.29	Vérifiée
	Suivant y	2435.42		G+Q+EdY	25	0.29	Vérifiée
1er étage 55x55	Suivant x	2105.80	280900	G+Q+EdX	25	0.3	Vérifiée
	Suivant y	2050.28		G+Q+EdY	25	0.29	Vérifiée
2eme étage 50x50	Suivant x	1714.33	230400	G+Q+EdX	25	0.29	Vérifiée
	Suivant y	1675.47		G+Q+EdY	25	0.29	Vérifiée
3eme étage 45x45	Suivant x	1201.68	184900	G+Q+EdX	25	0.26	Vérifiée
	Suivant y	1196.62		G+Q+EdY	25	0.25	Vérifiée
4eme étage 45x45	Suivant x	958.25	184900	G+Q+EdX	25	0.20	Vérifiée
	Suivant y	957.87		G+Q+EdY	25	0.20	Vérifiée
5eme étage 40x40	Suivant x	576.91	144400	G+Q+EdX	25	0.16	Vérifiée
	Suivant y	577.60		G+Q+EdY	25	0.16	Vérifiée
6eme étage 40x40	Suivant x	299.13	144400	G+Q+EdX	25	0.08	Vérifiée
	Suivant y	295.24		G+Q+EdY	25	0.08	Vérifiée

CHAPITRE 5 :

CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a. Combinaisons données par le CBA93 :

- ELU : 1.35G+1.5Q
- ELS : G+Q
- ELA : G+Q±E

b. Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

V.2.Ferraillage des poutres :

Introduction :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

Tableau V-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ 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

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x45	57.73	**ELU**	4.06	-126.48	$G+Q+E_x$	7.98
Poutres secondaires	30x35	52.63	ACC	4.25	-81.75	$G+Q+E_x$	6.80

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales et Poutres secondaires

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	**As1 [cm²]**	**As2 [cm²]**	**As1 [cm²]**	**As2 [cm²]**
	4.06	0	4HA12= 4.52	3HA12 = 3.39
	As'1 [cm²]	**As'2 [cm²]**	**As'1 [cm²]**	**As'2 [cm²]**
	0	7.98	3HA12 = 3.39	3HA12+3 HA14= 8.01
Poutres secondaires	**As1[cm²]**	**As2[cm²]**	**As1 [cm²]**	**As2 [cm²]**
	4.25	0	3HA14 = 4.62	3HA14 = 4.62
	As'1[cm²]	**As'2[cm²]**	**As'1 [cm²]**	**As'2 [cm²]**
	6.8	6.8	3HA14+ 2 HA14= 6.88	3HA14+2 HA14= 6.88

V.2.1.a. Vérification des contraintes à l'ELS:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principal	27.42	52.37	3.5	/	/	5.5	171	67.6	15	201.6	**CV**
Poutres secondair	25.74	40.02	4.7	187.9	51	5.9	197.7	67	15	201.6	**CV**

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue$: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V-4: Vérification des sections selon le RPA99 et CBA93

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	7.91	11.4	6.75	1.35	CV
Poutres secondaires	9.24	13.76	5.25	1.05	CV

V.2.1.b. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

- k : Est un coefficient rédacteur: $(0{,}75 \leq K \leq 0{,}85)$, on prend $K = 0{,}80$.

k=1 (flixion simple) [**ART A**. 5.1.2.3 **CBA**93]

α=90° Pour les armatures transversales

Tableau *V-5: condition* de la flèche

Elément	1 ére condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	*0.102*	*0.625*	**CNV**	*0.102*	0.080	**CV**	*0.035*	*0.0105*	**CNV**
Poutres secondaires	*0.079*	*0.625*	**CNV**	*0.079*	0.080	**CNV**	*0.047*	*0.0105*	**CNV**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

V.2.1.c. Poutre principale :

Tableau V-6: Vérification de la flèche des poutres principales

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
7.91	27.42	0.62	88.08	0.142	9.12	85358.39	3.38
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.35	63443.76	78790.15	2.60	6.28	3.68	8.8	CV

V.2.1.d. Poutres secondaires :

Tableau V-7 : Vérification de la flèche des Poutres secondaires

λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
9.24	25.74	0.95	85.71	0.31	8.90	48485.55	2.21
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
0.88	30841.44	41331.45	5.06	3.78	1.28	8.8	CV

V.2.1.e. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou à l'ACC :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V-8 : Vérification des contraintes de cisaillement

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	94.99	ELU	0.745	3.33	CV
Poutres secondaires	30x35	85.61	ELU	0.878	3.33	CV

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

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

$$Selon\ le\ RPA2003: \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93: \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

k=1 (flixion simple) [**ART A**. 5.1.2.3 **CBA**93]

α=90° Pour les armatures transversales

Tableau V-9: Ferraillage transversal des poutres et leur espacement

Elément	$\tau_u(MPa)$	*CBA93*		*RPA2003*			$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ *(cm²)*
		$S_{t\ max}$ *(cm)*	$A_{t\ max}$ *(cm²)*	$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	A_t *(cm²)*	$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales	0.745	38.25	0.42	9.6	22.5	0.86	10	15	4Ø8 = 2.01
Poutres secondaires	0.878	29.25	0.69	9.6	17.5	0.86	10	15	4Ø8 = 2.01

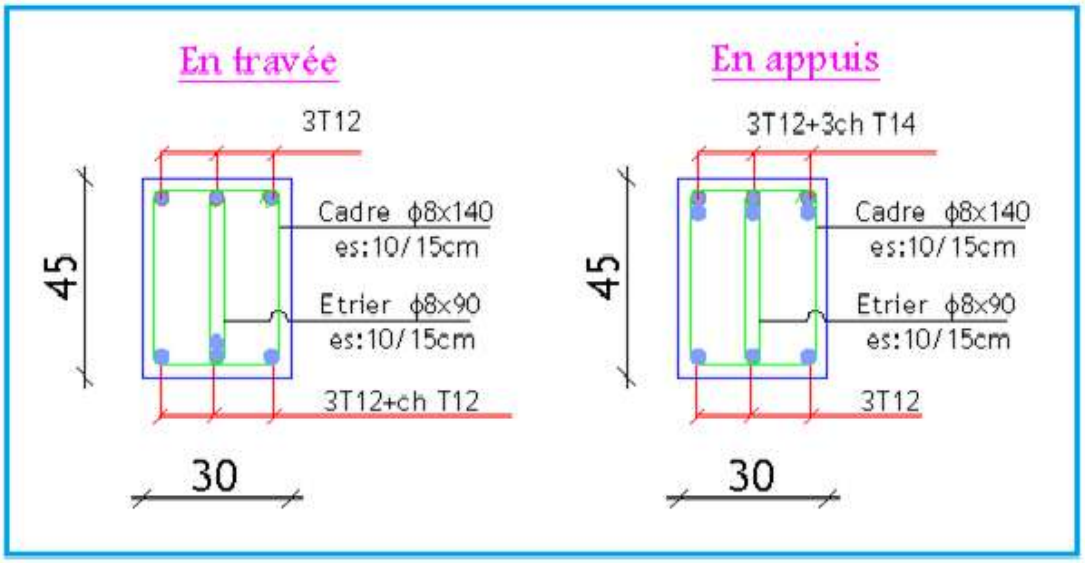


Figure V.1 : Ferraillage d'un Poutre principale

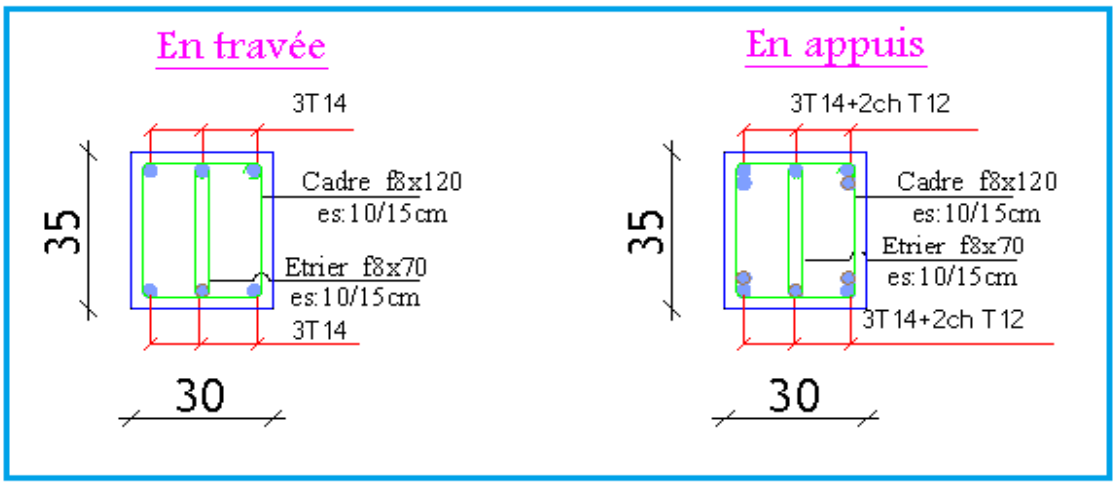


Figure V.2 : Ferraillage d'un Poutre secondaires

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

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

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad Section\ de\ béton\ comprimée \end{cases}$$

Condition de non fragilité: $A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

Selon le RPA2003 (Art 7.4.2.1):

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

$\boldsymbol{h_e}$: la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{xymax}\ et\ et\ M_{yx\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$$

Avec :

$\boldsymbol{e_1}$ **:** Excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

$\boldsymbol{e_2}$**:** Excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

$\boldsymbol{l_f}$ **:** Longueur de flambement.

$\boldsymbol{h}$ **:**Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$\boldsymbol{e_2}$ **:** Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

$\boldsymbol{e_2}$ **:** Longueur libre.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Remarque : Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q

– **A l'ELU :**

Tableau V-10 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Section	N	Cas	N (KN)	Mx (KN)	My (KN)	Combi	As1 (cm²)	As2 (cm²)	Atot	A_{min} (cm²)	A choix (cm²)
60x60	3.23	Nmin→Mcor	804.48	2.70	20.9	ELU	3	1.8	9.6	32.4	**8HA20+4HA16 =33.18**
		Nmax→Mcor	1553.3	3.74	0.87	ELU	3	1.8	9.6		
		Mmax→Ncor	1356.1	0.74	26.4	ELU	3	1.8	9.6		
55x55	6.46	Nmin→Mcor	664.38	6.41	22.4	ELU	2.75	1.65	8.8	27.22	**4HA20+8HA16 =28.65 cm²**
		Nmax→Mcor	1189.3	22.16	4.24	ELU	2.75	1.65	8.8		
		Mmax→Ncor	1027.3	4.84	30.4	ELU	2.75	1.65	8.8		
50x50	9.69	Nmin→Mcor	533.06	9.33	19.3	ELU	2.5	1.5	8	22.5	**12HA16 =24.13 cm²**
		Nmax→Mcor	981.02	18.55	4.04	ELU	2.5	1.5	8		
		Mmax→Ncor	840.79	6.43	30.6	ELU	2.5	1.5	8		
45x45	12.92	Nmin→Mcor	410.69	9.77	14.6	ELU	2.25	1.35	7.2	18.23	**12HA14 =18.47 cm²**
		Nmax→Mcor	777.23	16	3.68	ELU	2.25	1.35	7.2		
		Mmax→Ncor	660.95	6.50	26.8	ELU	2.25	1.35	7.2		
45x45	16.15	Nmin→Mcor	292	13.51	15.7	ELU	2.25	1.35	7.2	18.23	
		Nmax→Mcor	578.00	18.19	4.55	ELU	2.25	1.35	7.2		
		Mmax→Ncor	483.74	8.76	32.6	ELU	2.25	1.35	7.2		
40x40	19.38	Nmin→Mcor	180.85	10.72	10.4	ELU	2	1.2	6.4	14.40	**4HA14+8HA12 =15.21 cm²**
		Nmax→Mcor	378.07	13.49	3.31	ELU	2	1.2	6.4		
		Mmax→Ncor	312.31	6.94	25.6	ELU	2	1.2	6.4		
40x40	22.61	Nmin→Mcor	72.01	14.78	16.1	ELU	1.94.	1.26	6.52	14.40	
		Nmax→Mcor	190.26	13.97	0.29	ELU	2	1.2	6.4		
		Mmax→Ncor	157.90	8.22	25.4	ELU	2	1.2	6.4		

V.3.1.d. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V-11 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Niveau	N (KN)	Mx (KN)	My (KN)	σ_b(Mpa)	σ'_s(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)
60x60	3.23	1040.02	6.44	1.41	2.4	35.7	0	15	201.63
		595.91	2	15.48	1.6	23.7	0		
		791.97	20.52	2.62	2.2	31.2	0		
55x55	6.46	881	16.42	3.14	2.8	40.7	0	15	201.63
		492.13	4.75	16.61	1.8	25.4	0		
		667.20	23.13	5.33	2.5	35	0		
50x50	9.69	726.68	13.74	2.99	2.9	41.4	0	15	201.63
		394.86	6.91	14.39	2	27.6	0		
		622.80	4.76	22.70	2.9	41.1	0		
45x45	12.92	575.72	11.85	2.73	3	42.4	0	15	201.63
		304.22	7.23	10.78	2.1	28.4	0		
		489.59	4.81	19.87	3.2	43.3	0		
45x45	16.15	428.15	13.47	3.75	2.5	35.1	0	15	201.63
		216.36	10.00	11.67	1.9	25.2	0.7		
		358.32	6.49	24.20	2.9	38.9	0		
40x40	19.38	280.05	9.99	2.45	2.3	30.5	0	15	201.63
		133.96	7.94	7.73	1.8	22.7	4.4		
		231.34	5.13	19.00	2.9	37.1	4.6		
40x40	22.61	140.93	10.35	0.21	1.4	18.5	0	15	201.63
		53.34	10.95	11.94	2.5	27.7	33.2		
		116.96	6.06	18.80	2.8	32.5	24.4		

V.3.2.Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

$\boldsymbol{T_u}$: Effort tranchant.

$\boldsymbol{\rho_a}$:Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=4), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V-12 : d'armatures transversales

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$\boldsymbol{A_{t\,ch}(cm^2)}$
RDC	60x60	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
1ier	55x55	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
2éme	50x50	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
3éme+ 4éme	45x45	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
5éme+6éme	40x40	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

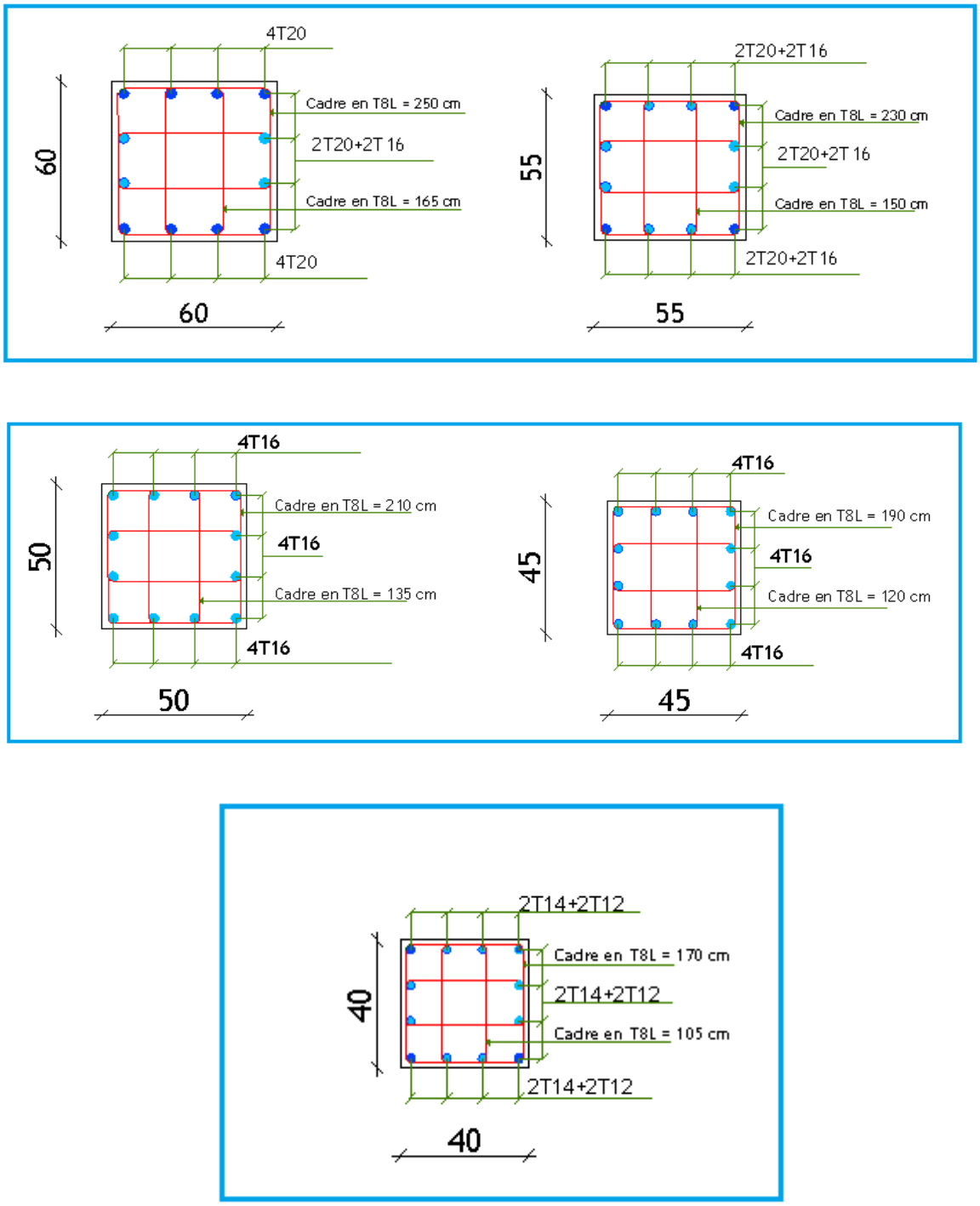


Figure V.3 : Ferraillage des poteaux

V.4.Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Recommandations des règlements :

- **Armatures verticales**

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile. [RPA99v2003 Art 7.7.4.1]

Av =0.15%B dans la section globale du voile. [RPA99v2003 Art 7.7.4.3]

Av =0.10%B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

Selon le CBA 93 Art ►► [Art B.6.4] ◄◄

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93[2]: ►►** [Art A.6.4.2] **◄◄**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0,4.\ a}$
- $S_h \leq (Ah \times 0.9\ fe/\gamma)/(a(\tau b - 0.3fc28))$

Selon le RPA 99 Version 2003[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

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

$S_h \leq (A.h)/0.003$

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

V.4.1.Ferraillage des voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales :

Suivant X :

Tableau V-13 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	As1 [cm²]	As2 [cm²]	St	As [cm²]
RDC- 1er étage	V_1	2.7	800.16	3001.53	ACC	19.4	19.4	15	2x(18HA12=20.36)
	V_2	3.05	1894.44	3020.29	ACC	13.00	13.00	15	2x(20HA10=15.71)
	V_3	3.80	2001.76	4313.80	ACC	16.00	16.00	15	2x(25HA10=19.63)
2ème - 3ème étage	V_1	2.80	665.75	1533.54	ACC	11.6	11.6	15	2x(18HA12=20.36)
	V_2	3.15	1224.59	2371.93	ACC	13.00	13.00	15	2x(20HA10=15.71)
	V_3	3.90	1265.24	3396.63	ACC	16.00	16.00	15	2x(25HA10=19.63)
4ème - 5ème 6ème étage	V_1	2.85	439.94	850.41	ACC	11.6	11.6	15	2x(18HA12=20.36)
	V_2	3.20	425.44	1466.44	ACC	13.00	13.00	15	2x(20HA10=15.71)
	V_3	3.95	428.60	2003.05	ACC	16.00	16.00	15	2x(25HA10=19.63)

Tableau V-14: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	As [cm²] RPA	As [cm²] CBA	As choisie [cm²]	Vérification
RDC- 1er étage	V_1	10.8	5.4	2x(18HA12=20.36)	**Vérifiée**
	V_2	12.2	6.1	2x(20HA10=15.71)	
	V_3	15.2	7.6	2x(25HA10=19.63)	
2ème -3ème étage	V_1	11.20	5.6	2x(18HA12=20.36)	Vérifiée
	V_2	12.60	6.3	2x(20HA10=15.71)	
	V_3	15.60	7.8	2x(25HA10=19.63)	
4ème5ème 6ème étage	V_1	11.40	5.7	2x(18HA12=20.36)	Vérifiée
	V_2	12.80	6.4	2x(20HA10=15.71)	
	V_3	15.80	7.9	2x(25HA10=19.63)	

V.4.1.2. Vérification des armatures à ELS :

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

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

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

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

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

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V-15 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

	voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	σ_b Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
RDC- 1er étage	V_1	2.7x20	1142.59	18.90	19.4	19.4	2	29.5	15	201.63
	V_2	3.05x20	774.30	16.94	13.00	13.00	1.2	18.6	15	201.63
	V_3	3.80x20	822.06	35.45	16.00	16.00	1.1	16.2	15	201.63
2ème - 3ème étage	V_1	2.80x20	968.68	51.25	11.6	11.6	1.8	26.8	15	201.63
	V_2	3.15x20	621.83	14.33	13.00	13.00	1	14.5	15	201.63
	V_3	3.90x20	663.68	18.63	16.00	16.00	0.8	12.5	15	201.63
4ème5ème 6ème étage	V_1	2.85x20	640.52	69.18	11.6	11.6	1.3	19.1	15	201.63
	V_2	3.20x20	396.21	43.53	13.00	13.00	0.7	10.4	15	201.63
	V_3	3.95x20	423.12	8.01	16.00	16.00	0.5	7.8	15	201.63

Suivant Y :

Tableau V-16 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	As1 [cm²]	As2 [cm²]	St	As [cm²]
RDC- 1er étage	V_A	3.15	2158.14	3589.1	ACC	13.40	13.40	15	2x(21HA10=16.49)
	V_B	3.80	2328.10	4851.13	ACC	16.00	16.00	15	2x(25HA10=19.63)
2ème - 3ème étage	V_A	3.25	1385.94	2694.23	ACC	13.80	13.80	15	2x(21HA10=16.49)
	V_B	3.90	1492.60	3670.36	ACC	16.40	16.40	15	2x(25HA10=19.63)
4ème - 5ème 6ème étage	V_A	3.30	493.44	1671.44	ACC	14.00	14.00	15	2x(21HA10=16.49)
	V_B	3.95	576.03	2179.44	ACC	16.60	16.60	15	2x(25HA10=19.63)

Tableau V-17 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	As [cm²] RPA	As [cm²] CBA	As choisie [cm²]	Vérification
RDC- 1er étage	V_A	12.6	6.3	2x(21HA10=16.49)	**Vérifiée**
	V_B	15.2	7.6	2x(25HA10=19.63)	
2ème -3ème étage	V_A	13.0	6.5	2x(21HA10=16.49)	Vérifiée
	V_B	15.6	7.8	2x(25HA10=19.63)	
4ème5ème 6ème étage	V_A	13.2	6.6	2x(21HA10=16.49)	Vérifiée
	V_B	15.8	7.9	2x(25HA10=19.63)	

Tableau V-18 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins

	voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	σ_b Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
RDC- 1er étage	V_A	3.15x20	797.13	12.07	13.40	13.40	1.2	18.3	15	201.63
	V_B	3.80x20	819.66	27.25	16.00	16.00	1.1	15.9	15	201.63
2ème - 3ème étage	V_A	3.25x20	642.54	14.17	13.80	13.80	1.0	14.4	15	201.63
	V_B	3.90x20	653.40	19.56	16.40	16.40	0.8	12.3	15	201.63
4ème - 5ème 6ème	V_A	3.30x20	411.95	41.70	14.00	14.00	0.7	10.20	15	201.63
	V_B	3.95x20	411.21	17.16	16.60	16.60	0.5	7.8	15	201.63

V.4.1.3. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V-19 : calcul des armatures horizontaux des voiles pleins. Suivant x,y :

Niveau	voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et étage courant	V_1	288	20	1009.07	2.72	5	15	2x (19HA10=14.92)
	V_2	278	20	1087.85	3.044	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_3	278	20	1340.79	3.75	5	15	2x (19HA10=14.14)
	V_A	278	20	1296.14	3.62	5	15	2x (19HA10=14.14)
	V_B	278	20	1549.08	4.33	5	15	2x (18HA10=14.14)

V.4.1.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φt 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 :

Tableau V.20 : diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles Φt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements. 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 m2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.1.Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2. Armatures verticales :

Suivant X :

Tableau V-21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles avec ouverture (trumeau)

Niveau	Voile	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	As1 [cm²]	As2 [cm²]	St	As [cm²]
RDC- 1er étage	V_4	3.10	960.05	301.85	ACC	13.2	13.2	15	2x(20HA10=15.71)
	V_5	3.05	160.65	301.80	ACC	13.00	13.00	15	2x(20HA10=15.71)
2ème - 3ème étage	V_4	2	749.28	214.33	ACC	4.80	4.80	15	2x(14HA10=11.00)
	V_5	1.96	752.74	228.59	ACC	4.72	4.72	15	2x(14HA10=11.00)
4ème - 5ème 6ème étage	V_4	2.04	321.50	118.91	ACC	4.88	4.88	15	2x(14HA10=11.00)
	V_5	2	327.07	122.23	ACC	4.80	4.80	15	2x(14HA10=11.00)

Tableau V-22 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	As [cm²] RPA	As [cm²] CBA	As choisie [cm²]	Vérification
RDC- 1er étage	V_4	12.40	6.20	2x(20HA10=15.71)	Vérifiée
	V_5	12.20	6.10	2x(20HA10=15.71)	
2ème -3ème étage	V_4	4.00	2.00	2x(14HA10=11.00)	Vérifiée
	V_5	3.92	1.96	2x(14HA10=11.00)	
4ème5ème 6ème étage	V_4	4.08	2.04	2x(14HA10=11.00)	Vérifiée
	V_5	4.00	2.00	2x(14HA10=11.00)	

Tableau V-23 : Vérification des armatures a ELS des voiles avec ouverture

	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
RDC-1er étage	V_4	3.10x20	215.34	15.66	13.2	13.2	0.4	5.5	15	201.63
	V_5	3.05x20	190.44	11.90	13.00	13.00	0.3	4.9	15	201.63
2ème - 3ème étage	V_4	2.00x20	178.99	16.44	4.80	4.80	1.2	18.4	15	201.63
	V_5	1.96x20	156.85	12.35	4.72	4.72	1.1	15.8	15	201.63
4ème - 5ème 6ème	V_4	2.04x20	116.29	6.56	4.88	4.88	0.7	10.2	15	201.63
	V_5	2.00x20	102.41	4.20	4.80	4.80	0.6	8.7	15	201.63

Suivant Y :

Tableau V-24 : Calcul des armateurs verticaux des voiles avec ouverture (trumeau)

Niveau	Voile	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	As1 [cm²]	As2 [cm²]	St	As [cm²]
RDC- 1er étage	V_C	3.10	1155.02	372.61	ACC	13.20	13.20	15	2x(20HA10=15.71)
	V_D	3.15	1207.05	412.04	ACC	13.40	13.40	15	2x(20HA10=15.71)
2ème - 3ème étage	V_C	2	899.23	246.60	ACC	4.80	4.80	15	2x(14HA10=11.00)
	V_D	2.04	949.44	280.60	ACC	4.88	4.88	15	2x(14HA10=11.00)
4ème - 5ème 6ème étage	V_C	2.04	397.50	140.50	ACC	4.88	4.88	15	2x(14HA10=11.00)
	V_D	2.10	431.72	155.07	ACC	5.00	5.00	15	2x(14HA10=11.00)

Tableau V-25 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	As [cm²] RPA	As [cm²] CBA	As choisie [cm²]	Vérification
RDC- 1er étage	V_C	12.40	6.20	2x(20HA10=15.71)	Vérifiée
	V_D	12.60	6.30	2x(20HA10=15.71)	
2ème -3ème étage	V_C	4.00	2.00	2x(14HA10=11.00)	Vérifiée
	V_D	4.08	2.04	2x(14HA10=11.00)	
4ème5ème 6ème étage	V_C	4.08	2.04	2x(14HA10=11.00)	Vérifiée
	V_D	4.20	2.10	2x(14HA10=11.00)	

Tableau V-26 : Vérification des armatures a ELS des voiles avec ouverture

	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
RDC-1er étage	V_C	3.10x20	221.58	15.06	13.20	13.20	0.4	5.6	15	201.63
	V_D	3.15x20	193.26	13.58	13.40	13.40	0.3	4.8	15	201.63
2ème - 3ème étage	V_C	2x20	186.87	17.92	4.80	4.80	1.3	19.5	15	201.63
	V_D	2.04x20	154.59	12.35	4.88	4.88	1.0	14.9	15	201.63
4ème - 5ème 6ème	V_C	2.04x20	124.41	8.34	4.88	4.88	0.8	11.4	15	201.63
	V_D	2.10x20	97.72	3.16	5.00	5.00	0.5	7.5	15	201.63

V.4.2.3.Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

Recommandation du RPA99v2003

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\boldsymbol{\tau_b} = \dfrac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\boldsymbol{\tau}} = 0.2fc28$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer : Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux **: A_t**

Des aciers en partie courante : A_c

- **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]**
- **Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :**

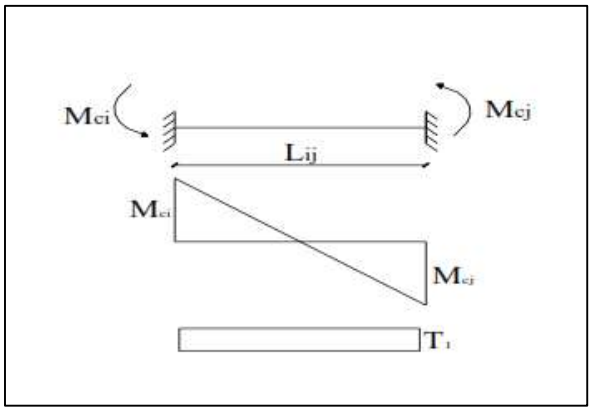


Figure V.4: Moments et efforts tranchants dans les linteaux

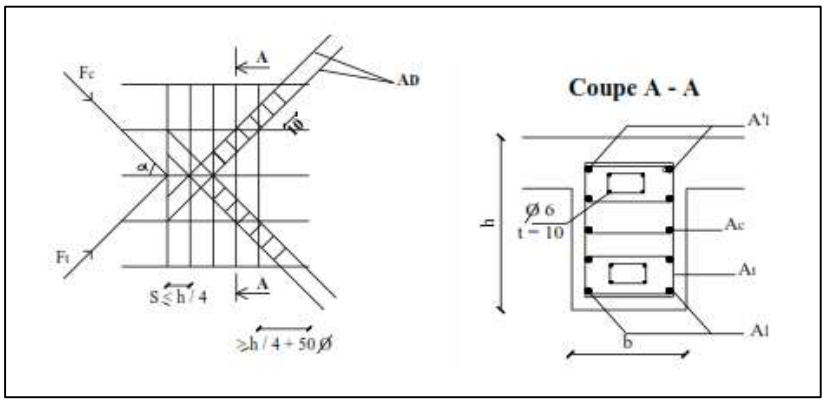


Figure V.5 : Armatures des linteaux selon le RPA 99

V.4.3.Ferraillage des linteaux :

Suivant x

Tableau V.27 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC	V3	20	146.7	780.97	3.73	0.31	Traction/compression
1ère	V3	20	146.7	771.83	3.68	1.02	Traction/compression
2ème	V3	20	146.7	727.34	3.47	0.20	Traction/compression
3ème	V3	20	146.7	622.90	2.97	0.43	Traction/compression
4èm	V3	20	146.7	465.73	2.22	0.64	Traction/compression
5ème	V3	20	146.7	280.77	1.34	0.24	Flexion simple
6ème	V3	20	146.7	17.72	0.22	0	Flexion simple

Tableau V.28 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC	12.12	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
1ère	11.98	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
2ème	11.29	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
3ème	9.67	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
4èm	7.23	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA12) =9.05	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42/
5ème	/	0.01	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(8HA8) =8.04	/
6ème	/	0	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(8HA8) =8.04	/

Tableau V.29 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	V4	20	146.7	780.99	3.73	3.86	Traction/compression
1ère	V4	20	146.7	769.59	3.67	2.84	Traction/compression
2ème	V4	20	146.7	719.78	3.43	4.70	Traction/compression
3ème	V4	20	146.7	614.50	2.93	5.33	Traction/compression
4èm	V4	20	146.7	450.16	2.15	5.68	Traction/compression
5ème	V4	20	146.7	266.86	1.27	6.14	Flexion simple
6ème	V4	20	146.7	69.85	0.86	2.86	Flexion simple

Tableau V.30 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm^2)					A choisie (cm^2)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC	12.12	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
1ère	11.95	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
2ème	11.17	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
3ème	9.54	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
4èm	6.99	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA12) =9.05	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42/
5ème	/	0.14	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(8HA8) =8.04	/
6ème	/	0.17	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(8HA8) =8.04	/

Suivant y

Tableau V.31 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	Vc	20	146.7	941.76	4.49	576.83	Traction/compression
1ère	Vc	20	146.7	915.17	4.37	565	Traction/compression
2ème	Vc	20	146.7	840.62	4.01	522.29	Traction/compression
3ème	Vc	20	146.7	722.91	3.45	440.61	Traction/compression
4èm	Vc	20	146.7	546.29	2.61	338.95	Traction/compression
5ème	Vc	20	146.7	323.87	1.55	211.71	Traction/compression
6ème	Vc	20	146.7	75.74	0.94	56.60	Flexion simple

Tableau V.32 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm^2)					A choisie (cm^2)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC	14.62	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA16) =16.02	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
1ère	14.21	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA16) =16.02	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
2ème	13.05	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA16) =16.02	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
3ème	11.22	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
4èm	8.48	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA12) =9.05	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
5ème	5.03	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA10) =6.28	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
6ème	/	3.42	1.58	/	15	/	2x(2HA12) =4.52	2x(8HA8) =8.04	/

Tableau V.33 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	Vd	20	146.7	950.18	4.53	558.10	Traction/compression
1ère	Vd	20	146.7	926.17	4.42	551.28	Traction/compression
2ème	Vd	20	146.7	844.19	4.03	508.40	Traction/compression
3ème	Vd	20	146.7	724.67	3.46	445.73	Traction/compression
4èm	Vd	20	146.7	538.66	0.99	336.83	Flexion simple
5ème	Vd	20	146.7	314.89	1.50	217.97	Flexion simple
6ème	Vd	20	146.7	76.54	0.94	56.63	Flexion simple

Tableau V.34 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm^2)					A choisie (cm^2)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC	14.75	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA16) =16.02	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
1ère	14.38	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA16) =16.02	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
2ème	13.10	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA16) =16.02	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
3ème	11.25	4.89	0.75	6.52	15	2x(4HA14) =12.32	2x (4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	2x(6HA10) =9.42
4èm	/	2.82	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(8HA8) =8.04	/
5ème	/	4.83	1.58	/	15	/	2x(4HA10) =6.28	2x(8HA8) =8.04	/
6ème	/	3.42	1.58	/	15	/	2x(2HA12) =4.52	2x(8HA8) =8.04	/

Conclusion :

Dans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le Ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais Cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez Important. On Pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

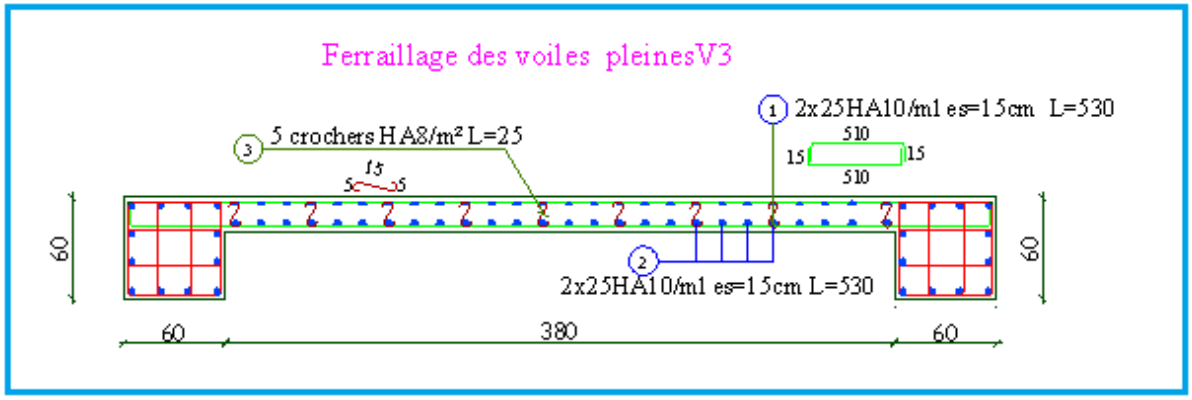


Figure V.6 : Ferraillage des voiles pleines

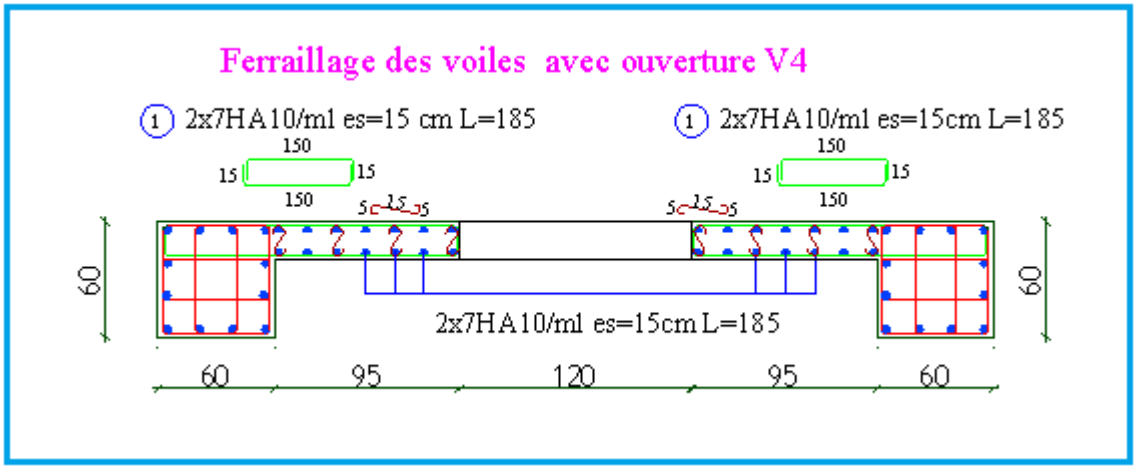


Figure V.7 : Ferraillage des voiles avec ouverture

CHAPITRE 6 :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.INTRODUCTION

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol.

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le Sol d'assise.

VI.1.a. Système structural adopté. FONDATIONS SUPERFICIELLES:

Elle de 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.1.b. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.1.c. ETUDE PRELIMINAIRE 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 1.5 bar pour une profondeur d'ancrage de **2.00m** 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 lastabilité de la structure.

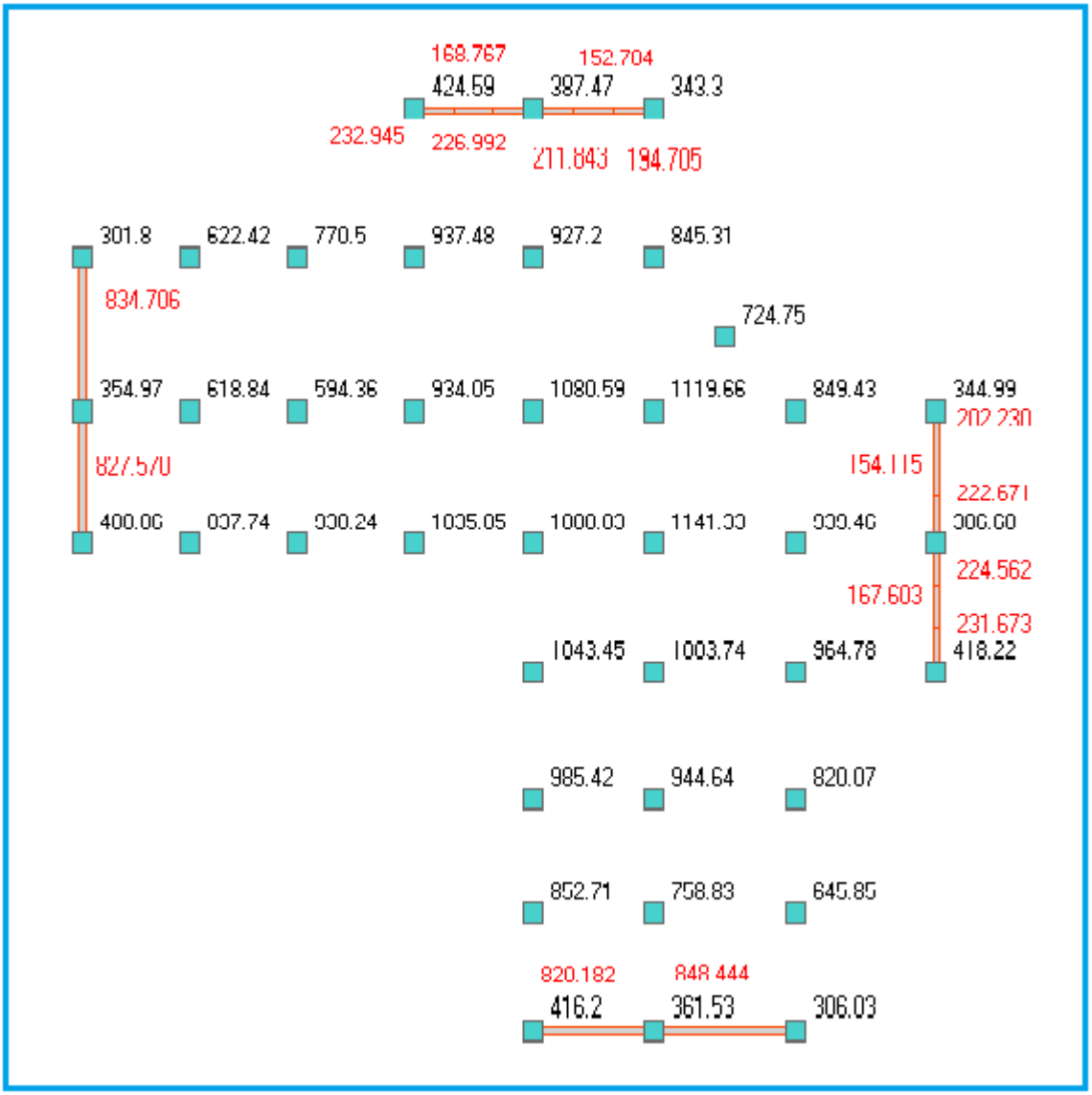


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.2.CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :

VI.2.1.Dimensionnement des semelles isolées :

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

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

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

Nser (max) (KN)	σ_{sol} (bar)	A (m)	B (m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	H (Cm)	H_{adop} (Cm)
1141.33	1.5	2.8	2.8	3.2	3.2	68	70
927.2	1.5	2.5	2.5	2.9	2.9	61	65
645.85	1.5	2.1	2.1	2.5	2.5	51	55

VI.2.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{Amorce\ pt}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

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

N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	$P_{Amorce\ pt}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
1141.33	179.20	128.44	9.00	0.142	0.15	**ok**
927.2	136.65	105.53	9.45	0.140	0.15	**ok**
645.85	85.94	78.88	10.35	0.131	0.15	**ok**

VI.2.3.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 une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

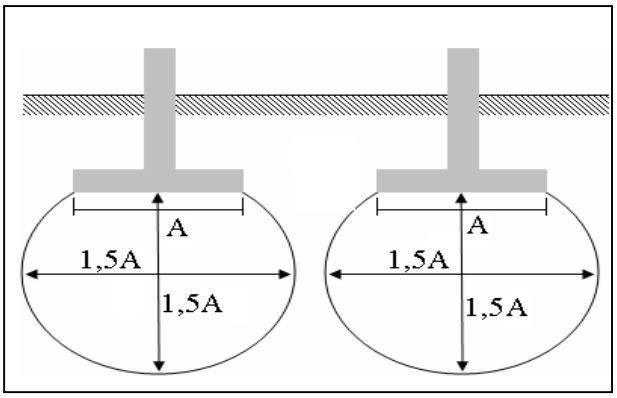


Figure VI.2 : Les bulbes de pression sous la semelle

Tableau VI.3: Vérification chevauchement entre les semelles isolées

A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
3.2	3.2	4.8	4.40	**N'est pas vérifier**

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.3.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.

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

VI.3.1.Dimensionnement des semelles filantes dans une seule direction :

Tableau VI.4: Vérification chevauchement entre les semelles filantes

	B (m)	B' (m)	$\frac{(B + B')}{2}$	L (m)	$L > \frac{(B + B')}{2}$
X	3.5	3	3.25	3.75	**vérifier**

Remarque:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles filantes, donc on passe à l'étude des semelles filantes croisées.

VI.3.2.Dimensionnement des semelles filantes croisées :

Tableau VI.5: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	Nser (max) (KN)	$б_{sol}$ (MPA)	B (m)	B_{adop} (m)	L (m)	H (Cm)	H_{adop} (Cm)
S-f 1	555.21	0.15	0.41	1.80	8.95	30.50	35
S-f 2	2226.08		0.78		19.1	15.5	
S-f 3	4124.56		0.99		27.8	20.5	
S-f 4	2174.44		0.52		27.8	13	
S-f 5	1734.59		0.75		15.4	18	
S-f 6	1402.53		0.87		10.75	18	
S-f 7	1139.74		0.71		10.75	18	
S-f 8	1316.25		0.82		10.75	18	
S-f 9	1326.39		0.91		9.75	18	
S-f 10	1040.97		0.71		9.75	18	
S-f 11	1172.86		0.8		9.75	18	
S-f 12	1474.72		1.01		9.75	23	
S-f 13	3244.84		0.77		28	18	
S-f 14	3138.19		0.75		28	18	
S-f 15	2271.49		0.78		19.3	18	
S-f 16	1711.43		1.26		9.05	30.5	
S-f 17	1574.69		1.34		7.83	33	

VI.3.3.Vérification de poinçonnement de la Semelle filante (CBA91 Art A.5.2.4.2) :

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 \,.\, h \,.\, Uc \,.\, f_{c28} \,/\gamma_b$

$U_C = [(a + b) + 2h].2$

$F_{ELU} = 1592.27 \text{ KN} > F_{Limite} = 945.00 \text{ KN}$

=> Risque de poinçonnement du fût sur la semelle.

VI.4.Poutre de libage

VI.4.1.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.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage$I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.6: Dimensionnement de la poutre de libage

	b (cm)	L_{max} (cm)	$hp_{calculé}$ (cm)	$hp_{adopté}$ (cm)
Poutre de libage	60	440	61.54	70

VI.4.2.Vérification de poinçonnement de la poutre de libage (CBA91 Art A.5.2.4.2) :

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 \, . h \, . Uc \, . f_{c28} / \gamma_b$

$U_C = [(a + b) + 2h].2$

$F_{ELU} = 1592.27 \text{ KN} < F_{Limite} = 2730.00 \text{ KN}$

=>Pas de poinçonnement de la Poutre de Libage.

Donc : La section de la poutre de libage : 60x70 cm.

VI.4.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{amorc\ pt} + P_{amorc\ voile} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI .7: Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	P remblais (KN)	P. libage (KN)	$P_{Amorce\ pt}$ (KN)	$P_{Amorce\ voile}$ (KN)	S_f	σ (Mpa)	Ϭ sol (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S-f 1	8.95	555.21	140.96	285.57	46.987	27	30.75	16.11	0.07	0.15	**vérifier**
S-f 2	19.1	2226.08	300.83	612.18	100.27	54	/	34.38	0.10		**vérifier**
S-f 3	27.8	4124.56	437.85	896.04	145.95	72	13.5	50.04	0.11		**vérifier**
S-f 4	27.8	2174.44	437.85	896.04	145.95	72	/	50.04	0.07		**vérifier**
S-f 5	15.4	1734.59	242.55	499.32	80.85	36	/	27.72	0.09		**vérifier**
S-f 6	10.75	1402.53	169.31	347.13	56.43	27	/	19.35	0.10		**vérifier**
S-f 7	10.75	1139.74	169.31	347.13	56.43	27	/	19.35	0.09		**vérifier**
S-f 8	10.75	1316.25	169.31	347.13	56.43	27	34.25	19.35	0.10		**vérifier**
S-f 9	9.75	1326.39	153.56	312.93	51.18	27	34.75	17.55	0.11		**vérifier**
S-f 10	9.75	1040.97	153.56	312.93	51.18	27	/	17.55	0.09		**vérifier**
S-f 11	9.75	1172.86	153.56	312.93	51.18	27	/	17.55	0.10		**vérifier**
S-f 12	9.75	1474.72	153.56	306.09	51.18	36	/	17.55	0.12		**vérifier**
S-f 13	28	3244.84	441.00	902.88	147	72	/	50.4	0.10		**vérifier**
S-f 14	28	3138.19	441.00	902.88	147	72	/	50.4	0.09		**vérifier**
S-f 15	19.3	2271.49	303.98	619.02	101.32	54	/	34.74	0.10		**vérifier**
S-f 16	9.05	1711.43	142.54	288.99	47.51	27	31.25	16.29	0.14		**vérifier**
S-f 17	7.83	1574.69	123.32	247.26	41.10	27	/	14.09	0.14		**vérifier**

VI.5.Ferraillage :

VI.5.1.Les semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.
- Semelle filante (continue) sous un voile.

VI.5.1.a. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- Méthode des bielles

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.

Tableau VI.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	Nu (KN/m)	Mu (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
S-f 2	650.02	2.48	0.38	30	Diagramme trapézoïdale	10	Vérifier
S-f 3	796.13	22.82	2.86				Vérifier
S-f 4	769.21	3.66	0.47				Vérifier
S-f 5	724.78	2.73	0.37				Vérifier
S-f 6	695.72	2.85	0.40				Vérifier
S-f 7	597.87	5.97	0.99				Vérifier
S-f 10	590.2	16.17	2.73				Vérifier
S-f 11	667.43	18.97	2.84				Vérifier
S-f 12	714.63	19.05	2.66				Vérifier
S-f 13	749.90	0.43	0.05				Vérifier
S-f 14	796.13	22.82	2.86				Vérifier
S-f 15	665.29	1.91	0.28				Vérifier
S-f 17	584.36	0.30	0.05				Vérifier

Donc : Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles.

- Armatures principales :

Tableau VI.9: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN/ml)	Mu (KN.m)	L (m)	B (m)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	ESP (cm)
S-f 2	650.025	2.48	3.60	1.8	9.40	10HA12=11.31	10
S-f 3	796.135	22.82	4.02		11.21		
S-f 4	769.21	3.66	4.02		11.14		
S-f 5	724.78	2.73	1.80		10.48		
S-f 6	695.725	2.85	1.80		10.00		
S-f 7	597.875	5.97	1.80		8.73		
S-f 10	590.2	16.17	1.87		8.87		
S-f 11	667.435	18.97	1.87		10.04		
S-f 12	714.635	19.05	1.87		10.72		
S-f 13	749.905	0.43	4.07		10.78		
S-f 14	796.135	22.82	4.07		11.12		
S-f 15	665.29	1.91	3.67		9.60		
S-f 17	584.36	0.30	4.02		8.40		

- Armature de repartions :

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{11.31}{4} \times 1.80 = 5.08\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = 7HA12 = 7.92 cm^2$$

VI.5.1.b.Semelle filante (continue) sous un voile.

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

Tableau VI.10 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN.m)	B (m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$
S-f 1	188.95	32.76	1.8	4.07	30	Diagramme triangulaire
S-f 3	450.41	54.09		3.50		
S-f 8	214.04	86.11		7.76		
S-f 9	207.27	74.16		6.71		
S-f 16	191.01	40.03		4.91		

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles.

- **Méthode des moments**

$\beta = 0.85$

$$\sigma_{2b} = \frac{2 * P_u}{3\left(\frac{B}{2} - e_{0b}\right)A} \ , \sigma_{3b} = \frac{\left(B + 0.35\ b - 3\ e_{0b}\right)}{3\left(\frac{B}{2} - e_{0b}\right)}\sigma_{2b}$$

$$M_{1b} = A\left(\frac{B}{2} - 0.35\ b\right)^2 * \frac{(\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b})}{6} \quad , \quad A_b = \frac{M_{1b}}{\beta * d_b * \overline{\overline{\sigma_s}}}$$

Tableau VI.11: Ferraillages des semelles filantes sous un voile

$	σ_{2b} (MPA)	σ_{3b} (MPA)	M_{1b} (KN.m)	A_b (cm^2)	A_b choisie (cm^2)	St
S-f 1	0.14	0.102	30.31	3.41	7HA12=7.92	15
S-f 3	0.35	0.256	75.85	7.54		
S-f 8	0.17	0.128	36.65	4.13		
S-f 9	0.165	0.119	35.62	4.01		
S-f 16	0.149	0.108	32.21	3.62		

- **Armature de repartions :**

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{7.92}{4} \times 1.8 = 3.56\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = 7HA12 = 7.92 cm^2$$

VI.6.Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- **Ni:** la somme des efforts normaux.
- **L :** La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{amorc\ pt} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{P_{p.libage}} B$$

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{amorc\ pt} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{P_{p.libage}} B$$

VI.6.1.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Tableau VI.12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

S	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	Psemelle (KN)	P remblais (KN)	P p. libage (KN)	**P Amorce pt (KN)**	L (m)	qu (KN/m	qser (KN/m
S-f7	4400.8	3244.84	441.00	902.88	147	72	28	236.53	169.95

VI.6.2.Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau VI.13 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
	451.72	297.12	595.99	324.56	213.48

La poutre de libage travaille en flexion simple.

Tableau VI.14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage	Mu (KN.m)	A calculée (cm^2)	A' calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)
Travée	297.12	13.29	0	4HA16+4ch16=16.08
Appui	451.72	0	20.5	4HA16+4ch20=20.61

VI.6.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau VI.15: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Poutre de libage	Position	Mser (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ'_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)
	Travée	213.48	16.08	8.04	5.4	201.6	67.3	15
	Appui	324.56	4.04	8.04	8.2	201.6	98.6	15

- **Armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

- **Armatures transversales :**

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

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Verification				CBA93		RPA99v2003			St adopté		$At_{choisie}$ (cm²)
Elément	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	
S-f7	595.99	1.42	2.5	10	0.6	10	15	1.8	10	15	4HA8=2.01

- **Vérification de la flèche**

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

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

Tableau VI.17:Vérification de la flèche

Pouters de libage				Sollicitations à L'ELS	Armatures principals		Fleche		Verification
N	**L(m)**	**b(cm)**	**h(cm)**	**Mt**	**As1**	**As2**	**[f]t**	**[f]adm**	**Oui/non**
1	28	60	70	213.48	14.07	8.04	1.2	8.8	oui

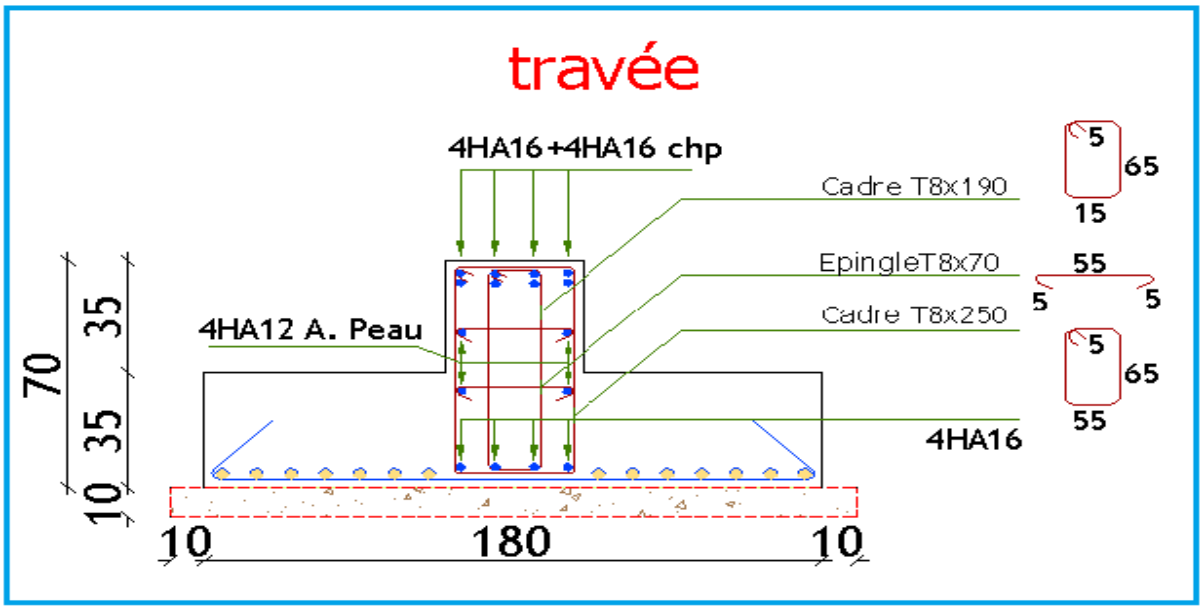


Figure VI.3 : Ferraillage Poutre de libage en travée

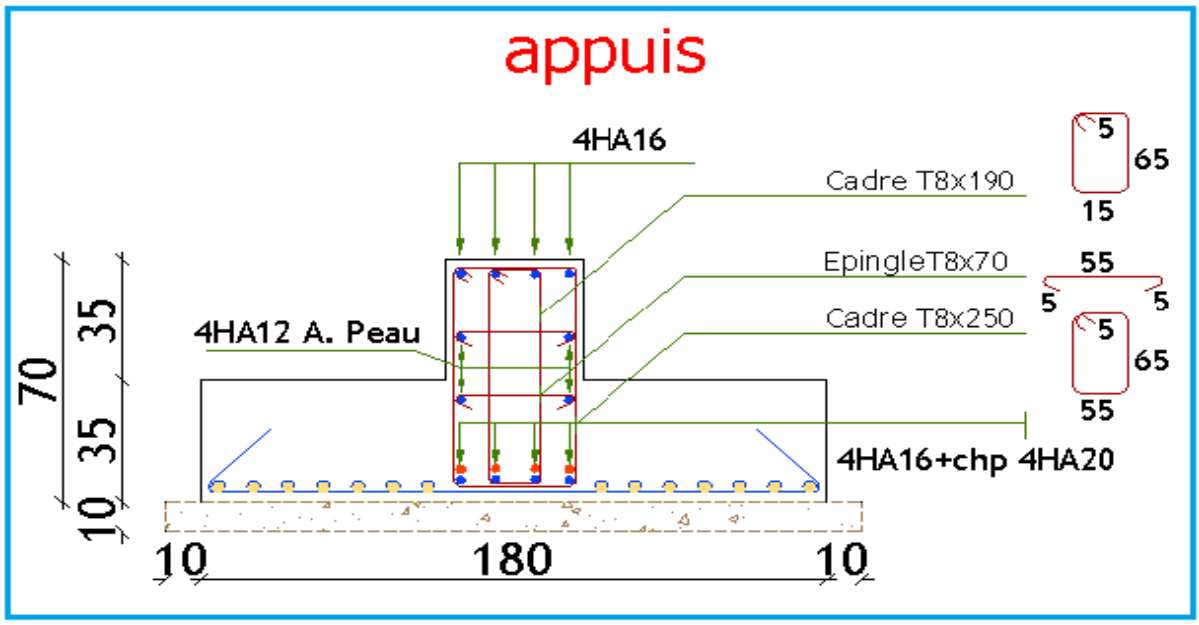


Figure VI.4 : Figure VI.3 : Ferraillage Poutre de libage en appuis

VI.7.Ferraillage des longrines : [Art 10.1.1 RPA99v2003]

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 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 :

$$\mathbf{F} = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$$

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 cm^2

α=10(zone III,S3)

VI.7.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KNAvec : α=10

$$A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.18 : Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA(cm^2)	Vérification
30x30	1553.3	155.3	4.46	6HA12=6.79	1.20	5.4	C.V

VI.7.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\text{Mpa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Tableau VI.19 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1150.66	115.06	6.79	169.45	201.63	Vérifiée

VI.7.3.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 :

Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

Tableau VI.20 : Calcul des armatures transversales des longrines

		CBA 93		**RPA 99**			**St adopté (cm)**		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30x30	0.285	10	0.90	10	15	5.40	10	15	4HA8=2.01

CONCLUSION GÉNÉRAL

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos Connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos Compréhensions en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre
En application les méthodes de calcul récentes et les principes de base qui doivent être Prises dans la conception des structures des bâtiments.
Après cette expérience ; il convient de signaler que le travail en collaboration entre le Spécialiste en génie civil et l'architecte dès le début de projet permet d'assurer une Bonne conception parasismique; 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, on indique que le rôle principal d'un spécialiste en génie civil est de réduire le Risque sismique pour minimiser les dégâts et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en Adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les Exigences sécuritaires.

Bibliographie

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93.**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**.

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Cours béton Armé

***Logiciels* :**

[6] : SAP2000.Version .19

[7] : Expert 2010.

[8] : AUTOCAD 2010.